



Université Batna 2 – Mostefa Ben Boulaïd
Faculté de Technologie
Département de de Génie Civil



Thèse

Présentée pour l'obtention du diplôme de :
Doctorat en Sciences en Génie Civil

Option : Géotechnique

Sous le Thème :

**Comportement du sol lors du creusement de tunnels
cas du tunnel T4 d'El-Harouche Skikda**

Présentée par :

DJELLOUL Chafia

Devant le jury composé de :

M. BAHEDDI Mohamed	Prof.	Université de Batna 2	Président
M. KARECH Toufik	Prof.	Université de Batna 2	Rapporteur
M. DEMAGH Rafik	MCA	Université de Batna 2	Co-Rapporteur
M. MABROUKI Abdelhak	Prof.	Université de Biskra	Examineur
M. MERDAS Abdelghani	MCA	Université de Sétif	Examineur
M. BENMEDOUR Djamel	MCA	Université de Biskra	Examineur
M. MARTINEZ Juan	Prof.	Université d'INSA Rennes	Invité

20/02/2020

بِسْمِ اللّٰهِ

A mon époux

A la mémoire

de toi

maman...

J'aurais

tellement

aimé que tu

sois là

aujourd'hui

Remerciements

En tout premier lieu, je tiens à remercier particulièrement Professeur *Karech Toufik*, qui m'a accueilli très chaleureusement et qui m'a suivi de près pendant tout ce travail, je lui suis reconnaissante pour toutes ses aides et son appui conséquent qu'il m'a accordé, ses qualités pédagogiques et scientifiques, et surtout sa sympathie, et ses qualités humaines. Je tiens à lui exprimer toute ma gratitude à lui est à Monsieur *Demagh Rafik* qui ont rempli la lourde charge et délicate mission de rapporteurs de cette étude.

Je remercie vivement le Professeur *Oualid Limam* de l'ENIT de Tunis et le Professeur *Jean Martinez* de l'INSA rennes pour leurs grandes et remarquables contributions dans ce travail.

Je tiens à remercier Monsieur *Baheddi Mohamed*, qui m'a fait l'honneur d'accepter de présider le jury de cette thèse.

Je voudrais également adresser mes vifs remerciements au Professeur *Mabrouki Abdelhak* de l'Université de Biskra et au Docteur *Merdes Abdelghani* de l'Université de Sétif ainsi qu'au Docteur *Benmeddour Djamel* qui ont accepté de participer au jury d'évaluation de cette thèse.

J'exprime également ma reconnaissance à Messieurs *Ghelab Bachir et Malek*, qui m'ont fourni toutes les données possible du tunnel T4 ; sans oublier Docteur *Bahloul Wassila* pour son aide et ses conseils.

RESUME

L'excavation de deux tunnels jumeaux est un processus qui déstabilise le sol. La stabilité du revêtement du tunnel, le contrôle des déplacements du sol autour de la galerie résultant de chaque excavation et de l'interaction entre les deux, doivent être contrôlés.

Ce travail propose une nouvelle approche pour remplacer les analyses 3D coûteuses par des analyses 2D équivalentes qui reflètent fidèlement les mesures in situ lors de l'excavation de deux tunnels jumeaux. La modélisation a été réalisée en deux dimensions à l'aide du code en différences finies FLAC2D.

L'effet tridimensionnel de l'excavation est pris en compte à l'aide du taux de déconfinement du sol entourant l'excavation en appliquant la méthode convergence-confinement. Une comparaison entre les tassements obtenus de l'analyse 2D proposée et les tassements mesurés dans un projet réel en Algérie montre un accord très acceptable. En outre, ce travail étudie les changements de déformations des revêtements de tunnels et des tassements de surface auxquels on pourrait s'attendre si les tunnels jumeaux du T4 El-Harrouche Skikda étaient construits avec un tunnelier. Une attention particulière a été portée à l'influence de la distance de déphasage d'excavation entre les deux fronts de tailles.

Il est révélé que les mouvements du sol et les déformations du revêtement lors de l'excavation de deux tunnels dépendent de la distance entre l'axe des tunnels et du décalage des phases d'excavation.

Mots-clés : tunnel, interaction, simulation numérique, convergence-confinement ,déphasage d'excavation.

Abstract

The excavation of twin tunnels is a process that destabilizes the ground. The stability of the tunnel lining, the control of ground displacements around the tunnel resulting from each excavation and the interaction between them must be controlled. This paper provides a new approach for replacing the costly 3D analyses with the equivalent 2D analyses that closely reflects the in-situ measurements when excavating twin tunnels. The modeling was performed in two dimensions using the FLAC2D finite difference code. The three-dimensional effect of excavation is taken into account through the deconfinement rate λ of the soil surrounding the excavation by applying the convergence-confinement method. A comparison between settlements derived by the proposed 2D analysis and the settlements measured in a real project in Algeria shows an acceptable agreement. Also, this paper reports the investigation into the changes in deformations on tunnel linings and surface settlements which may be expected if the twin tunnels of T4 El-Harouche Skikda were constructed with a tunneling machine. Special attention was paid to the influence of the excavation phase shift distance between the two mechanized tunnel faces. It is revealed that the ground movements and the lining deformations during tunnel excavation depend on the distance between the tunnels' axis and the excavation phase shift.

Keywords : tunnel ; interaction ; numerical-simulation ; convergence-confinement; excavation phase shift

ملخص

إن حفر الأنفاق المزدوجة عملية تؤدي إلى زعزعة استقرار الأرض، يجب التحكم في استقرار بطانة النفق، والتحكم في هبوط الأرضي حول النفق الناتج عن كل عملية حفر والتفاعل بينهما. يقدم هذا البحث منهجاً جديداً لاستبدال التحليلات ثلاثية الأبعاد المكلفة بتحليلات ثنائية الأبعاد مكافئة تعكس بدقة القياسات في الموقع عند حفر الأنفاق الثنائية، وقد تم تنفيذ النمذجة في بعدين باستخدام نموذج ثنائي الأبعاد **Flac 2D**. يؤخذ تأثير الحفريات ثلاثي الأبعاد في الاعتبار من خلال معدل الإحتواء (**dé confinement rate**) للتربة المحيطة بالحفر من خلال تطبيق طريقة تحديد التقارب. مقارنة بين مستوى هبوط التربة المستمدة من التحليل ثنائي الأبعاد المقترح ومستوى انحدار التربة المقاسة في مشروع حقيقي في الجزائر يدل على اتفاق مقبول. كذلك، هذا العمل يُمكن من الحصول على توقعات حول التغييرات في التشوهات لبطانات النفق ومستوى انحدار التربة السطحية التي قد تحصل إذا تم بناء النفقين التوأمين في منطقة الحروش سكيكدة عن طريق آلة حفر الأنفاق. وقد أولينا اهتمام خاص لتأثير مسافة إزاحة مرحلة الحفر بين وجهي النفق الآليين في هذا العمل. يتضح أن الحركات الأرضية والتشوهات في البطانة أثناء حفر الأنفاق تعتمد على المسافة بين محوري النفقين ودرجة الإزاحة بين أطوار الحفر.

كلمات مفتاح: نفق، تفاعل، تحليل رقمي، تحديد تقاربي، حفر، أطوار الحفر

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS	2
RESUME.....	3
ABSTRACT.....	4
ملخص.....	4
Liste de figures	7
Liste de tableaux	9
Notations et Abréviations.....	10
Introduction générale	12
Plan du Manuscrit.....	15

Chapitre 1 : Synthèse bibliographique sur les ouvrages souterrains

1.2	Introduction	17
1.2	Méthode d'excavation.....	17
1.2.1	Méthode conventionnelle.....	18
1.2.2	Creusement mécanisé	20
1.2.2.1	Abattage par machine à attaque ponctuelle	20
1.2.2.2	Le creusement au tunnelier	24
1.3	Dimensionnement des ouvrages souterrains	26
1.4	Les Méthodes de calculs	27
1.4.1	Réactions hyperstatiques.....	27
1.4.2	Solide composite.....	27
1.4.3	Méthode convergence confinement.....	28
1.4.3.1	Détermination du taux de déconfinement à l'application du soutènement.....	30
1.5	Soutènements et revêtements.....	31
1.6	Mouvements de sol dus au creusement	32
1.6.1	Les Mouvements horizontaux.....	33
1.6.2	Les déplacements verticaux du sol.....	34
1.7	Les méthodes de calcul numérique.....	36
	a) La modélisation tridimensionnelle.....	37
	b) La modélisation bidimensionnelle en déformation plane.....	37
	c) La modélisation axisymétrique	37
1.7.1	Prise en compte des effets tridimensionnels dans un modèle bidimensionnel.....	38
	Conclusion	39

Chapitre 2 : Présentation de l'outil de modélisation numérique FLAC

2.1	Introduction	41
2.1.1	Description Générale.....	41
2.2	Description du code de calcul.....	43
2.2.1	Méthode des différences finies (FDM).....	43
2.2.2	Schéma de résolution explicite.....	44
2.2.3	Formulation numérique en différences finies : passage du problème continu à la discrétisation	48
	a) amortissement.....	50
	b) Critère de convergence	50
2.3	Déclaration des données dans le code FLAC 2D.....	49
2.3.1	Introduction.....	49

2.3.2	Générations des grilles.....	49
2.3.3	Conditions aux limites	50
2.3.4	Conditions initial	50
2.4	Forces non équilibrées (Unbalanced force)	50
2.5	Lois de comportement utilisées par le code de calcul	51
2.5.1	Le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb	52
2.5.2	Élément Poutre pour le revêtement	53
2.6	Conclusion	54

Chapitre 3 : Contexte du tunnel T4

3.1	Introduction.....	56
3.2	Conditions géologiques et géotechniques du tunnel T4.....	58
3.2.1	Unités Géologiques.....	60
3.2.2	Conditions hydrologiques.....	62
3.3	Méthode d'excavation et soutènement adoptée	62
3.3.1	Répartition des Classes le Long des Trois Tunnels.....	67
3.3.2	Auscultation.....	69
3.4	Mesure de Déformation du terrain.....	70
3.5	Conclusion.....	73

Chapitre 4 : Modélisation Numériques

4.1	Introduction.....	75
4.2	Aperçu sur la méthode Convergence-Confinement (CCM)	77
4.3	Géologie et localisation de la section d'étude.....	78
4.4	Tassement de surface In-situ	80
4.5	Modélisation numérique.....	81
4.5.1	Conditions aux limites.....	81
4.5.2	Phases de simulation.....	84
4.5.3	Résultats numériques et discussion	90
4.5.4	Comparaison entre les résultats numériques et les mesures in situ.....	90
4.5.5	Cas d'étude.....	93
4.6	Discutions.....	95
a)	Le tunnel de gauche est en tête (cas 1).....	96
b)	Le tunnel de droite est en tête (cas 2)	98
c)	Forces internes dans les revêtements des tunnels (cas 1).....	99
d)	Forces internes dans les revêtements des tunnels (cas 2).....	104
4.7	Conclusion s	108
	Conclusion Générale	111
	Références bibliographiques.....	114

Liste des figures

Chapitre 1		page
Figure 1.1	Cycle de travail avec utilisation d'explosifs	20
Figure 1.2	Machines à attaque ponctuelle	21
Figure 1.3	Avancement de l'excavation par la méthode NATM en section transversale et longitudinale	23
Figure 1.4	Schéma de principe d'un tunnelier (Extrait du M3 Nord-Sud)	26
Figure 1.5	Notion de déconfinement en déformations planes : introduction d'une pression fictive P_f et du taux de déconfinement λ .	28
Figure 1.6	Extrusion et instabilité au front de taille d'un tunnel	29
Figure 1.7	Courbe (a) de Convergence, (b) de Confinement et (c) Assemblage	30
Figure 1.8	Section de tunnel avec béton projeté et boulons	32
Figure 1.9	Déplacements horizontaux et cuvette de tassement en surface	33
Figure 1.10	Déplacements et déformations horizontaux en surface	34
Figure 1.11	Profil longitudinal de la cuvette de tassement de surface	35
Chapitre 2		
Figure 2.1	Procédé général de résolution des problèmes en géotechnique selon FLAC2D	45
Figure 2.2	Séquence de calcul générale	45
Figure 2.3	formulation numérique en différences finies	48
Figure 2.4	Nomenclature pour un élément poutre	54
Chapitre 3		
Figure 3.1	Emplacement du tunnel T4 sur la carte géologique de Smendou	57
Figure 3.2	Vue en plan et coupe longitudinale du tunnel T4	58
Figure 3.3	Coupe géologique du tunnel T4	59
Figure 3.4	Zone de végétation intense à Djebel Kantour	60
Figure 3.5	Coupe transversale des deux tubes du tunnel T4	64
Figure 3.6	Profil en travers du T4 selon la méthode en section divisée	68
Figure 3.7-a	Exemple d'allure typique de courbe de convergence relative et le tassement vertical au point Z1 pour le tube gauche	72
Figure 3.8-b	Exemple d'allure typique de courbe de convergence relative et le tassement vertical au point Z1 pour le tube droit	72

Chapitre 4

Figure 4.1	Méthode de réduction des contraintes	78
Figure 4.2	Vue en plan et section longitudinale du T4	79
Figure.4.3	Conditions géologiques et coupe transversale typique des deux tunnels	80
Figure 4.4	Tassement calculé en fonction de l'avancement du front du tunnel droite	81
Figure 4.5	Maillage et condition aux limites	83
Figure 4.6	Phasage d'excavation des deux tunnels	85
Figure 4.7	Evolution de la force maximale non équilibrée en fonction du pas de temps	87
Figure 4.8	Iso-valeurs associées aux vecteurs de déplacements verticaux	88
Figure 4.9	Développement des points plastiques autour des deux tunnels	88
Figure 4.10	Déplacements horizontales cumulées après l'achèvement du tunnel de droite	89
Figure 4.11	Déplacements verticales cumulées après l'achèvement du tunnel de droite	89
Figure 4.12	(a) Profils de tassement longitudinaux, une comparaison entre la simulation numérique et les mesures in situ. (b) Profil de tassement dans la section transversale	92
Figure 4.13(a)	Vue en plan des tunnels jumeaux pour le cas de référence	93
Figure 4.13(b)	Vue en plan des tunnels jumeaux pour le cas 1	94
Figure 4.13(c)	Vue en plan des tunnels jumeaux pour le cas 2	94
Figure 4.14	Cuvettes de tassement au-dessus des tunnels jumeaux à différentes distances horizontales (dx), pour le cas de référence ($P_s = 0$)	95
Figure 4.15	Cuvettes de tassement au-dessus des tunnels jumeaux pour différentes distances horizontales dx avec un P_s décroissant	96
Figure 4.17	Cuvette de tassement au-dessus des tunnels jumeaux pour différentes distances horizontales avec une augmentation de P_s	98
Figure 4.18	Variation du moment de flexion ($kN \cdot m$) dans les revêtements avec un P_s décroissant	102
Figure 4.19	Variation de l'effort normal (kN/m) dans les revêtements avec un P_s décroissant	103
Figure 4.20	Variation du moment de flexion ($kN \cdot m$) dans le revêtement avec une augmentation de P_s	105
Figure 4.21	Variation des efforts normaux (kN/m) dans les revêtements avec une augmentation de P_s	107

Liste des Tableaux

Chapitre 2

Tableau 2.1	Comparaison entre les méthodes explicites et implicites	47
-------------	---	----

Chapitre 3

Tableau 3.1	Coordonnées kilométriques des deux tubes du Tunnel T4	58
-------------	---	----

Tableau 3.2	Paramètres caractéristiques	60
-------------	-----------------------------	----

Tableau 3.3	Déduction des paramètres caractéristiques par la méthode de la classification RMR	61
-------------	---	----

Tableau 3.4	Déduction des paramètres caractéristiques par la méthode de Hoek & Brown	61
-------------	--	----

Tableau 3.5	Déduction des paramètres caractéristiques à partir des essais in-situ ou en laboratoire	62
-------------	---	----

Tableau 3.6	Sélection des paramètres d'étude	62
-------------	----------------------------------	----

Tableau 3.7	Récapitulatifs de la répartition préliminaire de soutènement	67
-------------	--	----

Tableau 3.8	Espacement entre section d'auscultation selon la classe de soutènement provisoire	70
-------------	---	----

Chapitre 4

Tableau 4.1	Paramètres physico-mécaniques du sol et du revêtement	80
-------------	---	----

Notations et Abréviations

FDM	Méthode des différences finies
λ_δ	Taux de déconfinement, qui correspond au déplacement μ_d ,
u_d	déplacement radial
σ_0	Contrainte initiale du sol
τ	Contrainte tangentielle
σ_n	Contrainte normale
δ_{vmax}	Tassement maximum à la surface du sol
x	Abscisses par rapport à l'axe du tunnel
s_h	la surface horizontale de déplacements du sol
S_v	la surface verticale de déplacements du sol
ρ	Masse volumique
t	Temps
x_i	Composante du vecteur position
j	Composante du tenseur des contraintes
u	Composante du vecteur vitesse nodale.
σ_n	nouvelles contraintes
σ_p	contraintes au cycle de calcul précédent
Δs	distance du point a au point
A	aire d'un élément
X, Y	Les coordonnées d'un point nodal dans un tracé.
$\nabla X, \nabla Y$	Gradient de contrainte dans la direction des x et y respectivement.
K	module d'incompressibilité du matériau,
G	Module de cisaillement du matériau,
ν	coefficient de Poisson
E	module de Young
λ	taux de relâchement des contraintes
σ	pression radiale
D	Le Diamètre de tunnel
E_{vj}	Le module de déformation équivalent
f_{cj}	la résistance du béton à j jours
Ps	Le taux de variation du déphasage d'excavation entre les deux tunnels
K_0	Coefficient de pression des terres au repos
PK	Point Kilométrique

ξ	Coefficient qui dépend de la loi de comportement du terrain
m	Coefficient qui dépend de la loi de comportement du terrain
u	Déplacement
d	Distance au front de taille
P_f	la pression fictive radiale en paroi.
N	Effort Normal
M	Moment fléchissant absolu maximum
N_{Max}	Effort Normal Maximal

Introduction générale

La construction d'un tunnel peu profond nécessite inévitablement des modifications dans la répartition des contraintes autour de la structure souterraine et provoque donc des déformations dans le sol. Dans les villes encombrées, l'excavation de tunnels jumeaux creusés à faible distance l'un de l'autre a récemment augmenté. De nombreuses recherches ont été menées sur l'interaction entre deux tunnels parallèles. Les différentes opérations réalisées lors de la construction (excavation, soutènement du front de taille, pose du revêtement, ...) rendent très complexes la compréhension des phénomènes induits par la construction de double tunnel sur le tassement en surface, les revêtements et les infrastructures existantes. Ces paramètres sont en effet liés à de nombreux éléments tels que la nature et les caractéristiques des sols rencontrés, les dimensions du tunnel, la distance entre les centres des deux tunnels et le décalage entre les deux fronts de tailles qui est un véritable problème 3D.

La littérature concernant les simulations numériques 3D qui considèrent l'influence de la distance de décalage entre les faces des deux tunnels sur le déplacement du sol et les déformations des revêtements est assez limitée (Ng *et al.* 2004, Do *et al.* 2016). La littérature actuelle révèle également qu'il n'existe pas de simulation numérique 2D de tunnels jumeaux permettant de prendre en compte à la fois le déplacement du sol et les efforts internes dans les revêtements lors de l'avancement des tunnels.

Pour remédier à ce problème, nous proposons une méthodologie basée sur l'étude de la capacité d'une approche numérique 2D à reproduire le comportement réel des tunnels jumeaux mesurés in situ en introduisant le facteur de déphasage d'excavation, qui est un véritable problème 3D, à l'aide de FLAC2D (programme en différences finies). Cette méthodologie présente un intérêt majeur pour les opérations d'excavations de tunnel doubles. Nous supposons qu'un tunnelier a été utilisé pour l'excavation. En raison de sa flexibilité, cette méthode est appliquée à la modélisation de la construction de deux tunnels jumeaux dans des conditions géologiques et géométriques correspondante au tunnel T4 d'El-Harouche Skikda, adoptée dans cette étude comme cas de référence réel.

Nous avons accordé une attention particulière à l'influence du décalage des phases d'excavation des deux tunnels sur les déformations verticales du sol et des efforts internes dans les revêtements. Le but de cette étude est de proposer une nouvelle approche simple permettant de remplacer les analyses 3D coûteuses par une approche 2D équivalente reflétant fidèlement les mesures in situ réalisées lors de l'excavation de deux tunnels jumeaux.

Plan du Manuscrit

Le plan de travail que nous avons adopté dans l'élaboration de cette thèse s'articule sur quatre chapitres dont le premier est précédé par une introduction générale et le dernier est suivi par une conclusion générale avec différentes perspectives.

Le premier chapitre présente une synthèse bibliographique sur les ouvrages souterrains, les méthodes d'excavation et d'auscultation utilisée, les méthodes de calculs et de dimensionnement des ouvrages souterrains. Les différentes approches disponibles permettent à la fois d'analyser et d'évaluer l'étendue et la nature des mouvements associées au creusement de tunnels.

Le second chapitre comporte les principes du code Flac qui ont été utilisés lors des simulations bidimensionnelles du problème étudié.

Le troisième chapitre a été consacré au chantier support, le projet des deux tubes du tunnel T4 de l'Autoroute Est-Ouest d'El-Harouche Skikda. L'ensemble des informations fournies sur le tunnel T4 ont été extraites à partir du 'Rapport de Présentation – combiné lot tunnel' et des travaux de Salah Messast *et al* (2014). Ce chapitre comporte la présentation du projet du T4, ses conditions géologiques et géotechniques, les méthodes d'excavation et soutènement adoptées pour le T4 ainsi que les mesures de déformation du terrain.

Le quatrième chapitre présente la modélisation numérique bidimensionnelle d'une section de tunnel T4, afin d'étudier l'effet du déphasage d'excavation, en introduisant le caractère tridimensionnel du problème et l'effet de la distance horizontale entre les deux tubes sur les tassements de surface et les déformations dans les revêtements.

Notre travail sera finalisé par une conclusion générale et des perspectives.

Chapitre 1

Synthèse bibliographique sur les ouvrages souterrains

Chapitre 1

✓ **SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES OUVRAGES SOUTERRAINS**

1.1 Introduction

L'accroissement des travaux souterrains et les complications rencontrées nous amène à des méthodes d'investigation de plus nouvelles sophistiquées de modélisation, de conception et d'exécution. L'amplitude, l'orientation et la localisation des mouvements du massif engendrés par l'excavation dépendent fortement des caractéristiques mécaniques des terrains, des contraintes géostatiques, des conditions hydrauliques, et des méthodes d'excavation ainsi que celles du soutènement retenu.

Différents travaux de recherche ont été réalisés afin d'étudier l'interaction entre deux tunnels double. Des essais sur le terrain et sur modèle réduit ont été réalisés par He *et al.* (2012), basés sur la ligne 1 du métro de Chengdu en Chine. Ils ont constaté que lorsque la distance entre les axes des tunnels atteignait le diamètre du tunnel, deux arches indépendantes de la zone d'effondrement se forment au-dessus de chaque tunnel et l'interaction entre les deux tunnels pouvait être négligée.

Mazek (2011) a proposé un modèle d'éléments finis (MEF) pour prédire les performances d'un système de tunnel basé sur la construction de double tunnel de la route El-Azhar. L'interaction entre un tunnel nouvellement construit et un tunnel existant adjacent dans des conditions de sol particulières à Beijing ont été étudiées par Chengping *et al.* (2014), ils ont effectué des calculs numériques sur des tunnels jumeaux parallèles avec des angles et des espacements entre axes différents, ils ont signalé que la position relative des deux tunnels a un effet considérable sur la cuvette de tassements.

Chegade et Shahrour (2008) ont utilisé trois configurations pour deux tunnels alignés horizontalement, verticalement et inclinés afin de comparer la forme et l'allure de la cuvette de tassement en surface du sol. Ils ont constaté que la procédure de construction affecte le tassement du sol et les efforts internes dans les revêtements.

Elsamny *et al.* (2016) ont étudié les facteurs affectant la répartition des contraintes autour de deux tunnels circulaires et les efforts internes exercés sur les revêtements. Ils ont constaté que le module d'élasticité, le coefficient de Poisson pour le sol argileux, les distances verticales et horizontales entre les axes des deux tunnels sont quelques-uns des facteurs qui affectent la répartition des contraintes et le tassement en surface.

Un modèle numérique bidimensionnel a été utilisé par Hansmire *et al.* (2004) afin d'examiner l'interaction entre plusieurs tunnels dans le sol avec des revêtements en béton projeté sur Tren Urbano, San Juan, Porto Rico. Ils ont effectué des analyses numériques afin de déterminer correctement les conditions de chargement, pour concevoir structurellement les doubles revêtements provisoires (primaires). Ils ont constaté que les revêtements installés en premier s'opposaient à plus de charge et nécessitaient plus de capacité structurelle avec une plus grande épaisseur, tandis que les revêtements installés plus tard pourraient être plus minces avec moins de renforcement, ceci révèle que les séquences d'excavation sont d'une grande importance car des charges importantes peuvent être transférées aux tunnels existants quand une excavation adjacente a lieu.

L'influence du processus de construction de deux tunnels à l'aide de la méthode des éléments finis en 3D a été étudiée par Do *et al.* (2014a). Ils ont souligné que l'excavation simultanée de deux tunnels jumeaux pourrait donner lieu à un tassement plus élevé au-dessus des deux galeries. Une solution analytique pour étudier l'interaction entre deux tunnels parallèles a été présentée par (Fu *et al.* 2015), les comparaisons des déplacements de surface issus de la solution analytique proposée et du principe de superposition révèlent que l'interaction entre les deux tunnels influe sur le déplacement de surface qui diminue avec l'augmentation de la profondeur du tunnel et l'augmentation de l'espacement entre axes des deux tunnels.

Une étude numérique 2D destinée à prévoir l'impact entre deux tunnels a été réalisée par Do *et al.* (2014b). Les effets de la distance entre axes des deux tunnels sur les forces structurelles induites dans les revêtements ont été examinés. Parmi leurs conclusions, le tunnel existant est davantage affecté par la construction du deuxième tunnel. Cependant, le tunnel existant ne provoque qu'un impact mineur sur le nouveau tunnel. Le comportement du nouveau tunnel est similaire à celui d'un tunnel unique. Chapman *et al.* (2006) ont utilisé un modèle pour étudier la construction de tunnels jumeaux associée aux déplacements du sol, les résultats obtenus ont suivi des tendances similaires à celles obtenues à partir des données de terrain.

Divall *et al.* (2014), ont mis l'accent sur l'influence du délai entre la construction de chaque tunnel, par rapport aux tunnels construits simultanément sur le tassement en surface, ils ont constaté que le délai de construction entre les deux fronts affecte la cuvette de tassement au-dessus des deux tunnels.

Une étude numérique 3D a été réalisée (Do *et al.* 2016), afin d'étudier l'interaction entre deux tunnels parallèles horizontales creusés mécaniquement, ils ont porté une attention particulière à l'influence de la distance de retard entre les deux fronts de tailles. Il ont étudié l'influence de la distance de décalage entre les deux fronts moyennant une analyse numérique 3D, en appliquant une méthode de superposition des tassements, ils ont conclu que: la méthode de superposition utilisée peut être primitivement employer pour l'estimation de la cuvette de tassement au-dessus des deux tunnels parallèlement horizontal, le premier tunnel est affecté de manière importante par la construction du nouveau tunnel cependant le tunnel existant cause un faible impact sur le deuxième (nouveau tunnel).

D'autres travaux portent sur les effets du tunnel suivant sur le précédent Addenbrooke et Potts (2001), Shahin *et al.* (2016). Dans leurs recherches, il a été constaté que les profils de tassement en surface dépendent de l'emplacement du tunnel suivant (2^{ème} tunnel).

D'autres chercheurs tels que Mirhabibi et Soroush (2012), Hasanpour *et al.* (2012) ont effectué des analyses numériques pour examiner également l'interaction entre deux tunnels adjacents. La plupart des recherches précédentes étaient axées sur l'interaction entre deux tunnels en fonction de l'influence de la localisation spatiale des deux tunnels en termes de déformation du sol, sans prendre en considération les efforts structurels induits dans les revêtements des tunnels.

Ce premier chapitre est consacré à la présentation d'une synthèse bibliographique sur les ouvrages souterrains, ainsi que quelques généralités sur la définition de ce type d'ouvrage. On présentera un état des connaissances assez succinct sur les méthodes d'excavation et d'auscultation au cours du creusement.

Ce chapitre comporte aussi une synthèse sur le dimensionnement des ouvrages souterrains, les méthodes de calculs, les types de soutènements ainsi que les revêtements les plus couramment utilisés, les mouvements de sol dus au creusement ainsi qu'un aperçu sur les méthodes de calcul numérique.

1.2 Méthode d'excavation

La méthode d'excavation choisie doit essentiellement assurer la stabilité et la pérennité de l'ouvrage pendant et après son exécution (à cours et à long termes). Aussi elle doit satisfaire de rigoureux critères relatifs à la durée d'exécution, l'économie financière et la technique de réalisation.

Donc le choix de la méthode de creusement est sans doute le point crucial du projet d'un point de vue financier et planning.

Il existe plusieurs méthodes d'excavation de tunnel. On spécifie deux principales tendances :

- Le creusement conventionnel (ou traditionnel) ;
- Le creusement au tunnelier.

1.2.1 Méthode conventionnelle

La technique de l'excavation à l'explosif est très ancienne mais reste encore, dans de nombreuses situations, la plus économique.

A partir de cette méthode, deux techniques de creusement peuvent être appliquées : (1) creusement en pleine section où la totalité de la section est ouverte dans un pas d'excavation et (2) creusement en section divisée où la construction est réalisée en deux ou plusieurs phases d'excavation en réduisant les dimensions du front.

Le creusement en pleine section permet un degré élevé de mécanisation (emploi de matériels lourds) aussi le soutènement est installé le plus près possible du front. Quoique, un prétraitement du terrain et un renforcement du front sont habituellement indispensables pour assurer la stabilité du front de taille. La stabilité d'un tunnel excavé en section divisée est plus facile à contrôler, bien que, plus le nombre de phases est élevé et plus le coût de l'ouvrage ne devient important.

La sélection de la technique de creusement est généralement influencée par les préférences régionales (Schubert *et al.* 2000). En aucun doute le succès d'une excavation souterraine est généralement lié à l'expérience des entrepreneurs (Hoek 2001).

On distingue deux approches pour le système de soutènement des tunnels en terrain poussant : l'approche active utilisant des soutènements rigides («Heavy methode» ou «resistance methode») et l'approche passive utilisant des soutènements souples («Light method» ou «Yielding method») (Barla 2002).

En utilisant l'approche active, l'apparition d'importantes déformations est empêchée par un soutènement rigide installé près du front de taille. En conséquence, le soutènement est souvent trop chargé et donc risque de se rompre dans des tunnels sous forte couverture. Cependant, le principe de l'approche passive comprend l'autorisation du déplacement et à l'application d'une faible pression de confinement en paroi ce qui conduit à atteindre un état d'équilibre des soutènements.

L'approche passive est amplement utilisée actuellement. Sa consiste à l'utilisation d'un soutènement souple composé de béton projeté et de cintres coulissants. Le profil des cintres le plus couramment utilisé est le profil TH (Toussaint-Heintzmann). Les éléments des cintres sont assemblés en se référant à un système d'étrier (Huy 2014).

✓ **Attaque à l'explosif**

La technique de l'excavation à l'explosif est très ancienne mais reste encore, dans de nombreuses situations, la plus économique. La poudre noire (salpêtre + charbon + soufre) fut longtemps utilisée, avant que n'apparaissent des produits plus performants, tels la dynamite ou les émulsions, mais plus dangereux. En souterrain on utilise des explosifs brisants (vitesse de détonation > 4000 m/s) dont l'effet sur la roche est double :

- L'énergie de choc véhiculée par une onde fissure le terrain ;
- température et pression, ouvre ces fissures et disloque le matériau. Le "surplus" de cette énergie expulse les blocs disloqués.

Ce type d'attaque est généralement utilisé pour l'exécution des tunnels situés dans les roches pour lesquelles un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) où un terrassement mécanique n'est plus envisageable, du point de vue technique ou économique. On peut aussi bien travailler à section pleine qu'à section partielle (pour les sections importantes, les terrains médiocres, ou lorsque l'orientation des bancs est défavorable au tir par perforation horizontale).

La séquence de tir prévoit normalement de faire sauter d'abord les charges situées au centre du front de taille, afin de dégager un bouchon, puis de faire sauter les charges de plus en plus périphériques avec un retard de quelques micro- secondes.

Une technique d'abattage s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaires suivantes (qui sont détaillées sur la figure 1.1) :

Les vibrations créées lors de l'utilisation de l'explosif pendant l'excavation de la galerie sont

susceptibles d'endommager cette dernière ou, plus habituellement, la structure avoisinante de cette dernière. En effet, une partie de l'énergie explosive utilisée pour fragmenter et abattre la matrice rocheuse se disperse et se dissipe dans l'environnement du tunnel sous forme d'ondes vibratoires qui s'amortissent avec la distance.

Des précautions doivent être prises pour localiser les effets des ébranlements sur les structures avoisinantes existantes en particulier si le tunnel est à proximité d'un environnement urbain.

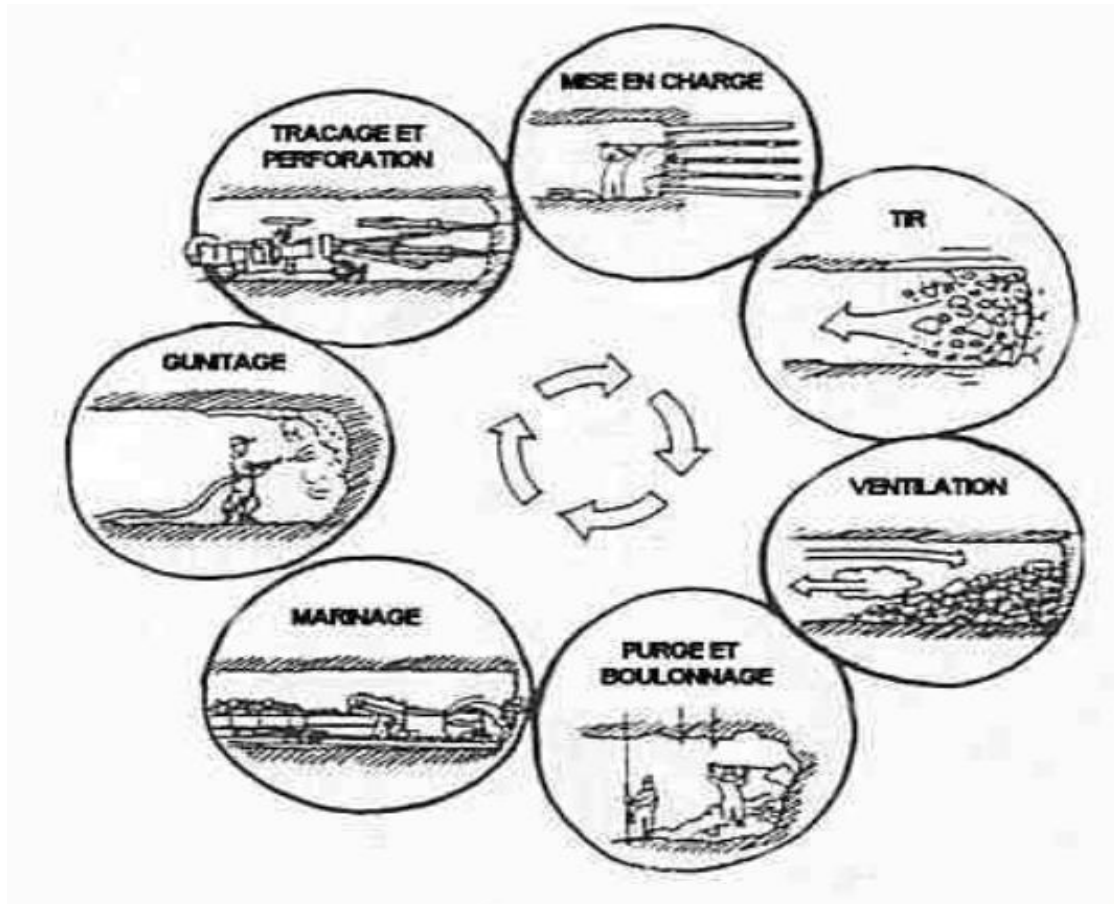


Figure 1.1 : cycle de travail avec utilisation d'explosifs (Extrait R-M Faure (Doctrine et recherche))

1.2.2 Creusement mécanisé :

La technique de creusement mécanisé (en opposition aux techniques conventionnelles), sont toutes les techniques de creusement de tunnel dans lesquelles l'excavation est effectuée de façon mécanique, à l'aide de dents, de piques ou de disques.

Ces techniques comprennent un large éventail de différentes machines, des plus simples, aux plus complexes telles que les tunneliers avec bouclier à front confiné. Ces machines réalisent non seulement l'excavation, mais également le soutènement dans certains cas).

1.2.2.1 Abattage par machine à attaque ponctuelle

Les machines à attaque ponctuelle sont en général montées sur un châssis automoteur à chenilles (figure 1.2). Ce châssis supporte un bras mobile éventuellement télescopique équipé d'une tête fraiseuse capable de balayer une surface de front plus ou moins importante autour de sa position moyenne.

Dans les machines à **attaque radiale** (type Paurat, Dosco, Demag ou certaines Eickhoff), la fraise tourne autour d'un axe situé en prolongement du bras.

Dans les machines à **attaque transversale** (Alpine, Westfalia ou certaines Eickhoff), la fraise, appelée aussi tambour, tourne autour d'un axe perpendiculaire au bras et attaque tangentiellement la surface du front.

Dans le premier cas, le creusement de chaque volée commence par l'exécution d'une sorte de forage perpendiculaire à la surface du front (sumping) permettant à la fraise de pénétrer dans le terrain et se poursuit par un fraisage progressif des parois de ce pré-creusement.

Dans le deuxième cas, le creusement se fait en principe toujours par fraisage tangentiel à la surface cylindrique du « tambour » (Kitchah, 2012), cette technique est connue comme étant une :

- Technique n'entraînant pas d'ébranlement dans l'environnement est préférable à l'explosif, dans certains cas.
- Utilisation limitée par les caractéristiques de résistance du terrain encaissant.

C'est une technique mécanique elle est réalisée par l'intermédiaire d'une machine à attaque ponctuelle elle permet de creuser n'importe quel profil de dimension variable (figure 1.2) Elle est généralement utilisée dans les roches tendres ou altérées de dureté moyenne, l'exécution se fait par les haveuses avec un bras mobile équipé d'une tête fraiseuse gratte et balaie une surface de front.

Dans les machines à attaque radiale, la fraise tourne autour d'un axe situé en prolongement du bras.

Dans les machines à attaque transversale, la fraise nommée aussi tambour, tourne autour d'un axe perpendiculaire au bras et attaque tangentiellement la surface du front, ou bien par des machines à attaque ponctuelle qui abattent le terrain de manière disjonctive et partiellement.

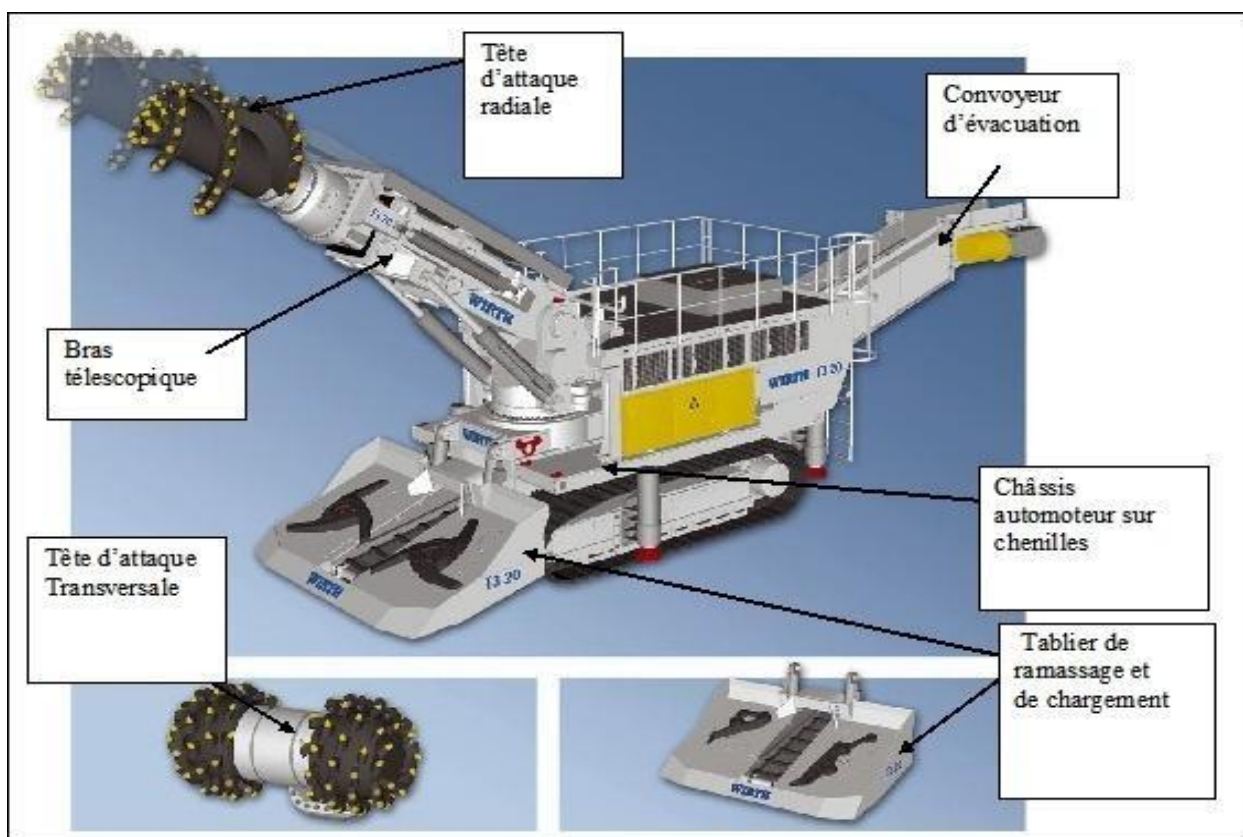


Figure 1.2 : Machines à attaque ponctuelle (Extrait de la brochure de Wirth)

Après l'excavation du sol, l'évacuation des déblais (le marinage) est réalisée à l'aide d'une pelle classique et d'un camion. Cette phase est suivie par la pose du soutènement qui peut être provisoire ou un revêtement définitif. Le rôle de ce dernier est d'assurer la stabilité en s'opposant à la convergence du terrain autour de l'excavation. Le revêtement définitif du tunnel est installé, dès la fin de la convergence du terrain encaissant, loin du front pour ne pas perturber le chantier.

Il existe plusieurs types de soutènement et de revêtement qui diffèrent selon le type de sol excavé et la géométrie de l'ouvrage. A partir de cette technique, le creusement peut être réalisé de trois (03) manières différentes, on peut distinguer :

- **Le creusement en pleine section** : Spécifique aux terrains homogènes. On l'emploie avec un soutènement léger, qui donne lieu à l'excavation de la section transversale complète de l'ouvrage en une seule fois.
- **Le creusement en demi-section** : Adapté spécifiquement aux terrains hétérogènes nécessitant la mise en place d'un soutènement important. Pour ce type de creusement, on réalise d'abord le creusement de la partie supérieure de la section, la partie inférieure est excavée par la suite. Le soutènement doit éventuellement être mis en place avant le creusement, en partie supérieure (cintres, blindage, béton projeté, béton) et inférieure (micro pieux, "jet-grouting"). Le

revêtement définitif est fréquemment mis en place après l'excavation de la totalité de la section de la galerie.

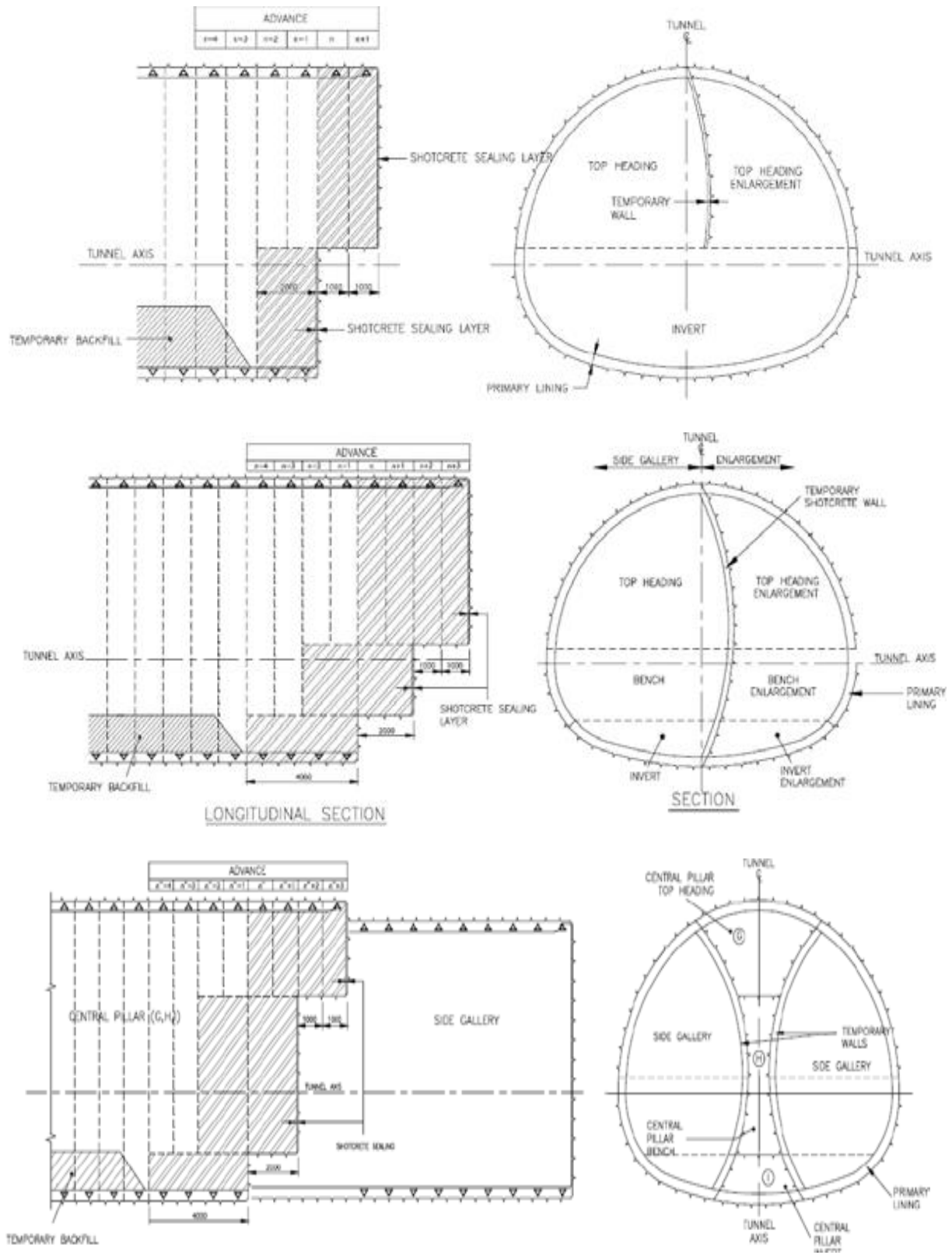


Figure 1.3 : Avancement de l'excavation par la méthode NATM en section transversale et longitudinale, [Powell *et al.* (2001)](Source Boubou, 2010).

- **Le creusement en section divisée** : Est employé en présence de terrain de faibles caractéristiques incapables d'assurer la stabilité du front ou dans le cas de grandes dimensions de l'ouvrage. Le creusement est effectué en phases successives de haut en bas, de bas en haut ou de façon symétrique après soutènement de chaque section creusée. Dans ce mode de creusement, on mentionne la Nouvelle Méthode Autrichienne (**NATM**) [Atzl et Mayr (1994), Bowers (1997), Karakus et Fowell (2003)]. C'est une méthode utilisée

Depuis longtemps en milieu rocheux et en terrain meuble. Elle consiste en un boulonnage distribué radialement sur la partie excavée avec une couche de béton projeté qui assure la stabilité du tunnel pendant et après creusement.

Cette méthode est réputée par sa facilité de mise en œuvre ainsi que son adaptabilité aux différentes conditions rencontrées pendant le creusement. Elle est donc bien adaptée aux tunnels de faible longueur. En revanche, elle n'est pas praticable pour les travaux en terrain de très faible cohésion ou les terrains argileux, de même que dans les terrains aquifères sans traitement préalable.

Le rendement de cette méthode est bien meilleur que l'explosif. Ces machines permettent d'assurer la stabilité de l'ouvrage sans soutènement immédiat ou continu.

1.2.2.2 Le creusement au tunnelier

Apparus à la fin du XIX^e siècle, les tunneliers ou TBM (*Tunnel Boring Machines*) regroupent sous le même terme l'ensemble des machines permettant une excavation mécanique à pleine section. Chaque machine est un prototype, créé pour un ouvrage distinct, mais qui peut être réutilisé sur un autre chantier uniquement si la géométrie et la géologie conviennent (Martin, 2012).

Ces machines sont sujet d'un considérable développement ces dernières années et ont eu de grand avantage en termes de vitesse d'avancement, en fiabilité, en capacité d'adaptation tous les types de terrains rencontrés et en augmentation de diamètre d'excavation, l'avancement journalier, l'aisance et la précision du pilotage. Cette machine complexe assure en continu les fonctions suivantes :

- Excavation du terrain ;
- Stabilisation et soutènement du front de taille ;
- Soutènement provisoire des parois du tunnel juste derrière le creusement ;

- Evacuation des déblais ;
- Mise en place du soutènement provisoire ou du revêtement définitif ;
- Guidage selon l'axe théorique prévu ;
- Avancement automatique à l'aide de vérins.

Selon le type de terrain, on peut attribuer la technologie de creusement avec le type de terrain et les conditions hydrogéologiques :

- ✓ **Roches dures** : on utilisera un tunnelier équipé de molettes, qui écrasent et fissurent la roche. Le front sera *ouvert* et l'évacuation des déblais sera réalisée, après concassage, par un convoyeur à bande (tapis roulant).
- ✓ **Roches tendres** : on utilisera un tunnelier équipé de molettes et de dents. Le front sera généralement *ouvert* mais peut être fermé et légèrement pressurisé à l'air comprimé si des venues d'eau apparaissent
- ✓ **Sols pulvérulents ou fins** : on utilisera un tunnelier équipé de dents. Le front sera fermé et dit à pression de terre si l'unique confinement est issu de la compression des déblais sur le front de taille par la machine. Si cette pression ne suffit pas à assurer la stabilité du terrain — dans le cas de sables aquifères par exemple — on devra utiliser des tunneliers à *pression de boue* qui creusent dans une chambre d'abattage remplie de bentonite.

Cette dernière assure un confinement uniforme et génère un *cake* sur quelques centimètres en avant du front, assurant l'intégrité et la tenue du terrain l'évacuation des déblais dans le cas des tunneliers à bentonite sera réalisée, après concassage éventuel, par pompage de la boue chargée. Celle-ci sera ensuite filtrée et traitée pour être réacheminée au front. On parle alors de marinage hydraulique (Martin, 2012). Le travail s'effectue en 2 phases majeures : le creusement et la mise en place des voussoirs.

- ✓ La roue de coupe (1) fixée à l'avant du tunnelier assure le creusement du sol. Pendant le creusement, la roue de coupe tourne sur son axe avec une forte pression, et les outils de coupe grattent le sol.
- ✓ Le sol excavé se retrouve dans la chambre d'excavation (2), où il est maintenu à une certaine pression pour assurer la stabilité du terrain. La pression dans la chambre d'excavation s'adapte à la diversité des terrains, et aux conditions hydrogéologiques.

Un moteur (3) permet au tunnelier de fonctionner et à la roue de coupe de tourner. Un cylindre métallique, appelé le bouclier (4) garantit la protection du travail de creusement en tête

de tunnelier. À l'arrière de ce bouclier, au fur et à mesure que le creusement s'effectue, le tunnelier va poser les voussoirs (7). Ces éléments courbés préfabriqués en béton, sont assemblés en anneau et constituent les parois du tunnel. Un anneau est composé de sept voussoirs de quelques dizaines de centimètre d'épaisseur.

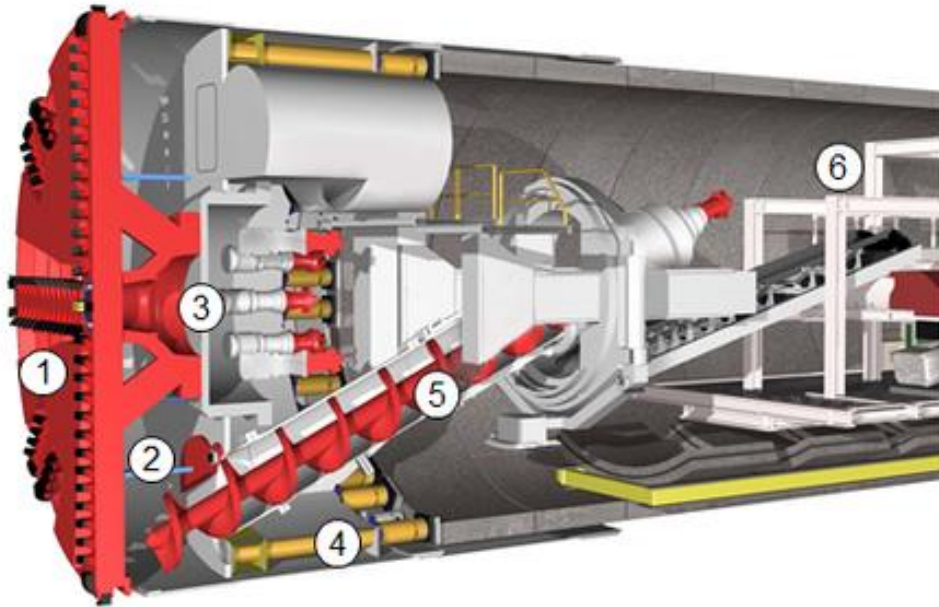


Figure 1.4 : Schéma de principe d'un tunnelier (Extrait du M3 Nord-Sud)

Le tunnelier peut alors prendre appui sur les voussoirs et avancer grâce à des vérins de poussée. Les terres sont évacuées à l'arrière du tunnelier à l'aide de la vis d'extraction (5). Elle permet d'extraire les déblais, tout en maintenant la pression nécessaire à la stabilité du terrain. Les terrains creusés sont alors évacués par la vis d'extraction vers l'arrière du tunnelier.

À l'arrière du bouclier sont situés tous les éléments logistiques nécessaires au bon fonctionnement du tunnelier. Ils constituent le train suiveur (6).

1.3 Dimensionnement des ouvrages souterrains

Différents paramètres doivent être connus quel que soit la méthode de calcul utilisée. Il s'agit particulièrement de l'état initial des contraintes et des caractéristiques géométriques de l'excavation, du revêtement, ces différents paramètres sont liés à l'ouvrage et au terrain.

- Paramètres relatifs à l'ouvrage
- Géométrie de l'excavation, et du revêtement.
- Caractéristique mécanique du revêtement.
- Procédé de construction : délai de pose du soutènement, vitesse d'avancement du front de taille.

✓ Paramètres relatifs au terrain :

- Caractéristique mécaniques du terrain et loi de comportement du matériau.
- Etat initial des contraintes, valeur du coefficient de terre au repos K_0 . Le but est d'assurer la stabilité de la galerie à court et long termes.

1.4 Les Méthodes de calculs**1.4.1 Réactions hyperstatiques**

Cette méthode étudie le comportement du revêtement sous l'effet d'un chargement extérieur qui représente l'action du terrain encaissant.

Elle est utilisée pour la conception des ouvrages rigides, dans des massifs de sol homogène, peu résistants, situés sous une faible couverture. Sauf qu'elle ne prend pas en considération le phasage d'excavation et l'ensemble massif-soutènement.

1.4.2 Solide composite

Grace à l'utilisation de modèles par éléments finis, cette méthode permet d'étudier le comportement de l'ensemble terrain-revêtement comme étant un solide composite. Les conditions aux limites du modèle sont imposé a des distances de 5 à 10 fois les diamètres du tunnel, aussi les déplacements de terrain dues aux creusements ne sont pas pris en considération, ce solide composite est en sous domaine disjoints, avants de passé à la phase calculs. Dans les modèles les plus ordinaires, on considère un soutènement déjà mis en place lors de l'application du chargement initial.

Pour pouvoir passer d'une première approximation, à une modélisation plus exacte il faudra adopter d'autre modèle capable de prendre en compte le phasage d'excavation.

1.4.3 Méthode convergence confinement

Cette méthode a comme originalité de tenir en compte l'effet du front de taille dans les calculs de dimensionnement de tunnels profonds. La notion d'une pression inférieure fictive de soutènement variant de façon décroissante lors du passage du front de taille a permis d'aboutir à la méthode convergence confinement (AFTES, 1979) et (AFTES,1983). Seule une fraction du chargement initial intervient dans la sollicitation du soutènement, à la différence des méthodes précédentes. Cette nouvelle méthode considère l'interaction entre le massif et le soutènement par opposition aux anciennes méthodes considérant le massif comme un système de charges sur les soutènements (Odile, 1992).

L'avantage de cette méthode est de remplacer un problème tridimensionnel en un problème bidimensionnel en déformation plane de l'interaction terrain-soutènement. Elle est beaucoup plus simple que le modèle tridimensionnel. En étudiant non pas le comportement du soutènement sous l'action de charges représentatives du terrain, mais le comportement du terrain sous l'action d'une pression intérieure fictive, dite pression de confinement, qui schématise l'action du revêtement.

La méthode est basée sur une modélisation simple du déconfinement progressif du massif autour du front de taille par l'introduction d'une pression fictive dont l'évolution est gouvernée par le taux de déconfinement $\lambda(x)$ où x est la distance au front de taille (Figure 1.5) :

$$P_f(x) = (1 - \lambda(x))\sigma_0 \dots\dots\dots (1.1)$$

Où σ_0 est la contrainte initiale isotrope et P_f , la pression fictive radiale en paroi.

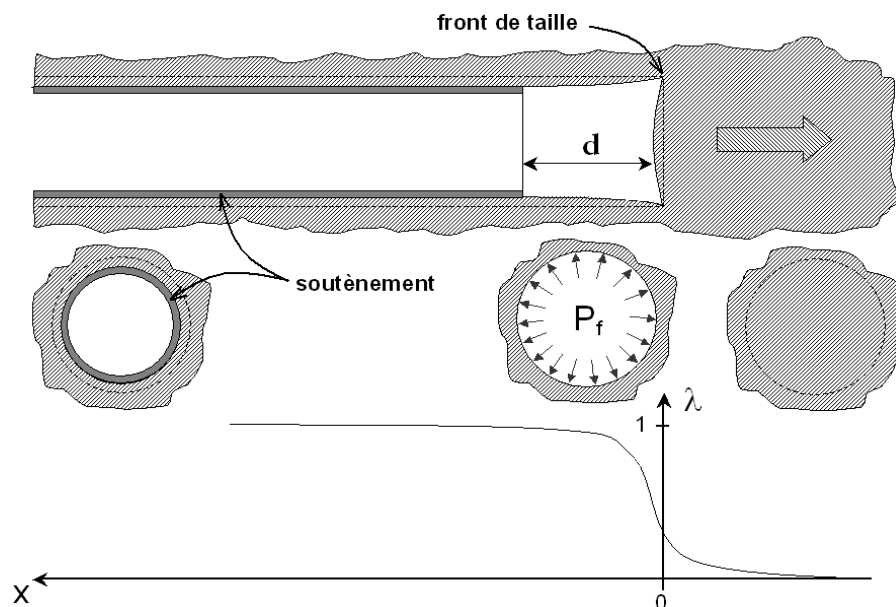


Fig. 1.5 : Notion de déconfinement en déformations planes : introduction d'une pression fictive P_f et du taux de déconfinement λ . (Source F. Martin, R. Desmorat et A. Saïtta, 2006)

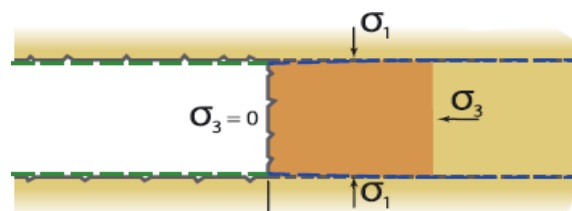
L'interaction soutènement-terrain est prise en compte comme suit : la distance de pose du soutènement pilote directement le niveau de chargement de celui-ci placé en arrière du front. La courbe de convergence qui nous intéresse dans cet article est l'expression de la pression $P_f(x)$ en fonction du déplacement en paroi $u(x)$. Il s'agit donc d'une courbe paramétrique, de paramètre x . Son intersection avec la courbe de confinement — ou de chargement du soutènement — monotone croissante donne l'équilibre final du système (Source F. Martin, R. Desmorat et A. Saïtta, 2006).

L'application de la méthode convergence confinement se fait sur une galerie circulaire, l'avancement du front de taille est un problème tridimensionnel, qui peut se simplifier à l'étude d'un problème équivalent bidimensionnel en déformations planes (Panet, Guellec, 1974). L'effet

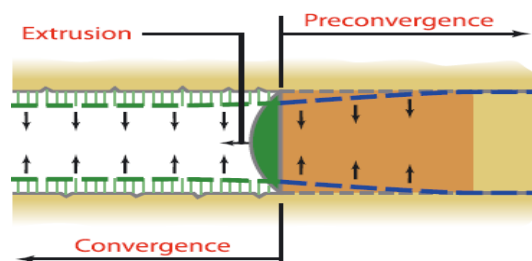
du passage du front est alors équivalent à la décroissance d'une pression intérieure fictive P_1^f en paroi, depuis la pression initiale P régnant avec l'excavation, jusqu'à une pression nulle bien après le passage du front. Des renseignements très utiles de l'amplitude et de la variation de l'extrusion en fonction de la distance au front de taille peuvent être tirés, notamment pour la mise en œuvre de pré-soutènement ou de pré-confinement. Trois situations du front de taille peuvent être distinguées schématiquement :

- Le front de taille est stable et l'extrusion au front de taille est faible,
- Le front de taille est stable mais présente une extrusion notable liée aux déformations en avant du front de taille,
- Le front de taille est instable et s'écroule.

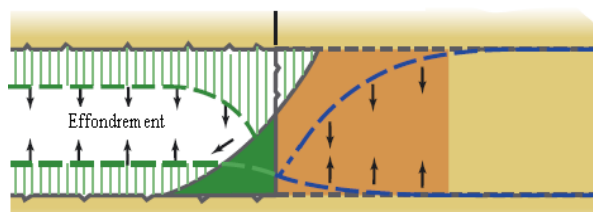
Les deux premières situations sont conformes au domaine d'application courant de la méthode convergence-confinement. Pour la troisième situation on peut se référer aux recommandations Clouterre 1991 (additif 2002).



Front de taille stable – extrusion négligeable



Front de taille stable – convergence et extrusion fortes



Front de taille instable

Figure 1.6 : Extrusion et instabilité au front de taille d'un tunnel (d'après Lunardi 2008).

La notion de taux de déconfinement est essentielle dans cette méthode et la détermination de sa valeur λ_d au moment de la mise en place du soutènement en constitue la principale difficulté.

Dans le cas le plus simple, on a représenté la méthode convergence-confinement par le graphe de la figure (figure 1.7) :

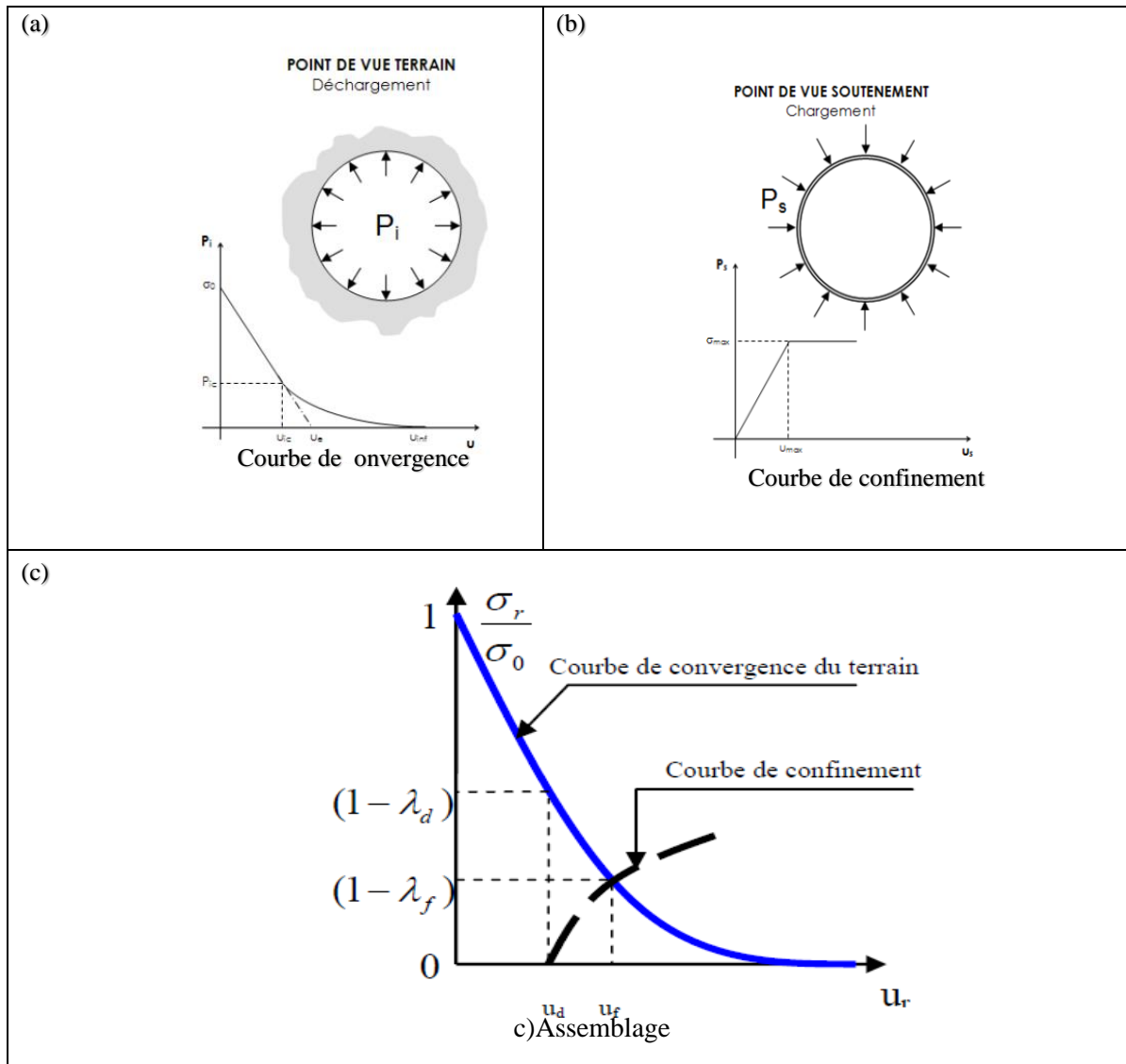


Figure 1.7 : Courbe (a) de Convergence, (b) de Confinement et (c) Assemblage.

La méthode de convergence-confinement (CCM ; (Panet et Guenot 1982) est une théorie simplifiée qui permet de prendre en compte l'effet 3D lors de l'excavation d'un tunnel lorsque ce processus est modélisé par une analyse en déformation plane (2D). Cette théorie permet de prendre en compte le pré-déplacement du sol entourant le tunnel, avant l'installation du revêtement, en appliquant un taux de relâchement des contraintes (λ) (Do *et al.* 2014c, Wang *et al.* 2017).

La modélisation numérique est réalisée en 2D. L'effet tridimensionnel de l'excavation résultant de l'avancement du front de taille est pris en compte en appliquant la CCM à travers

le taux de déconfinement λ qui consiste à appliquer une contrainte à l'intrados de l'excavation donnée par $\sigma = (1 - \lambda)\sigma_0$, où σ_0 est la contrainte initiale du sol, et λ le taux de relâchement des contraintes variant de 0 à 1, afin de simuler l'impact produit par l'avancement de l'excavation. L'équivalence entre un problème 3D et un problème en déformation plane 2D est largement utilisée dans les tunnels et autres applications d'ingénierie. Dans ce travail, il s'applique au cas du décalage entre les fronts de taille de deux tunnels jumeaux. Selon les recherches effectuées par Karakus (2007), Do *et al.* (2014c), Do *et al.* (2013), Wang *et al.* (2017), Oreste (2003, 2009), Janin (2012), Mousivand *et al.* (2017), la méthode de convergence-confinement (CCM) peut être appliquée efficacement pour notre objectif qui est d'introduire le phénomène de déphasage d'excavation entre les deux fronts.

1.4.3.1 Détermination du taux de déconfinement à l'application du soutènement

La détermination du taux de déconfinement λ_d qui correspond à la convergence qui s'est produit avant que le soutènement n'interagisse avec le terrain est le problème le plus délicat de la méthode convergence-confinement. λ_d est déterminé à partir de la loi de convergence :

$$f((1 - \lambda_d)\sigma_0, u_d) = 0 \dots\dots\dots (1.2)$$

En effet, le choix de λ_d dépend de la détermination de la valeur du déplacement radial u_d à la distance non soutenue d à l'arrière du front de taille. Ce paramètre dépend principalement du couple (u_d, d) , également de la loi de comportement du terrain et dans une position secondaire, de la rigidité du soutènement (Ardie, 2004).

Le déplacement radial u_d , de manière générale, peut être écrit comme :

$$u_d = u_0 + a_d(u_\infty - u_0) \dots\dots\dots (1.3)$$

Tapez une équation ici.

$$a_d = 1 - \left(\frac{m.R}{m.R + \xi d}\right)^2 \dots\dots\dots (1.4) \quad \text{où}$$

m et ξ sont deux coefficients qui dépendent de la loi de comportement du terrain.

1.5 Soutènements et revêtements.

Dans la pratique, on différencie entre soutènement et revêtement, le premier joue un rôle temporaire et est mis en œuvre durant les travaux d'excavation, le second a pour but d'assurer la stabilité à long terme. En général, il est mis sur place plusieurs mois après la pose du soutènement.

Ces deux derniers installés à une certaine distance du front de taille. Celle-ci peut varier, en général, de zéro à un diamètre d'excavation selon la nature du terrain, et de la méthode d'excavation adoptée.

Le choix du soutènement est une démarche importante qui survient dès la conception de l'ouvrage. Ce choix se base sur les paramètres géotechniques déterminés à partir des expériences au laboratoire et sur les données acquises sur le comportement d'ouvrages analogues, ou encore sur les retours d'expériences comme les recommandations de l'AITES (Association Internationale de Travaux En Souterrain) ou de l'AFTES (Association Française de Travaux En Souterrain).

Le type de soutènement le plus utilisé est le béton projeté. En effet, celui-ci présente plusieurs avantages :

- Facilité de mise en œuvre.
- Bonne adhérence aux parois. Ceci est un réel avantage par rapport aux cintres, qui sont difficilement mis en contact avec la paroi sur toute la circonférence du tunnel.
- Rigidité croissante pendant la prise du béton.

D'autre part les fibres d'acier peuvent être insérées au béton avant sa projection dans le but d'augmenter sa résistance.

Dans des cas particuliers, plusieurs types de soutènement peuvent être mis en œuvre ensemble.

Comme par exemple la mise en place de béton projeté après boulonnage de tout ou partie de la circonférence de la section d'une galerie (figure 1.8) ou après pose de cintres ou treillis.

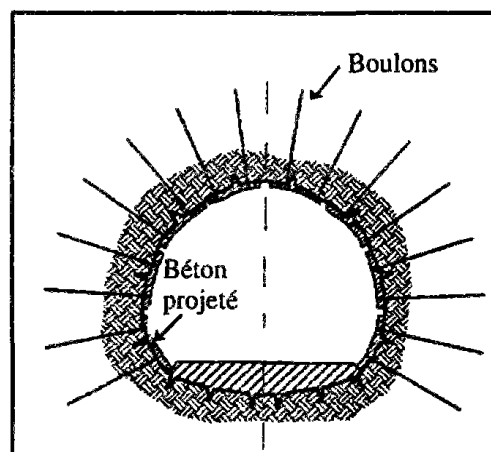


Figure 1.8 : Section de tunnel avec béton projeté et boulons (Benamar, 2010)

Parfois, ces modes de soutènement multiple ou composé peuvent constituer le revêtement final si leur pérennité peut être garantie. Si la stabilité du front de taille est mis en risque,

particulièrement si l'excavation est faite par la méthode conventionnelle, le front de taille peut être soutenu par application de béton projeté ou, si cela n'est pas suffisant, par des inclusions de tubes en matière plastique armés de fibres de verre.

Ceux-ci présentent le double avantage d'avoir une bonne résistance à la traction (pour la stabilité du front) et de pouvoir être facilement détruits par une machine à attaque ponctuelle (lors de la prochaine excavation du front pour l'avancement des travaux). Il existe aussi des revêtements en voussoirs métalliques, en béton armé préfabriqué ou mixtes acier - béton mis en place par le tunnelier (tunnel sous la Manche) notamment pour résister à de fortes pressions d'eau (Benamar, 2010).

1.6 Mouvements de sol dû au creusement

L'avancement de l'excavation applique sur le front de taille une pressurisation modifiant l'état de contrainte initial dans le terrain. La réponse de cette sollicitation se traduit par des mouvements dans les trois directions dans le massif du sol. Ces mouvements seront transmis vers la surface selon le type de sol, la profondeur de l'ouvrage et le mode de creusement. Les tassements de surface ont été amplement étudiés par cause de leur conséquence importante sur les infrastructures existantes, principalement dans le cas des tunnels en zone urbaine.

Dans la littérature de nombreuses études ont étudié la complexité des interactions entre les paramètres qui affectent la cuvette transversale et le tassement maximum de surface [Peck (1969), Cording et Hansmire (1975), Attewell (1977), Addenbrooke *et al* (2001), Chengping *et al* (2014), Chen *et al* (2011), Do *et al* 2013, 2014, 2016 et bien des autres].

1.6.1 Les Mouvements horizontaux

Les structures avoisinantes à l'ouvrage souterrain en cours de réalisation sont susceptibles d'être aussi soumises à des tassements verticaux s'accompagnent généralement de déplacements horizontaux. En fait, il existe peu de données in-situ qui concernent la mesure des mouvements horizontaux. O'Reilly et New (1982) ont souligné que les vecteurs de mouvement au-dessus d'un tunnel convergent généralement vers le centre de tunnel. Cette hypothèse aboutit à la répartition de la surface horizontale de déplacements du sol donnée par Kitchah ,2017)

$$s_h(x) = \frac{x}{z_0} S_v(x) \dots\dots\dots (1.5)$$

La figure 1.9 représente la distribution des déplacements horizontaux et la cuvette de tassement en surface. Conformément aux résultats d'analyse in-situ présenté par Cording et Hansmire (1979), le déplacement horizontal maximal théorique se produit au point d'inflexion et donc, l'équation 1.5 peut être réécrite sous la forme :

$$S_{h\ max} = \frac{i}{z_0} 0,6. S_{v\ max} \dots\dots\dots (1.6)$$

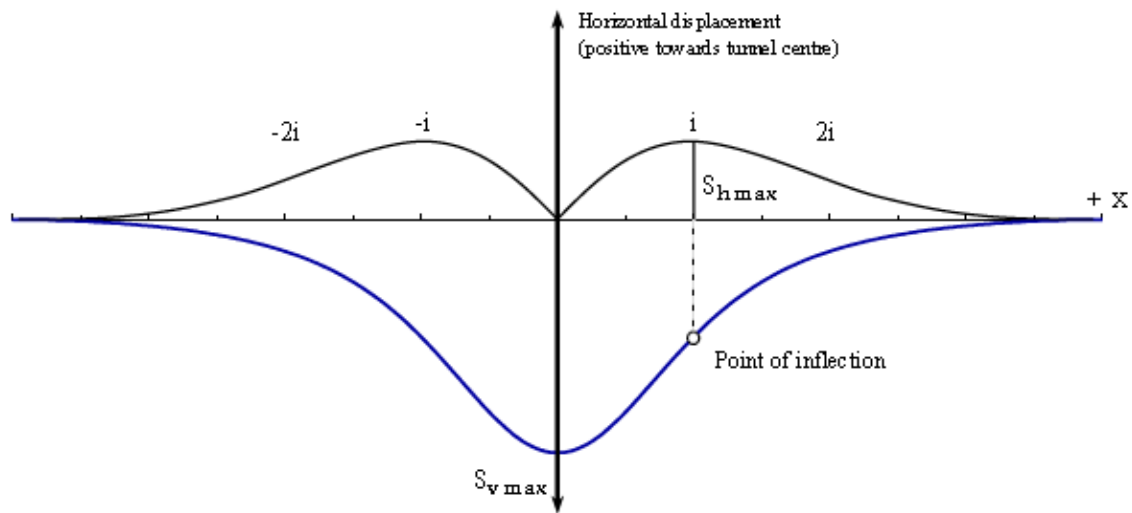


Figure 1.9 : Déplacements horizontaux et cuvette de tassement en surface (O'Reilly & New, 1982).

Les déplacements horizontaux créés au niveau de l'axe du tunnel sont transmis par le sol vers la surface. Les déplacements sont difficilement mesurés sur terrain c'est la cause de cela que peu de travaux de recherches ont traité ce problème. Une approche empirique proposée par Lake *et al.* (1992) a permis d'obtenir d'une manière simple une courbe correspondante aux déplacements horizontaux à partir des tassements verticaux et des paramètres géométriques. L'expression des déplacements horizontaux en surface est donnée par l'équation suivante :

$$S_h(x) = S(x) \times \frac{x}{H} \dots\dots\dots (1.7)$$

Cette approche identique à celle de Peck (1969) montre que le champ de déplacement dans le sol au-dessus du tunnel est concentré autour de l'axe du tunnel (Figure 1.10). Les déplacements horizontaux en surface engendrent des zones de compression au niveau de l'axe de tunnel et des zones de traction un peu plus loin de cet axe (Boubou, 2010).

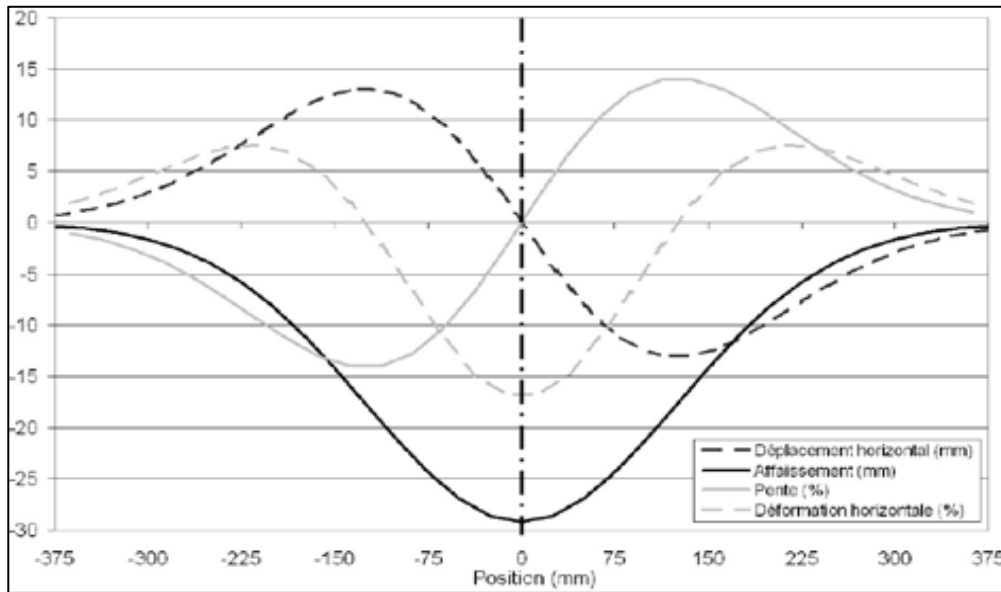


Figure 1.10. Déplacements et déformations horizontaux en surface, [Lake *et al.* (1992)].

1.6.2 Les déplacements verticaux du sol

En se référant à une analyse de données in-situ d'ouvrage souterrain, Attewell et Woodman(1982), ont étendu le principe de Peck pour décrire l'évolution de la cuvette de tassement en fonction de l'avancement du front de taille. Ils ont révélé que le profil de tassement longitudinal peut être dérivé en considérant que le tassement final est la somme de toutes les phases excavées. Le tassement au-dessus de la ligne médiane du tunnel à l'emplacement y peut être obtenu à partir de l'équation suivante :

$$S_V(y) = S_{Vmax} \cdot \frac{1}{2,5.i} \cdot \int_{-\infty}^y \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) dy \dots\dots\dots (1. 8)$$

Sachant qu'y est la distance du front de taille dans la direction longitudinale de la cuvette du tassement. Il est supposé que la moitié du tassement total a lieu lors du passage du front. Cependant, Mair et Taylor (1997) ont conclu que les tassements générés par le creusement au bouclier sont beaucoup plus faibles, ce qui conduit à une translation du profil de tassement longitudinal par une ligne pointillée comme indiqué sur la figure 1.11 (Kitchah ,2017)

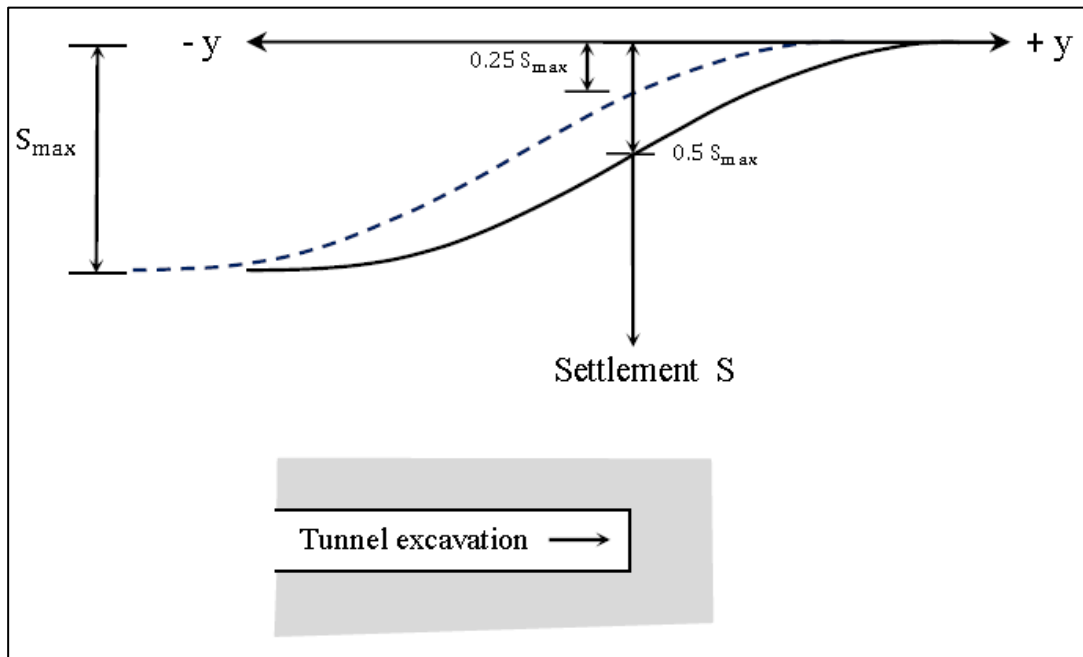


Figure 1.11 : Profil longitudinal de la cuvette de tassement de surface (Attewell *et al.* 1986) (source Kitchah ,2017)

Serratrice et Magnan (2002) ont recommandé deux procédés semi-empiriques de prévision des cuvettes de tassement longitudinal durant le creusement du premier tube de Toulon. La première méthode dite du profil en long, se fonde sur l’extrapolation de l’approche de Loganathan et Poulos (1998) qui est bidimensionnelle et transversale. Ils ont proposé l’équation de tassement suivante (Kitchah, 2017) :

$$S(x, y) = S_0 + c \left(\frac{4R^2h}{h^2+y^2} \right) \cdot \left(1 - \frac{h^2}{h^2+(x-x_0)^2} \cdot \exp \left(\frac{-a(x-x_0)^2}{(h+R)^2} \right) \right) \exp \left(\frac{-by^2}{(h+R)^2} \right) \dots\dots (1.9)$$

la formule comporte sept paramètres (R, h, a, b, c), dont deux paramètres géométriques R et h qui sont respectivement le rayon et la profondeur du tunnel, est le tassement maximum prévu, x représente l’axe du tunnel, est la distance d’influence à l’avant du front, c’est un paramètre lié à l’amplitude, en relation avec le paramètre du vide annulaire g, les paramètres a et b sont considérés comme fixes avec a = 0,25 et b = 1,38. L’expression 1.9 permet d’extrapoler les mesures effectuées au voisinage du point d’abscisse, et de prévoir ainsi le tassement final à partir des premiers signes de tassement au front de la cuvette longitudinale. En pratique, cette méthode s’est révélée efficace pour un nombre suffisant de plots (y compris pendant les périodes d’arrêt et de reprise du creusement).

Néanmoins, des difficultés apparaissent lorsque des tassements avancés se produisent en avant de la zone normale d’influence du front (Kitchah, 2017).

1.7 Les méthodes de calcul numérique

Dans ces méthodes le terrain et le soutènement sont modélisé comme des solides en prenant en compte trois aspects principaux à une modélisation d'un tunnel :

- les paramètres géotechniques des terrains dans la zone d'étude ainsi que la loi de comportement
- la structure et la géométrie du soutènement avec les lois de comportement des matériaux adoptés à ce dernier
- les phases d'excavation de la galerie et de mise en œuvre du soutènement.

Les méthodes numériques habituelles sont la méthode des éléments finis, la méthode des différences finies, la méthode des blocs, et la méthode des éléments distincts.

Les difficultés du calcul numérique des tunnels sont liées, d'une part, à la modélisation des massifs de sol ou de roche, à la détermination des paramètres de calcul, à leur cohérence des paramètres choisis avec les paramètres réels sur site et enfin à la bonne représentation des différentes phases de creusement du tunnel. En plus, les terrains sont très souvent hétérogènes et leurs propriétés mécaniques et hydrauliques peuvent varier considérablement d'un point à l'autre dans la même couche ou d'une couche à l'autre dans le sol.

Trois hypothèses différentes peuvent être prises en compte pour estimer le mode d'interaction entre le massif et le revêtement :

- continuité totale entre le revêtement et le massif
- glissement, avec ou sans frottement, sans décollement du massif par rapport au revêtement
- glissement, avec ou sans frottement, et possibilité de décollement du massif par rapport au revêtement (Ardie, 2004).

Notons que la complexité de la modélisation adoptée dépend essentiellement de la phase d'étude considérée (étude préliminaire, avant-projet ou phase de conception). La modélisation du creusement d'un tunnel peut se réaliser à partir de 3 approches différentes :

Notons que la complexité de la modélisation adoptée dépend essentiellement de la phase d'étude considérée (étude préliminaire, avant-projet ou phase de conception).

La modélisation du creusement d'un tunnel peut se réaliser à partir de 3 approches différentes :

a) La modélisation tridimensionnelle

C'est le seul type de modélisation qui permet de traiter le problème réel par la prise en compte partielle de la technologie du creusement (présoutènement à l'avant du front de taille, creusement par étape de la section, de la géométrie 3D du problème (tunnel incliné, talus en surface...), et de l'ensemble des phénomènes mis en jeu (effet de voûte devant le front de taille, reports de charge dus à la rigidité du soutènement).

Toutefois, cette modélisation 3D exige la création d'un maillage très compliqué dans le cas d'étude d'un terrain stratifié (multicouche) et le phasage des travaux de réalisation (excavation et mis en place du revêtement). Le calcul devient vite exorbitant (en temps de réalisation du maillage, temps de calcul, occupation des fichiers résultats par l'ordinateur, temps d'exploitation des résultats), d'autant plus que l'initialisation (état initial) nécessite plusieurs calculs successifs avant d'atteindre un état d'équilibre.

Par ces causes, ce type d'approche est d'ailleurs peu pratiqué, sauf dans le domaine de la recherche.

b) La modélisation bidimensionnelle en déformation plane

Dans cette modélisation, on recherche plutôt à se ramener à un problème bidimensionnel. La modélisation 2D transversale est possible dans le cas d'ouvrages à section régulière et grande dimension longitudinale, le calcul se réalisant en section courante dans un plan vertical perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage supposé de longueur infinie dans cette direction. La modélisation transversale ne permet pas d'analyser la stabilité du front de taille.

Pour cela, on peut exécuter une modélisation en déformation plane parallèlement à l'axe du tunnel, mais cette analyse conduit à des résultats trop douteux puisque le tunnel est alors considéré comme un rectangle de largeur infinie.

c) La modélisation axisymétrique :

On peut également réaliser une modélisation axisymétrique, en supposant le problème à symétrie de révolution autour de l'axe du tunnel. L'analyse de la stabilité du front de taille et du phasage des travaux est néanmoins possible.

Cependant, ce calcul est très limitatif car, du fait de l'axisymétrie, il suppose un champ de contraintes homogène dans le massif ce qui n'est pas réel, il ne s'applique donc qu'au cas des tunnels profonds.

1.7.1 Prise en compte des effets tridimensionnels dans un modèle bidimensionnel

Les modèles tridimensionnels étant plus compliqué et plus coûteux en durée de calculs et en temps passé à l'interprétation des résultats, certains auteurs ont proposé des procédures numériques pour introduire, dans une certaine mesure, l'aspect tridimensionnel dans un modèle plan. Ils ont établi cinq types de procédures numériques.

Une combinaison de modèles plans transversaux et longitudinaux : deux types de calculs nécessitent d'être accomplis, le premier est réalisé en coupe longitudinale pour déterminer les déplacements au front de taille et le second en coupe transversale pour calculer les déplacements radiaux.

La superposition des résultats procure une approximation du comportement tridimensionnel autour du tunnel. Cette approche a été confrontée à des mesures in-situ de tunnels creusés dans les argiles molles de Mexico (Romo et Resendiz (1982) ; Romo (1985)), et a pu être validée (Ardie, 2004).

- **Une combinaison de modèles axisymétriques pour les tunnels à faible profondeur.**

Deux calculs axisymétriques sont réalisés : le premier considère la partie du massif située entre l'axe du tunnel et la surface et le second représente la partie entre l'axe du tunnel et le substratum indéformable. Rowe et Lee (1992) ont montré que la moyenne des résultats des deux calculs conduit à des valeurs de tassements de surface proches de celles obtenues avec un véritable modèle tridimensionnel.

- **Une combinaison d'un modèle axisymétrique et d'un modèle transversal**

Le calcul axisymétrique donne les déplacements au front de taille et les forces à appliquer au niveau de la paroi. Le calcul en coupe transversale simule le déconfinement du terrain. Ohta *et al.* (1985) ont obtenu des résultats satisfaisants en procédant de cette façon.

- **La méthode du ramollissement progressif**

Cette méthode a été développée, à l'origine, pour décrire en déformation plane les ouvrages creusés en utilisant la Nouvelle Méthode Autrichienne (Swoboda (1979) ; Leca et Clough (1992)). Elle consiste à simuler l'avancement du front dans le massif par une diminution progressive de la rigidité du sol situé dans la zone à excaver et par l'application d'une fraction des forces nodales d'excavation. Le module du terrain E est divisé par un facteur n , appelé coefficient de ramollissement.

Conclusions

Dans ce chapitre on a essayé d'exposer une partie de l'état de l'art dans le domaine de la conception des tunnels en général. La sécurité lors de la réalisation d'ouvrages souterrains a été énormément améliorée grâce à l'utilisation de plus en plus croissante des tunneliers. Le creusement par tunnelier s'est considérablement adapté aux conditions géotechniques les plus difficiles tandis que les méthodes conventionnelles restent préférables dans les conditions d'hétérogénéité du sol et/ou pour les tunnels de courte longueur ou de section transversale variable.

D'autre part, les recherches sur les méthodes de modélisation des massifs et de dimensionnement des ouvrages souterrains qui reposent sur des considérations théoriques, expérimentales ou empiriques, ont été elles aussi accentuées et continuent de l'être. Dans ces conditions, les méthodes numériques ont connu un essor important au cours des dernières années, c'est notamment le cas de la méthode des différences finie par l'intermédiaire du code de calcul Flac, qui sera présenté dans le chapitre qui suit.

Chapitre 2

Présentation de l'outil de modélisation numérique

"FLAC"

Chapitre 2

PRESENTATION DE L'OUTIL DE MODELISATION NUMERIQUE " FLAC "

2.1 Introduction :

Le creusement de deux tunnels en milieu urbain est considéré comme un problème complexe qui met en jeu des phénomènes d'interaction sol-ouvrage et ouvrage-ouvrage à différents niveaux de complexité : une interaction entre le tunnel et le massif, d'une part, et une interaction entre le tunnel et son tunnel adjacent, d'autre part. Ces conditions complexes justifient l'utilisation d'un outil numérique adapté pour prendre en compte le comportement global de ce type d'ouvrage souterrain. La diversité de la nature des matériaux rencontrés dans le massif, l'utilisation d'un revêtement ainsi que la non linéarité de leur comportement exigent certainement une réflexion particulière lors de la modélisation.

Ce chapitre comporte les principes du code Flac qui ont été utilisé lors de nos simulations bidimensionnelles. Tous les modèles utilisés ont été implémentés dans le logiciel FLAC 2D, en utilisant le langage natif du logiciel : FISH.

2.1.1 Description générale

FLAC est un logiciel de modélisation numérique bidimensionnel pour l'analyse géotechnique des sols, des roches, intégrant ou non des éléments de structure. *FLAC* est utilisé dans l'analyse, la vérification et la conception par les ingénieurs spécialisés en géotechnique, génie civil et génie minier. Il est conçu pour permettre la gestion de tout type de projet d'ingénierie en géotechnique dans lequel l'analyse d'un milieu continu est nécessaire.

FLAC est basé sur la méthode des différences finies explicites, qui permet de modéliser des comportements complexes (peu adaptés aux codes basés sur la méthode éléments finis) tels que les problèmes comportant un phasage, avec des grands déplacements, présentant des comportements fortement non-linéaires et voire instables (rupture sur de larges zones ou effondrement global).

FLAC intègre dix-neuf modèles de comportement mécanique (élastique, élasto-plastique,

fluage et thermique), des modèles d'écoulement couplés ou non, des éléments d'interface et de structures (poutre, soutènement, câble, pieu, boulon d'ancrage,...), des représentations de la distribution statistique des propriétés, un remaillage automatique (en option) et un macro-langage intégré (FISH) permettant de personnaliser et d'automatiser pratiquement tous les aspects du fonctionnement du programme.

Le programme peut être agrémenté de modules optionnels – Les options Dynamique, Fluage, Thermique, Ecoulement Bi-phasique, Modèles de Comportement étendent les capacités du programme de base.

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) est un logiciel de modélisation, développé par la société américaine ITASCA Consulting Group pour les calculs de simulation en géotechnique et mécanique. Contrairement à la plupart des codes basés sur la méthode des éléments finis, il utilise une formulation explicite en différences finies, nécessitant une faible puissance de calcul, peu de ressources en mémoire, mais un grand nombre d'itérations.

La méthode des différences finies utilisée dans FLAC est basée sur la méthode de Wilkins (1964) qui permet de résoudre une série d'équations différentielles, à partir de valeurs initiales et/ou de valeurs limites. Dans cette méthode, chaque dérivée est remplacée directement par une expression algébrique écrite en fonction des variables de champs (c'est-à-dire les contraintes ou les déplacements) uniquement définis au niveau de points discrets dans l'espace. Ce code ne nécessite pas le stockage d'une matrice de rigidité globale de grande taille : les équations sont reformulées à chaque pas de calcul.

Les méthodes par différences finies et éléments finis, sont basées sur la linéarisation des équations différentielles régissant le comportement du matériau étudié. Dans le cas de la méthode par différences finies, les déplacements et les vitesses sont uniquement définies aux nœuds de calcul. Dans le cas de la méthode par éléments finis les déplacements varient au sein de chaque cellule du maillage. Ces variations sont régies par des fonctions d'interpolations.

Les deux méthodes de calcul fournissent le même système d'équations linéaires. Dans les méthodes par éléments finis, la relation contraintes – déformations fait intervenir une matrice de rigidité que l'outil de calcul devra inverser pour résoudre le système. Cette inversion est coûteuse en temps mais aussi en mémoire. En revanche, dans le cas d'une résolution par différences finies, il n'y a pas de matrice de rigidité. Les équations sont résolues au fur et à mesure.

2.2 Description du code de calcul

2.2.1 Méthode des différences finies (FDM)

En remettant la complexité des calculs une chose ancienne, l'évènement de l'ordinateur a révolutionné les sciences de l'ingénieur, des problèmes, autrefois considérés irréalisables avec les méthodes classiques, sont maintenant simplement accessibles avec les méthodes numériques. Une de ces méthodes est la méthode des différences finies. De ce point de vue, elle constitue un outil extraordinaire à la disposition de l'ingénieur. De nos jours, l'emploi de la méthode s'est généralisé à d'autres domaines en particulier la mécanique des fluides, l'aéronautique, le magnétisme, transfert de chaleur et les problèmes couplés. Elle permet de résoudre tout problème défini par des équations aux dérivées partielles avec conditions aux limites.

Un problème d'ingénierie est généralement représenté par un modèle mathématique ; des équations aux dérivées partielles sur un domaine géométrique avec des conditions aux limites sur les frontières de ce domaine. De plus, étant un problème continu, il possède une infinité de degrés de liberté. A l'exception de quelques cas ayant une géométrie très simple, il est très difficile sinon impossible de trouver une solution analytique au problème et d'étudier son comportement en une seule démarche. Pour trouver une solution, l'ingénieur est donc amené à remplacer le système continu par un système discret équivalent ayant un nombre fini de degré de liberté.

La méthode des différences finies est donc une méthode qui permet de résoudre des systèmes d'équations différentielles avec conditions initiales et/ou aux limites. Toute dérivée dans le système d'équations est remplacée par une expression algébrique en termes de variations intervenant dans le système d'équations (contrainte ou déformation), en des lieux discrets de l'espace. Ces variables sont indéterminées ailleurs. Le programme en différences finies Flac ne nécessite pas le stockage d'une matrice de rigidité globale de grande taille : les équations sont reformulées à chaque pas.

Le programme en Flac est basé sur la méthode des différences finies : les variables sont connues en des lieux discrets de l'espace. Le schéma de résolution est explicite : le calcul dans un élément est accompli indépendamment des éléments voisins.

Le logiciel Flac est un code de calcul en différences finies explicites basé sur une formulation numérique appelée « méthode des éléments lagrangiens » Billaux et Cundall (1993).

Comme le soulignent Billaux et Cundall (1993), la méthode des différences finies est l'une

des plus anciennes méthodes d'analyse numérique d'un système d'équations différentielles, pour des conditions initiales et des conditions aux limites données, la solution est unique.

La majorité des méthodes utilisant les différences finies adoptent une discrétisation du milieu en mailles rectangulaires exclusivement. L'approche retenue par ITASCA est basée sur la méthode de Wilkins (1964), qui permet d'exprimer les équations des différences finies pour des éléments courants. On peut leur accorder n'importe quelle forme aux limites et, faire modifier les propriétés d'un élément à l'autre. De ce point de vue, elle est donc aussi adéquate que la méthode des éléments finis.

Dans cette méthode, chaque dérivée est remplacée directement par une formule algébrique écrite en fonction des variables de champs (c'est-à-dire les contraintes ou les déplacements) uniquement définis au niveau de points dans l'espace.

De plus, le code Flac se distingue particulièrement par son schéma de résolution explicite, qui permet de ne combiner les matrices élémentaires, ainsi un gain consistant de place mémoire. En conséquence, seules les variables à la fin de chaque pas de temps sont stockées et non la matrice de rigidité, comme cela est le cas pour la méthode des éléments finis.

2.2.2 Schéma de résolution explicite

La méthode de résolution est décrite plus finement par Marti & Candall (1982). Fondée sur le fait que dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation rassemblée par le système est transformée en énergie cinétique qui va se disperser et se dépenser dans le matériau environnant, le schéma de résolution explicite intègre ce phénomène en prenant en compte les équations dynamiques du mouvement. L'objectif de la méthode aux éléments lagrangiens n'en reste pas moins la résolution d'un problème statique ou quasi-statique par l'intermédiaire de la dynamique. La figure 2.2 précise bien le déroulement de calcul utilisée.

Les équations du mouvement sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces en jeu. L'équation de mouvement de Newton est donnée par :

$$m \frac{d\dot{u}}{dt} = F \dots\dots\dots (2.1)$$

Qui est étendue pour un corps solide continu, donnée par l'équation suivante :

$$\rho \frac{d\dot{u}_i}{dt} = \frac{\delta \sigma_{ij}}{\delta x_j} + \rho g_i \dots\dots\dots (2.2)$$

Avec :

ρ : Masse volumique.

t : Temps.

x_i : Composante du vecteur position.

g_i : Composante de l'accélération gravitationnelle générée par les forces de volume.

σ : Contrainte

j : Composante du tenseur des contraintes.

u : Composante du vecteur vitesse nodale.

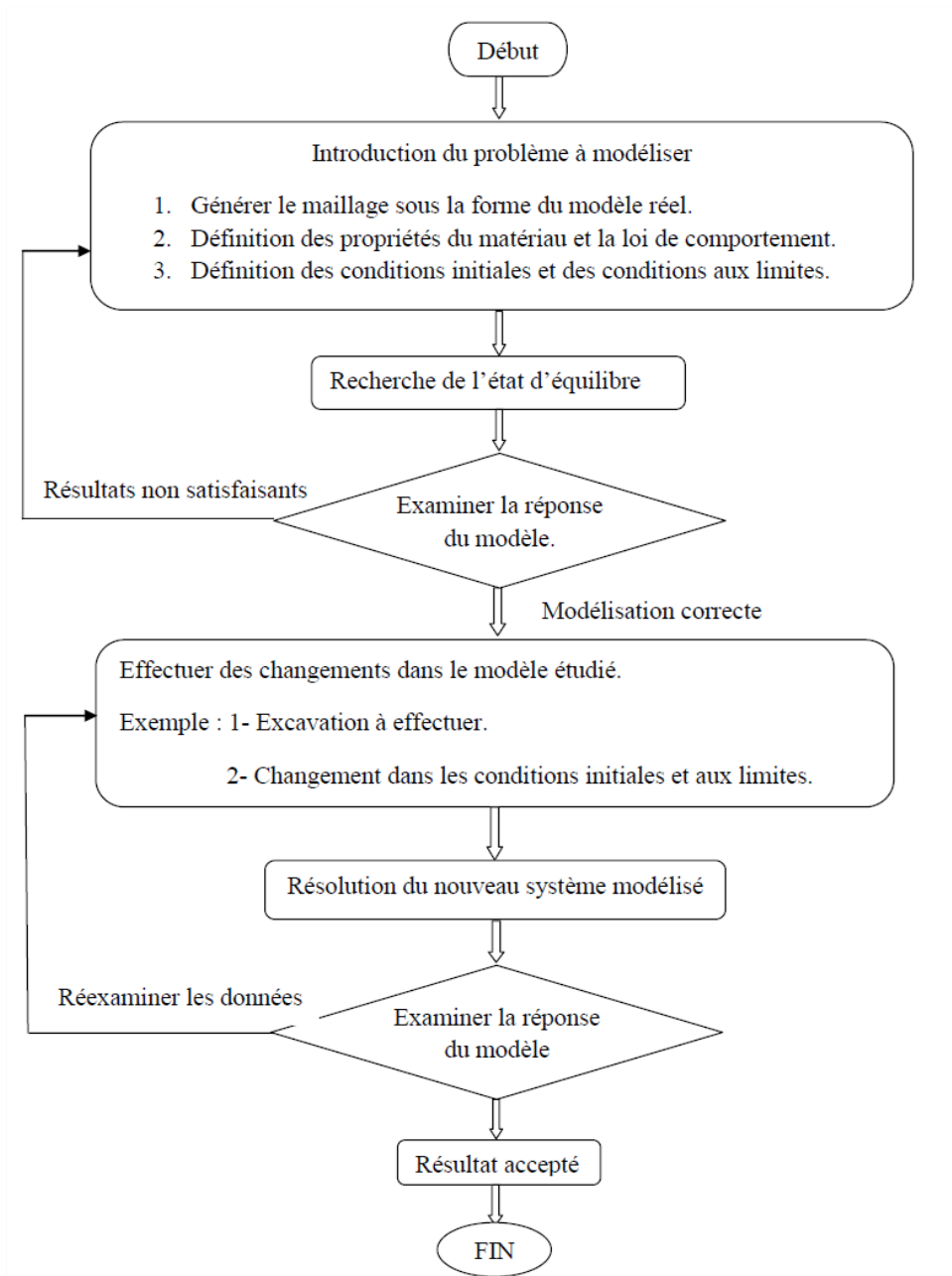


Figure 2.1 : Procédé général de résolution des problèmes en géotechnique selon FLAC2D

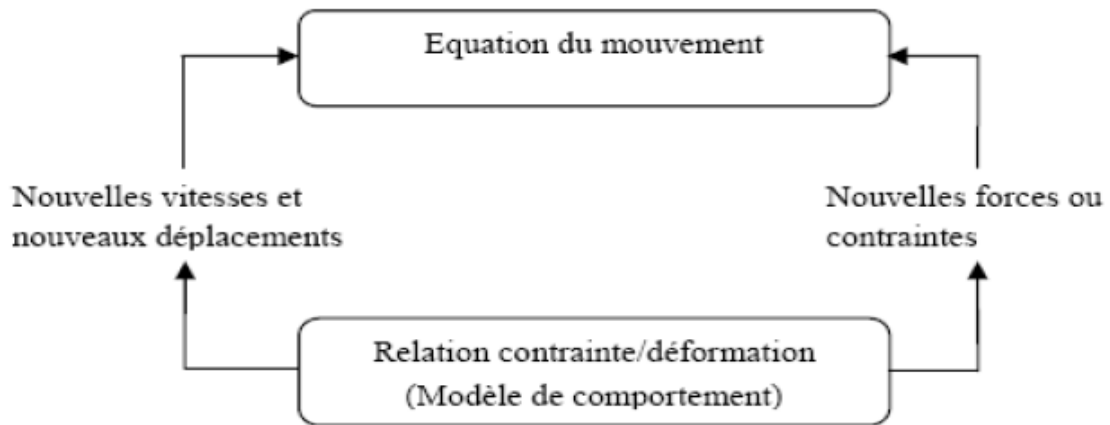


Figure 2.2 : Séquence de calcul générale (Billiaux 1993)

Alors, le taux de déformation est dérivé à partir du gradient des vitesses et la loi de comportement est utilisée pour calculer les nouvelles contraintes. Le taux de déformation s'écrit comme suit :

$$e_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \dots\dots\dots (2.3)$$

$$\sigma_n = F(\sigma_p, e, \lambda) \dots\dots\dots (2.4)$$

Avec :

- ✓ σ_n : Nouvelles contraintes
- ✓ σ_p : Contraintes au cycle de calcul précédent
- ✓ λ : Paramètre d'écrouissage

Dans chaque boîte de calcul de la (figure 2.2) on remet à jour toutes les variables à traiter à partir de valeurs connues qui doivent, elles, rester fixées durant les calculs dans cette boîte. Ainsi le calcul de nouvelles contraintes n'affecte pas les vitesses calculées dans la boîte précédente. Cette hypothèse est justifiée si un pas de temps, assez petit est choisi de manière à ce que l'information ne puisse pas passer d'un élément à l'autre au cours de cet intervalle de temps. Des éléments voisins ne pourront donc pas s'influencer durant un intervalle de calcul.

Tout ceci se base sur l'idée que la vitesse de l'onde de calcul est toujours supérieure à celle des ondes physiques ce qui permet de figer les valeurs connues et utilisées pour la durée des calculs. Toutefois le critère sur le pas de temps conduit certainement à un nombre de cycles de calcul importants, ce qui rend cette méthode peu adéquate pour les problèmes linéaires en petites déformations.

Il paraît que le domaine privilégié d'une méthode explicite soit l'étude de systèmes

comprenant par exemple des non linéarités, de grandes déformations ou des instabilités physiques.

Le tableau 2.1 nous montre un comparatif entre la méthode implicite et la méthode explicite sur laquelle se base le logiciel « FLAC ».

Tableau 2.1 : Comparaison entre les méthodes explicites et implicites (Candall(1981))

Méthode Explicite	Méthode Implicite
Le pas de temps doit être inférieur à une valeur critique pour assurer la stabilité.	Pas de restriction sur le pas de temps, au moins pour certains schémas de résolution.
Peu de calculs par pas de temps.	Nombreux calculs par pas de temps.
Pas d'amortissement numérique significatif introduit pour les problèmes dynamiques.	Amortissement numérique dépendant du temps pour les schémas inconditionnellement stables.
Prise en compte de lois de comportement non linéaires sans itérations supplémentaires.	Nécessité d'une procédure itérative pour la prise en compte de comportements non linéaires.
Si le pas de temps est inférieur à sa valeur critique, une loi non linéaire est toujours suivie d'une manière correcte.	Il est toujours nécessaire de démontrer que la procédure est : (a) stable ; et (b) physiquement correcte, c'est-à-dire qu'elle permet de suivre un chemin de contraintes physiquement correct.
Aucune matrice n'est construite. La mémoire nécessaire est minimum.	Une matrice de rigidité doit être stockée. La mémoire nécessaire est importante.
Aucune matrice n'étant construite, des grandes déformations et de grands déplacements peuvent être pris en compte avec quasiment aucun calcul supplémentaire.	Des calculs supplémentaires sont nécessaires pour suivre de grandes déformations et de grands déplacements.

2.2.3 Formulation numérique en différences finies :

❖ Passage du problème continu à la discrétisation

En deux dimensions, le milieu continu est discrétisé en quadrilatères, chacun d'eux étant divisé en deux paires d'éléments triangulaires (a, b, c et d) à déformation uniforme comme indiqué sur la figure 2.3.

La force exercée sur un nœud est la moyenne des forces pour les deux paires de triangles, ce qui permet d'assurer une réponse symétrique à un chargement symétrique.

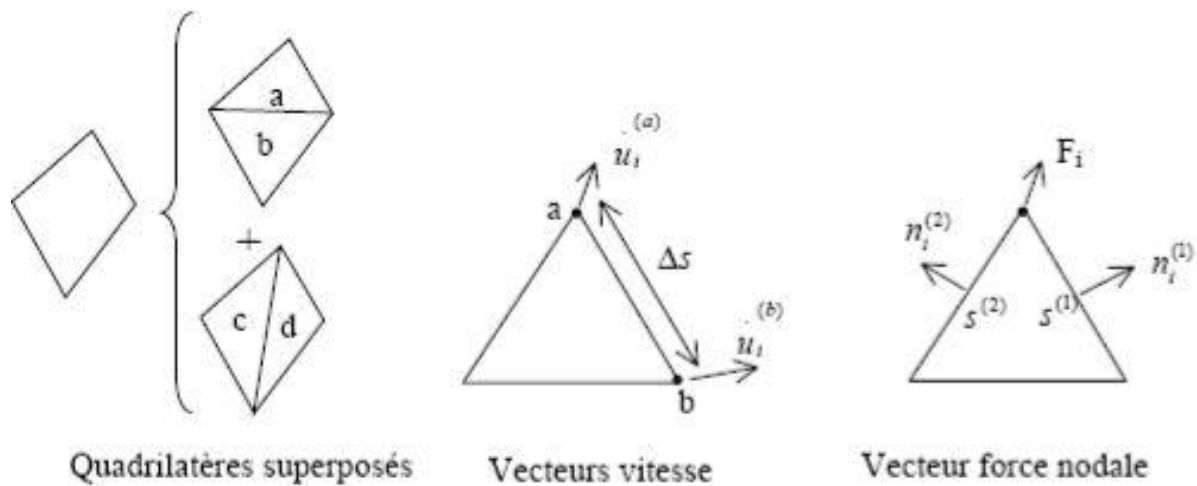


Figure 2.3 : formulation numérique en différences finies

A chaque étape de la Figure 2.1 correspond une formulation numérique en différences finies. Les équations aux différences finies sont déduites du théorème de Gauss :

$$\int_s n_i \cdot f \cdot ds = \int_A \frac{\partial f}{\partial x_i} \cdot dA \dots \dots \dots (2.5)$$

Où :

- s : périmètre de l'élément de surface A,
- n_i : vecteur unitaire normal à s,
- f : scalaire, vecteur ou tenseur défini sur A et son périmètre.

Le tenseur taux de déformation est donné par l'Équation 2.2 et l'application du théorème de Gauss permet d'obtenir une relation en fonction des vitesses au nœud (a) et (b) (Figure 2.2) :

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_j} = \frac{1}{2A} \sum (\partial u_i^{(a)} + \partial u_i^{(b)}) n_j \Delta s \dots \dots \dots (2.6)$$

- Δs : distance du point a au point b,
- A : aire de l'élément.

A partir du tenseur des déformations ϵ_{ij} , on utilise la loi de comportement (et l'ajustement de rotation pour les grandes déformations) pour en déduire un nouveau tenseur de contrainte (Équation 2.3).

De ces contraintes on déduit la force totale appliquée à chaque nœud en sommant toutes les

forces à ce nœud dues à chaque élément dont il fait partie, en ajoutant le chargement éventuel et les forces de volume $F^g = g m_g$,

ΣF_i est la force nette non équilibrée appliquée au nœud. On applique ensuite la loi de Newton (Équation 1) dont la formulation en différences finies est :

$$U_i(t + \frac{\Delta t}{t}) = U_i(t + \frac{\Delta t}{t}) + \sum F_i^{(t)} \frac{\Delta t}{m} \dots \dots \dots (2.7)$$

On obtient les nouvelles vitesses de déplacement aux nœuds puis on effectue le pas de calcul suivant (retour en a). En grandes déformations, on calcule également les nouvelles coordonnées du nœud :

$$x_i^{t+\Delta t} = x_i^{(t)} + U_i^{(t+\Delta t)} \Delta t \dots \dots \dots (2.8)$$

a) Amortissement

Les mouvements nécessitent d'être amortis de manière à arriver à l'état stationnaire (équilibre ou écoulement permanent) en un minimum de cycles. Par simplification. Flac impose à chaque nœud une force d'amortissement dont le module est proportionnel au module de la force nette non équilibrée, et dont la direction est telle qu'elle produit toujours un travail négatif. $\sum F_i^{(t)}$ est remplacé par $\sum F_i^{(t)} - \alpha \sum F_i^{(t)}$ signe $(u^{t \frac{\Delta t}{2}})$ dans l'équation de Newton de l'étape (c). Avec cette forme d'amortissement, les forces de volume se dissipent à l'état stationnaire (contrairement à l'amortissement visqueux).

b) Critère de convergence

Le critère de convergence pour examiner la fin des cycles de calcul est fondé sur l'état d'équilibre de la totalité des éléments. Le programme vérifie pour chacun des éléments le déséquilibre de force et conserve la force maximale non équilibrée. L'utilisateur définit la force en delà de laquelle la convergence est prétendue suffisante.

A l'atteinte de l'équilibre, les vitesses de déplacement des nœuds deviennent très faibles (un critère acceptable est une vitesse maximum de 10^{-7} m/s), à moins que l'on observe une rupture du sol. Dans ce cas, les vecteurs vitesses aux nœuds ont une direction privilégiée et ne tendent pas à se réduire (écoulement permanent) (Bouchelghoum, F (2013)).

2.3 Déclaration des données dans le code FLAC2D

2.3.1 Introduction

Le logiciel FLAC2D a été conçu pour opérer dans un espace bidimensionnel. L'emploi de modèles bidimensionnels permet bien sûr de diminuer amplement les temps de calcul, cependant il rend notamment possible le raffinement géométrique des systèmes calculés.

En conséquence, pour de nombreux problèmes tridimensionnels, les maillages raffinés sont laborieux, voire impossibles à réaliser car la taille des systèmes matriciels peut très vite dépasser la capacité des ordinateurs utilisés, notamment pour des calculs non linéaires complexes. Par conséquent, les maillages sont fréquemment plus grossiers dans le cas tridimensionnel que dans le cas bidimensionnel et la modélisation est plus approximative.

2.3.2 Générations des grilles

La géométrie des problèmes dans FLAC est définie par des grilles et points nodaux.

FLAC organise les grilles et les points nodaux en mode lignes et colonnes, ils sont dispensés dans la direction horizontale exprimée en termes de « i » et dans la direction verticale exprimée en termes de « j ».

2.3.3 Conditions aux limites

Elles présentent la possibilité de fixer les vitesses, la saturation, les pressions interstitielles ou les températures.

Le gradient de contrainte peut être appliqué en utilisant l'équation suivante :

$$S = S^{(s)} + \frac{X-X^{(s)}}{X^{(e)}-X^{(s)}} V_X + \frac{Y-Y^{(s)}}{Y^{(e)}-Y^{(s)}} V_Y \dots \dots \dots (2.9)$$

Avec :

X et Y : Les coordonnées d'un point nodal dans un tracé.

X (S), Y (S) : Les coordonnées initiales d'un point nodal.

X (e), Y (e) : Les coordonnées finales.

V X, V Y : Gradient de contrainte dans la direction des x et y respectivement.

S S : La valeur initiale de la contrainte.

S : La valeur finale de la contrainte.

2.3.4 Conditions initiales

Les conditions initiales sont les variables initiales qui sont imposées au modèle avant que n'importe quelle construction soit commencée. Elles permettent l'application de forces ponctuelles ou réparties, de déplacements, de vitesses, de pressions mécaniques, de contraintes, de pressions interstitielles, de températures, de flux d'échanges thermiques. L'état initial le plus adapté sera représenté par mesure sur le terrain (par des mesures in situ), en utilisant la commande « *INITIAL* ». Si aucune mesure sur le terrain n'est disponible, les efforts devraient être exécutés pour imiter les conditions au site.

2.4 Forces non équilibrées (Unbalanced force)

Dans un modèle à éléments finis, il est nécessaire que le processus de chargement soit représentatif de celui subi réellement par le massif. On y arrive en décomposant le chargement total en incréments de charge chaque incrément étant suffisamment petit pour que la solution converge après quelques itérations, malgré la réponse non linéaire du massif.

Toutefois, au fur et à mesure que le système modélisé devient de plus en plus non-linéaire et que l'incrément de chargement devient de plus en plus petit par rapport au chargement total, la technique incrémentale devient similaire à la modélisation d'un comportement quasi dynamique du massif, répondant à l'application graduelle du chargement total.

Afin de surmonter cela, une technique de relaxation dynamique a été proposée (Otter *et al*, 1966) et a été appliquée, en premier, aux géo-mécaniques par Cundall (1971). Dans cette technique, des forces non équilibrées exécutent au niveau de points d'intégration matériels, et provoquent une accélération de la masse associée à ces points, en appliquant les lois du mouvement de Newton. Un nouveau bilan des forces est alors dressé pour chaque point d'intégration matériel dans le modèle.

Cette technique d'amortissement a pour effet une accélération de la convergence et réduit considérablement les effets d'oscillation mécanique. De plus, elle a l'avantage de pouvoir gérer des non-linéarités à la fois géométriques et rhéologiques, pour un surcoût de calcul relativement faible qui dépend linéairement du nombre d'éléments utilisés.

Par ailleurs, la divergence numérique révèle en général dans le modèle des comportements provoqués par des anomalies physiques (amorce de rupture, hétérogénéité des matériaux). Une fois que le modèle a été divisé en éléments, que les propriétés des matériaux ont été assignées et que les chargements ont été appliqués, certaines techniques doivent être utilisées pour redistribuer

les forces non équilibrées, et donc déterminer la solution du nouvel état d'équilibre. La méthode des différences finies cherche pour cela à minimiser l'énergie potentielle totale du système, afin d'établir les relations d'équilibre, les déplacements sont les inconnues de ces équations simultanées. La force maximale non équilibrée est déterminée pour l'ensemble des mailles. L'évolution de cette force peut être affichée sur l'écran ou visualisé comme un graphe. Cette force est importante pour l'indication de l'équilibre du modèle.

2.5 Lois de comportement utilisées par le code de calcul

Plusieurs lois de comportement sont applicables par le logiciel, que l'on classe en trois groupes le modèle nul, les modèles élastiques et les modèles plastiques :

- Le ne modèle nul : il est utilisé pour représenter des zones de sol excavées,
- Les modèles élastiques : le modèle élastique linéaire et isotrope et le modèle élastique transversalement isotrope.
- Les modèles plastiques.

Ces lois de comportement sont introduites dans le logiciel par l'intermédiaire du langage de programmation qui est le langage FISH.

Dans le cadre de ce travail, le modèle élastique-parfaitement plastique basé sur le critère de rupture de Mohr Coulomb a été retenu pour représenter le comportement du sol, tandis qu'un comportement élastique linéaire a été prédit pour modélisé le revêtement en poutre des deux tunnels.

2.5.1 Le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb

Le modèle Mohr-Coulomb est un modèle élastique linéaire couplé avec le critère de plasticité parfaite de Mohr-Coulomb associé à une limite de traction. Il se base sur une écriture incrémentale de la théorie d'élasticité. Une fois la plasticité apparue, l'élasticité est associée à la plasticité parfaite de Mohr-Coulomb. Cette loi est utilisée pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sables) et des sols cohérents à court et long terme (argile et limon).

Tout champ de contraintes peut être exprimé en termes de contraintes principales, et. La convention de signe, dans FLAC, attribuant des valeurs négatives à la compression, et positives à la traction, les contraintes principales sont alors ordonnées de la manière suivante (kitchah, 2017) :

$$\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3 \dots \dots \dots (2.10)$$

L'incrément de déformation totale dans le modèle de Mohr-Coulomb se décompose par conséquent en deux parties, l'une Élastique et l'autre plastique (kitchah, 2017) :

$$\Delta \varepsilon_i = \Delta \varepsilon_i^e + \Delta \varepsilon_i^p \dots \dots \dots (2.11)$$

La composante plastique n'est non-nulle que durant l'écoulement plastique. Dans le cas contraire, l'incrément de déformation totale est égal à sa composante élastique, conformément à la loi de Hooke, qui s'écrit sous sa forme incrémentale :

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_1 &= \alpha_1 \Delta \varepsilon_1^e + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_2^e + \Delta \varepsilon_3^e) \\ \Delta \sigma_2 &= \alpha_1 \Delta \varepsilon_2^e + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_1^e + \Delta \varepsilon_3^e) \dots \dots \dots (2.12) \\ \Delta \sigma_3 &= \alpha_1 \Delta \varepsilon_3^e + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_1^e + \Delta \varepsilon_2^e) \end{aligned}$$

$$\alpha_1 = K + \frac{4G}{3} \text{ et } \alpha_2 = K - \frac{2G}{3} \dots \dots \dots (2.13)$$

Où **K** et **G** désignent respectivement les modules d'incompressibilité et de cisaillement du matériau, exprimés en pascals. Ils sont liés au module de Young et au coefficient de Poisson par les relations suivantes (kitchah, 2017) :

$$K = E/3(1 - 2\nu), \quad G = E/2(1 + \nu), \dots \dots \dots (2.14)$$

2.5.2 Élément Poutre pour le revêtement

Dans le logiciel FLAC2D, les éléments poutres sont des éléments bidimensionnels qui présentent trois degrés de liberté à chaque nœud (translation en x, en y et rotation), (voir Fig. 5.8). Ils peuvent être attachés entre eux et/ou aux nœuds du maillage. Ils peuvent travailler en compression, traction et flexion. Les éléments sont caractérisés par leur géométrie et leurs propriétés matérielles. Les éléments poutres sont considérés ayant une section symétrique de surface A , une longueur L et un moment d'inertie I .

Le comportement des éléments poutres est généralement élastique linéaire sans critère de rupture. On attribue à chaque élément un module d'élasticité E . Si un moment d'inertie nul est attribué aux éléments poutres, ceux-ci vont se comporter comme des éléments flexibles qui ne reprennent pas de moments de flexion.

Les éléments poutres sont utilisés pour représenter des éléments de structure pour lesquels la résistance à la flexion est importante. (Kitchah, 2017).

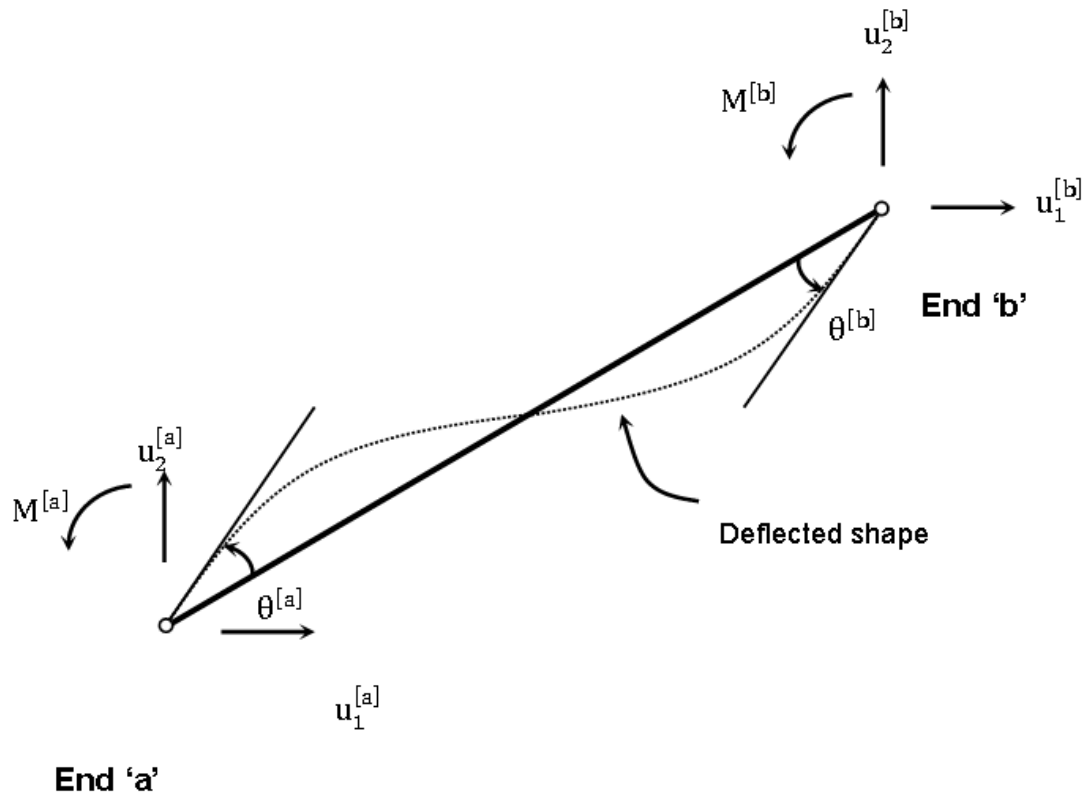


Figure 2.4 : Nomenclature pour un élément poutre

2.6 Conclusion

Ce chapitre a été consacré à la présentation du code de calcul FLAC retenu pour nos simulations pour la modélisation des deux ouvrages souterrain de caractéristique géométrique et mécanique identiques, les caractéristiques géo-mécaniques retenues pour les calculs, devront prédire les mouvements de sols enregistré sur site lors du creusements des deux tubes du T4.

On se concentrera dans les chapitres qui suivent à interpréter la confrontation entre les résultats de modélisations et les mesures réellement enregistrées sur site d'une part, et d'autre part à étudier l'impact de l'éloignement des deux tunnels l'un par rapport à l'autre, et le décalage entre les deux fronts de tailles durant l'avancement sur les cuvettes transversales en surface ainsi que les déformations dans les revêtements.

Chapitre 3

Contexte du tunnel T4

Chapitre 3

Contexte du tunnel T4

3.1 Introduction

Ce chapitre est une présentation du tunnel T4 de l'autoroute est-ouest, Le tunnel T4 s'inscrit dans le cadre de la réalisation de l'Autoroute de l'Unité Maghrébine (AUM) d'environ 7000 km de longueur, traversant l'Algérie d'une longueur de 1200 km.

Le tunnel fait partie de la section 4 de cette autoroute, le tunnel autoroutier comprend deux tubes jumeaux horizontalement parallèle, le démarrage des travaux d'excavation des deux tubes n'a pas été aux même temps, les deux fronts ont subi plusieurs phases d'arrêts, un décalage entre l'avancement des deux fronts a été toujours signalé, avec une différence d'ordre et de grandeur selon les conditions géologiques et géotechniques du terrain rencontré.

Les conditions géologiques et géotechniques ont été identifiées en s'appuyant d'une part sur un nombre important de sondages de reconnaissance et d'essais effectués en laboratoire, d'autre part sur l'expérience de creusement du tube le plus avancé.

L'ensemble des informations fournies sur le tunnel T4 ont été extraite à partir du 'Rapport de Présentation – combiné lot tunnel' et des travaux de Salah Messast *et al* (2014). Comme le montre la figure 3.1, ce tunnel autoroutier comprend deux tubes séparés par un écartement de 22m. Les dimensions de la section transversale de chaque tube autour de la ligne théorique d'excavation est 17,9m de largeur et 13m de hauteur (Bousbia, 2016). Un tunnel d'accès de 320m de longueur a été conçu et connecté au tube principal à 811m du Portail Nord, son objectif est d'améliorer l'avancement des travaux en ouvrant deux autres fronts d'attaque au milieu du tunnel tout en excavant vers le Portail Sud, ceci permet de procéder au creusement sur six (06) fronts d'attaques : deux (02) au Portail Nord (NG et ND), deux (02) au milieu du tunnel vers le sud (MGS et MDS) et deux fronts au Portail Sud (SG et SD) Messast *et al* (2014). L'épaisseur maximale de la couverture au-dessus des deux tubes est d'environ 235 m. La section la plus critique, qui correspond à la plus faible couverture, se trouvait à 17 m sous la surface du sol. Ce tunnel autoroutier comprend deux tubes espacés de 37 m entre les deux centres du tunnel (Djelloul *et al*, 2018).

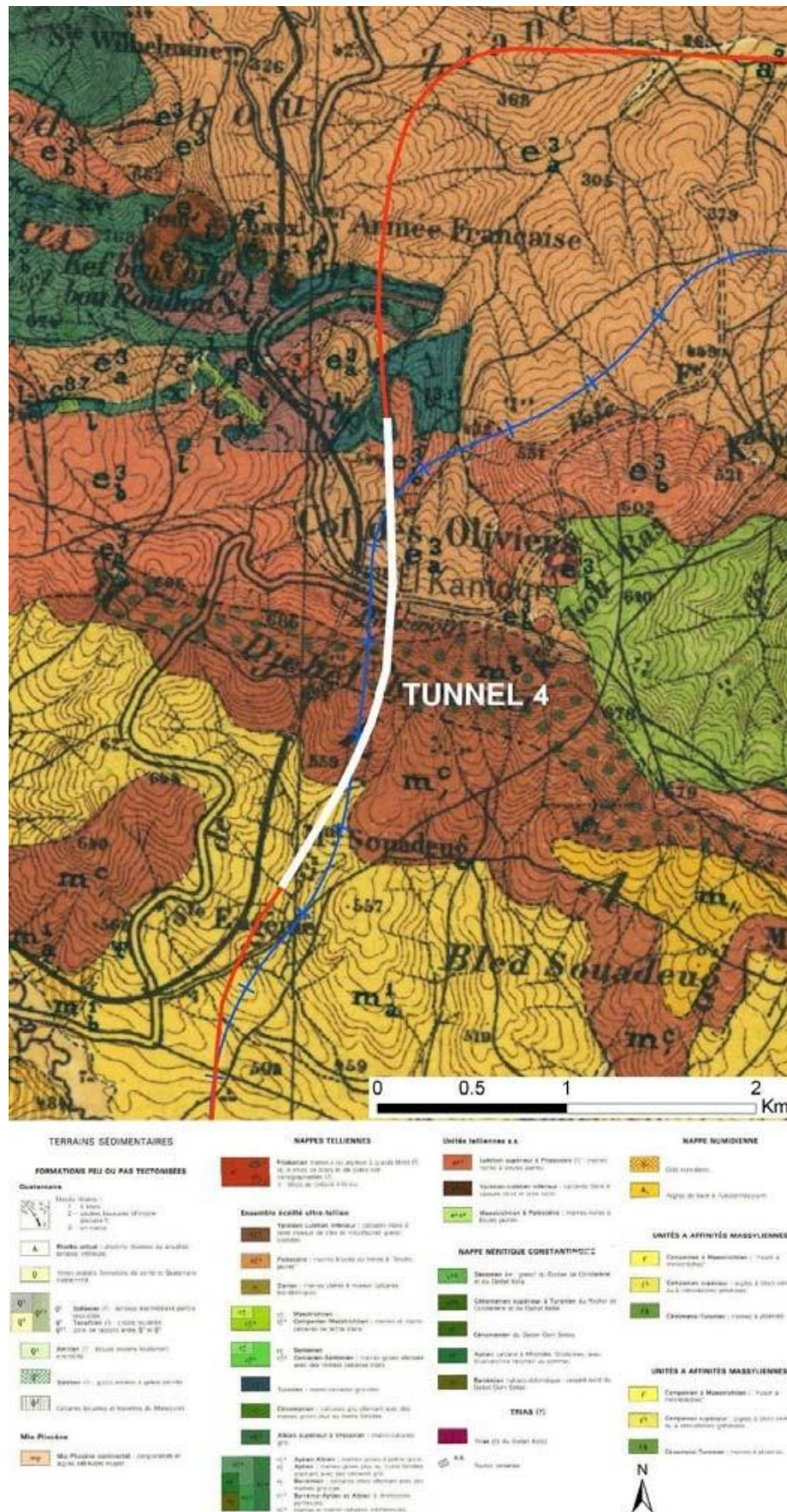


Figure 3.1 : Emplacement du tunnel T4 sur la carte géologique de Smendou

Deux passages d'urgence sont prévus à proximité des deux têtes du tunnel, au PK 229+170 et au PK 231+780, pour assurer le passage des véhicules de secours d'une chaussée à l'autre, de plus, deux interruptions du terre-plein central sont prévues au PK 228+825 et au PK 232+195, pour assurer le basculement de la circulation en cas d'urgence.

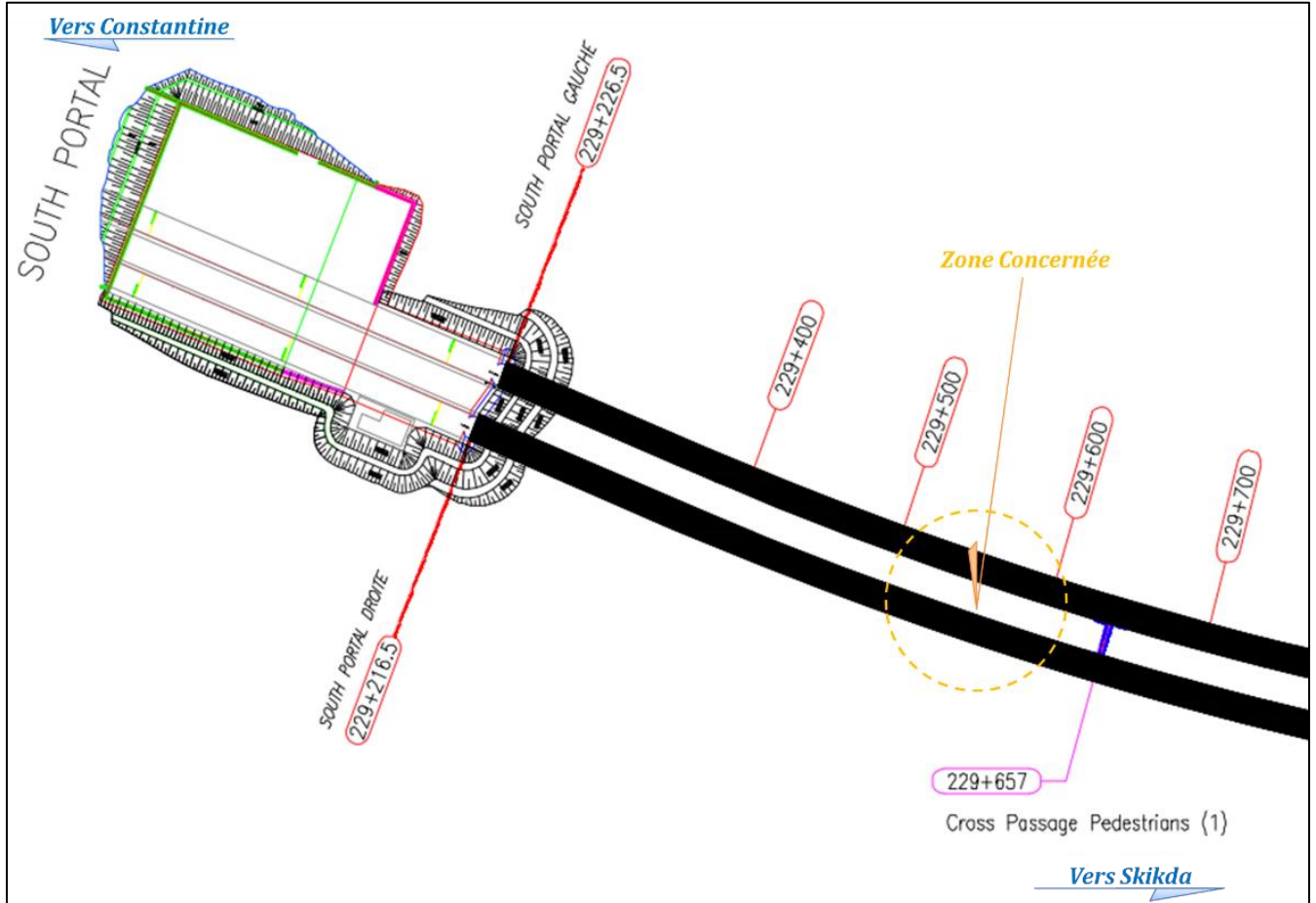


Figure 3.2 : Vue en plan et coupe longitudinale du tunnel T4

L'emplacement des tubes gauche et droite du tunnel T4 ainsi que leur longueur sont donnés dans le Tableau 3.1 qui suit :

Tableau 3.1 Coordonnées kilométriques des deux tubes du Tunnel T4

(Dar al-handasah-shair, 2008)

PK au Début		PK à la Fin		Longueur Totale (m)	
Tube Gauche	Tube Droite	Tube Gauche	Tube Droite	Tube Gauche	Tube Droite
229+228,5	229+218,5	231+731	231+749	2 502,5	2 530,5

3.2 Conditions géologiques et géotechniques du tunnel T4

L'étude géotechnique et géologique est basée sur les investigations récentes qui comprennent :

- Un relevé géologique, réalisé au 1/2000ème ;
- L'établissement d'un Profil géologique, au 1/2000ème ;
- Une campagne géotechnique sur site incluant 14 sondages carottés, 4 sondages pressiométriques, 7 tubes inclinométriques et 4 piézomètres ;
- Une campagne d'essais en laboratoire ;
- Un relevé géophysique par la méthode de résistivité électrique (Electrical Resistivity Tomography – Wenner Configuration).

Le tunnel T4 se situe au Nord - Est de Constantine. Il traverse du Sud au Nord Djebel El Kantour sur une longueur totale de 2500m. Le tracé du tunnel est relevé sur la carte géologique de Smendou au 1/50.000^{ème} (Figure 3.1).

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

La partie centrale du tunnel T4 passe dans la marne altérée. Cette dernière peut être considérée comme feuilletée, de couleur grise (Figure 3.3).

L'interprétation globale des données géologiques disponibles sur le site (levés de surface, sondage de reconnaissance, reconstitution géologique) tend à mettre en évidence l'existence d'une région centrale de profonde couverture au-dessus du tunnel surmontée par des grès couverts de conglomérats. Cependant, il est prévu que le creusement du tunnel soit principalement dans la marne altérée et/ou des argilites.

Il est prévu que la partie centrale du tunnel T4 passe dans la marne altérée. Cette dernière peut être considérée comme feuilletée, de couleur grise. Les conglomérats qui surplombent la section intermédiaire du tunnel sont des terrains meubles et n'affectent pas le tunnel.

Le Tunnel T4, d'environ 2,5 km de longueur, est situé dans une zone où la croissance de végétations et d'arbres est intense, ce qui délimite la zone accessible à la reconnaissance géologique et géophysique (voir Figure 3.4). La couverture maximale du tunnel est d'environ

235m ; Les observations faites sur site au niveau des portails Sud et Nord, révèlent des zones pouvant être susceptibles au glissement.

Sur le versant nord du Djebel Kantour, une zone de glissement a été identifiée entre les PK 30+620 et PK 31+280.



Figure 3.4 : Zone de végétation intense à Djebel Kantour

3.2.1 Unités Géologiques

Onze unités ou formations géologiques ont été identifiées le long du tunnel T4 :

- Unité 1 – Terrain de recouvrement/ Colluvions graveleuses - Quaternaire
- Unité 2 – Argile marneuse altérée - Eocène
- Unité 3 – Marne compacte – Eocène
- Unité 4 – Argile Marneuse compacte – Eocène
- Unité 5 – Argile marneuse – Eocène
- Unité 6 – Argile marneuse à gréseuse – Eocène
- Unité 7 – Grés fin friable – Miocène
- Unité 8 – Argile marneuse très fracturée – Eocène
- Unité 9 – Marne compacte schisteuse – Eocène
- Unité 10 – Calcaire fracturé ou en copeaux tectoniques - Jurassique
- Unité 11 – Alternance de Marne, conglomérats et de grès.

L'interprétation des divers essais in-situ et en laboratoire a permis d'aboutir à une caractérisation des paramètres mécaniques des différentes unités identifiées par le relevé

géologique. A défaut de mesures in-situ ou en laboratoire, certains paramètres ont été définis à partir de la caractérisation physique.

Les paramètres caractéristiques qui ont été adoptés dans l'étude de stabilité des portails et du tunnel durant les travaux sont récapitulés dans le tableau qui suit.

Tableau 3.2 : Paramètres caractéristiques Dar al-handasah-shair, 2008)

Unité de sol	Description	γ	C'	ϕ'	Cu	ϕ_u
		t/m3	kPa	°	kPa	°
		MOYENNE	Estimée	Estimée	Estimée	Estimée
U1	TERRAIN DE RECOUVREMENT	1,65	5	27	35	8
U2	ARGILE ALTEREE	1,75	5	27	35	8
U3	MARNE COMPACTE (SCHISTEUSE)	2	10	20		
U4	ARGILE MARNEUSE COMPACTE	2	10	25	50	15
U5	ARGILE MARNEUSE (AVEC LOCALEMENT DES INCLUSIONS GYPSEUSES)	1,95	10	20	50	10
U6	ARGILITE		10	22	75	15
U7	GRES	2,20	100	30	100	30*
U8	ARGILE MARNEUSE TRES FRACTUREE	1,90	5	9	5	9
U10	CALCAIRE FRACTURE AVEC INTRUSIONS MARNO- ARGILEUSES	2,30*	50	30*	50	30*

* valeur estimée

Les propriétés mécaniques des différentes unités géologiques ont été déterminées en se basant sur la classification des roches et des essais in situ et en laboratoire.

Les propriétés mécaniques déduites de la classification RMR, Hoek and Brown et les résultats des essais in-situ et en laboratoire sont récapitulées dans les Tableaux 3.3 à 3.5.

Tableau 3.3 : Déduction des paramètres caractéristiques par la méthode de la classification RMR (Dar al-handasah-shair, 2008)

RMR										
Unité du Sol	U1	U2	U3	U4	U5	U6	U7	U8	U9	U10
RMR	-	-	41	23	11	44	25	-	39	42
Rock Class	-	-	III	IV	V	III	IV	-	IV	III
Description	-	-	Fair Rock	Poor Rock	Very Poor Rock	Fair Rock	Poor Rock	-	Poor Rock	Fair Rock
E (Mpa)	-	-	5950	2110	1050	2350	7080	-	5300	6310
C (kPa)	-	-	200-300	100-200	<100	100-200	200-300	-	100-200	200-300
Phi (°)	-	-	25-35	15-25	<15	15-25	25-35	-	15-25	25-35

Tableau 3.4 : Dédution des paramètres caractéristiques par la méthode de Hoek & Brown
(Dar al-handasah-shair, 2008)

Hoek & Brown										
Unité du Sol	U1	U2	U3	U4	U5	U6	U7	U8	U9	U10
E (Mpa)	-	-	320	48	5	31	-	-	420-700	5029
C (kPa)	-	-	92	24	11	53	-	-	187-500	280
Phi (°)	-	-	33	27	18	25	-	-	32-38	46

Tableau 3.5 : Dédution des paramètres caractéristiques à partir des essais in-situ
ou en laboratoire (Dar al-handasah-shair, 2008)

Résultats des Tests										
Unité du Sol	U1	U2	U3	U4	U5	U6	U7	U8	U9	U10
γ (kN/m ³)	16.5	17.5	20	22	20	20	23	19	20	-
E (Mpa)	5	25	300	240	140	-	260	-	-	-
C (kPa)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Phi (°)	27	27	20	22	20	-	30	9	-	-

L'analyse des paramètres déduits des classifications de la roche et des essais in-situ et en laboratoire a permis au maître d'œuvre (Dar al-handasah) de sélectionner les paramètres d'étude présentés dans le tableau 3.6 qui suit :

Tableau 3.6 : Sélection des paramètres d'étude (Dar al-handasah-shair, 2008)

paramètres Sélectionnés										
Unité du Sol	U1	U2	U3	U4	U5	U6	U7	U8	U9-U11	U10
γ (kN/m ³)	16.5	17.5	20	22	20	20	23	19	20	23
E (Mpa)	5	25	300	240	140	200	260	15*	700	5000
C (kPa)	5*	5*	25-150	25-100	10-60	50-160	200-300	10*	100-300	200-300
Phi (°)	27	27	20	22	20	25	30	9	35	35

* valeur estimée

3.2.2 Conditions hydrologiques

La présence d'eau a été signalée à des profondeurs différentes dans quatre des sondages au Tunnel 4. Les suivis piézométriques, des observations faites sur site ont révélés la présence d'eau à de faibles profondeurs.

Il est donc probable qu'une nappe phréatique, relativement élevée, existe sur une grande partie de la longueur du tunnel. Cependant, les marnes sont généralement de faible perméabilité, et donc la quantité prévue d'eau à rencontrer dans le tunnel sera assez faible.

3.3 Méthode d'excavation et soutènement adoptée

Le choix de la méthode d'excavation a été conclu après considération et appréhension des deux méthodes principales : mécanique et traditionnelle.

Le creusement du tunnel T4, a débuté en 2007 à partir des deux portails — sud et nord, en opérant sur quatre fronts ce qui nécessite deux différentes installations de chantiers à chaque extrémité du tunnel.

Le gabarit du projet impose des dimensions importantes du tunnelier nécessaire pour l'excavation mécanique de notre section, l'optimisation du revêtement définitif n'est pas simple à cause du besoin d'uniformiser le revêtement, le gabarit du tunnel impose une section assez importante, les conditions souterraines et les longueurs des tunnels, surtout pour le tunnel T4, sont favorable à l'utilisation de la méthode d'excavation mécanique, mais le coût nécessaire pour la réalisation sera très élevé. D'où l'excavation a été effectuée selon la méthode traditionnelle car elle offre plus de souplesse d'emploi et d'adaptation, elle est moins coûteuse en termes d'investissement et d'exploitation et enfin le temps de réalisation peut être réduit par l'excavation des deux côtés de chaque tunnel (quatre fronts pour les deux tubes). Les tubes jumeaux de chaque tunnel seront excavés en utilisant une distance suffisante entre les faces.

Pour le creusement, trois différentes techniques de creusement pourraient être utilisées en fonction des caractéristiques du terrain de chaque section :

- Creusement mécanique par pelle-rétro-caveuse ;
- Creusement mécanique par machine à attaque ponctuelle ; ou par l'utilisation des explosifs.
- Le soutènement appliqué est principalement composé de boulons radiaux associés avec du béton projeté et des cintres lourds. L'excavation est réalisée progressivement en incorporant le soutènement latéral du tunnel au fur et à mesure de l'avancement.

Le suivi du tunnel sera réalisé durant le creusement, à l'aide de trois systèmes d'auscultation, mesures de convergence par méthode optique, mesures des déplacements absolus aux extensomètres et mesures de niveaux de déformations à l'intérieurs du béton projeté.

Ces mesures fourniront les données nécessaires à la méthode d'observation afin :

- De permettre la projection des conditions géologiques rencontrées ;
- De vérifier constamment l'efficacité du soutènement ou de le modifier selon les conditions rencontrées ;
- Et d'assurer la sécurité de l'ouvrage.

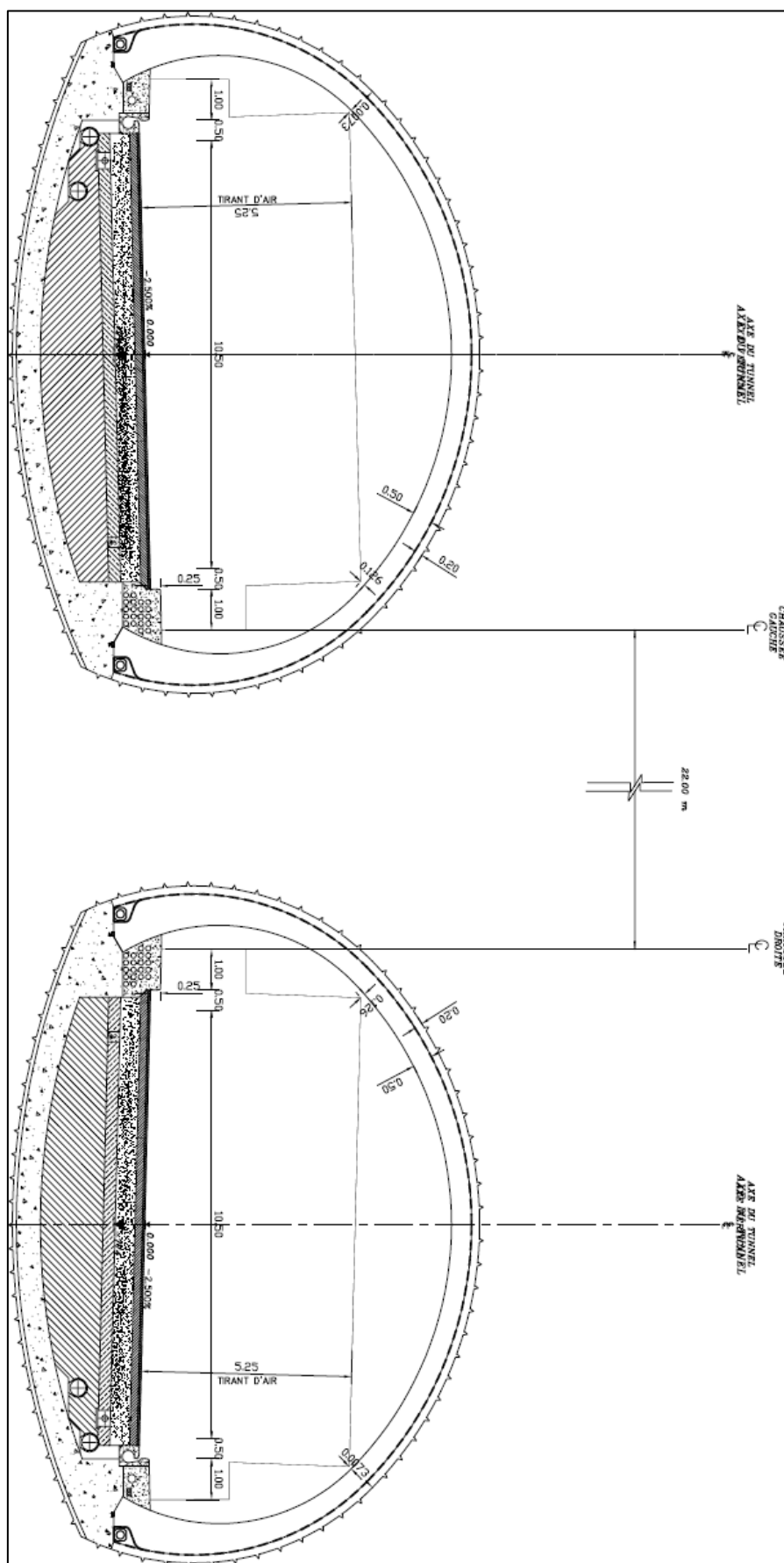


Figure 3.6 : Coupe transversale des deux tubes du tunnel T4

La coupe transversale des tunnels (figure 3.5) comprend :

- Trois (3) voies dans chaque tube, d'une largeur de 3,50 m chacune ;
- Une (1) bande dérasée de 0,5 m de largeur de part et d'autre ;
- Deux (2) trottoirs de 1,0 m de largeur chacun ;

Les soutènements mis en place diffèrent, selon les déformations rencontrées et la variation de la hauteur de couverture. Le soutènement provisoire exigé sera déterminé en utilisant les principes de la nouvelle méthode autrichienne (N.A.T.M). Il s'agit d'un ensemble comprenant du béton projeté, des treillis soudés, des cintres métalliques en profilé HEB et des boulons d'ancrage.

La mise en place du soutènement provisoire permet d'assurer la stabilité de l'excavation, avant d'installer une membrane d'étanchéité et de réaliser le soutènement définitif. L'étanchéité permet de prévenir l'écoulement des eaux dans le tunnel ; des drains perforés sont réalisés avant le revêtement au niveau des piédroits, afin de créer un cheminement préférentiel pour recueillir l'eau. Le revêtement définitif sera en béton et constitue le soutènement permanent dans le tunnel.

La variation de la nature de terrain que le tunnel traverse, a dictée la préparation de quatre classes de soutènement standards pour être utiliser selon les conditions géologiques rencontrées. De ces classes standards découles des sous classes qui sont des adaptations pour faire face à des instabilités locales traversées. Ces soutènements sont détaillés sur les plans de soutènement provisoires de chaque classe et sous classes.

Ainsi, selon les conditions géométriques et géologiques traversées par le tunnel, une des classes définies ci-dessous sera adoptée.

La classe A : prévue essentiellement pour la partie du terrain dont la qualité de la roche est moyenne. Le support définit par la classe « A » se compose d'une combinaison de boulons d'ancrage de 4 mètres de longueur et de béton projeté, d'épaisseur 200mm, renforcé par des treillis soudés. Ceci est prévu pour arrêter n'importe quel mouvement de bloc de roche de moyenne taille et pour empêcher la détérioration de la roche pendant la période de construction.

La Classe B : On s'attend à ce que la classe « B » soit employée en cas de formations rocheuses médiocres qui sont prévues dans les marnes argileuses, les marnes compactes, les grés et les calcaires fracturés. Le terrain sera stabilisé grâce à un support constitué par une combinaison de béton projeté, d'épaisseur 200mm, renforcé par des treillis soudés, des cintres métalliques et de boulons.

La Classe C : Cette classe est un développement de la classe « B » pour la roche particulièrement médiocre et celle qui se rapproche des sols friables. L'installation de ce support est exigé aussi vite que possible après l'excavation, et les trois phases d'excavation de la section (calotte, stross, radier) se suivent avec une proximité étroite pour assurer la fermeture de l'anneau de soutènement.

Pour cette classe des contraintes assez élevées vont se manifester lors du creusement ; celles-ci ont dicté le recours à une épaisseur de béton projeté de 300mm avec utilisation de cintres métalliques, en profilés allant jusqu'à HEB 200, ainsi que des boulons. Un radier temporaire en forme d'arc au niveau de la calotte sera réalisé, si nécessaire, pour limiter la convergence latérale.

Dans les conditions prévues du sol, pour cette classe, on s'attend à ce que le front de taille reste stable à court terme à moins que des orientations défavorables de strates soient rencontrées. Dans ce cas le contrefort de la face par clouage en fibre de verre sera réalisé avec l'application d'une mince couche de béton projeté.

Aussi si l'excavation du tunnel doit s'arrêter (pour n'importe quel raison), il serait nécessaire de soutenir le front de taille de la même façon.

La classe D : Cette classe est prévue pour les sols d'états très médiocres. Cette condition est attendue dans des brèches de failles et des secteurs profonds très altérés. Elle nécessite l'avancement avec l'application systématique d'un confortement de la face et l'utilisation du radier temporaire au niveau de la calotte. Ceci pour pouvoir contrôler aux mieux les déformations.

Pour augmenter la capacité de ce support afin de faire face aux contraintes attendues une épaisseur de béton projeté de 400mm avec utilisation de cintres métalliques, en profilés allant jusqu'à HEB 200, ainsi que des boulons. Un radier temporaire en forme d'arc au niveau de la calotte sera placé pour limiter la convergence latérale.

Pour augmenter la capacité de ce support afin de faire face aux contraintes attendues une épaisseur de béton projeté de 400mm avec utilisation de cintres métalliques, en profilés allant jusqu'à HEB 200, ainsi que des boulons. Un radier temporaire en forme d'arc au niveau de la calotte sera placé pour limiter la convergence latérale, (Dar al-handasah-shair, 2008).

3.3.1 Répartition des Classes le Long des Trois Tunnels

Lors de la phase de projet des deux tubes du T4, différents types de soutènement ont été conçus, le but étant d'assurer un bon déroulement du creusement et de limiter les tassements de surface.

L'étude du système de support nécessaire le long du tunnel T4 a indiqué une certaine répartition préliminaire des classes de support en fonction des conditions souterraines et géométriques. Néanmoins pour les zones des portails ou la couverture atteint une épaisseur égale à un (1) diamètre environ, une règle empirique basée sur l'expérience acquise dans la construction des tunnels a été appliquée. Cette règle consiste à adopter le support pour le cas le plus défavorable parmi celui qui résulte des calculs ou un support type C avec cintre métallique HEB200. Les tableaux ci-dessous présentent les récapitulatifs de cette répartition préliminaire.

Tableau 3.7 : Récapitulatifs de la répartition préliminaire de soutènement
(Dar al-handasah-shair, 2008)

Tunnel T4					
Formation	Couverture (m)				
	0-15	15-30	30-75	75-100	100-230
Zone du portail	C3 (RPM)	-	-	-	-
Argilite/Argile marneuse (U5)	-	Di (RPM)	-	-	-
Argilite/Argile marneuse (U6)	-	Ci	Ci	Di	
Marne Compacte	-	-	Ci	-	-
Marne Schisteuse	-	-	Ci	Ci	Di
Brèche de Faille	-	D3 (RPM)			

N.B : R = Radier temporaire ; P = Parapluie ; M = Micropieux ; i=1 jusqu'à 5 selon observation

Cette approche observationnelle a été possible grâce à un système d'auscultation performant, qui a garanti un suivi régulier des déformations du sol.

L'objectif était de mieux comprendre le comportement en termes de déformations dans le massif et de chargement du soutènement. L'excavation et la mise en place du soutènement sont mise en œuvre en sept phases (Kitchah , 2012) :

1^{ère} phase : Excavation de la demi-section supérieure (la calotte + stross-1) : environ 125 m² de section est effectuée à l'aide d'une machine à attaque ponctuelle. Le pas d'avancement est environ 0,75m/jours avec mise en œuvre de béton projeté de sécurité 10 cm sur le front.

2^{ème} phase : Soutènement de la demi-section supérieure : le soutènement est installé immédiatement après l'excavation. Le type de soutènement appliqué est : 40cm de béton projeté avec profile d'acier HEB 200 et boulons radiaux.

3^{ème} phase : Excavation de 1,5m du stross-2 pour la réalisation d'un radier temporaire en utilisant 30cm de béton projeté avec 2 treillis soudés ensuite un remblaiement provisoire. La distance entre le front et le début de l'excavation du stross-2 est approximativement de 50 mètres.

4^{ème} phase : La phase (du stross-2 plus le radier) exécutée comme suit :

- Déblaiement du remblai provisoire.
- Démolition des parois de radier provisoire.
- Excavation jusqu' au niveau de radier définitif à l'aide de pelles hydrauliques équipées ou non d'un brise-roche hydraulique. La distance entre le front et le début de l'excavation est de 100 mètres.

5^{ème} phase : Soutènement de la demi-section inférieure (stross-2 plus le radier) : le soutènement appliqué est identique à la demi-section supérieure sauf le béton projeté appliqué dans le radier additionnel (partie basse) est 30 cm d'épaisseur (voir figure 3.6).

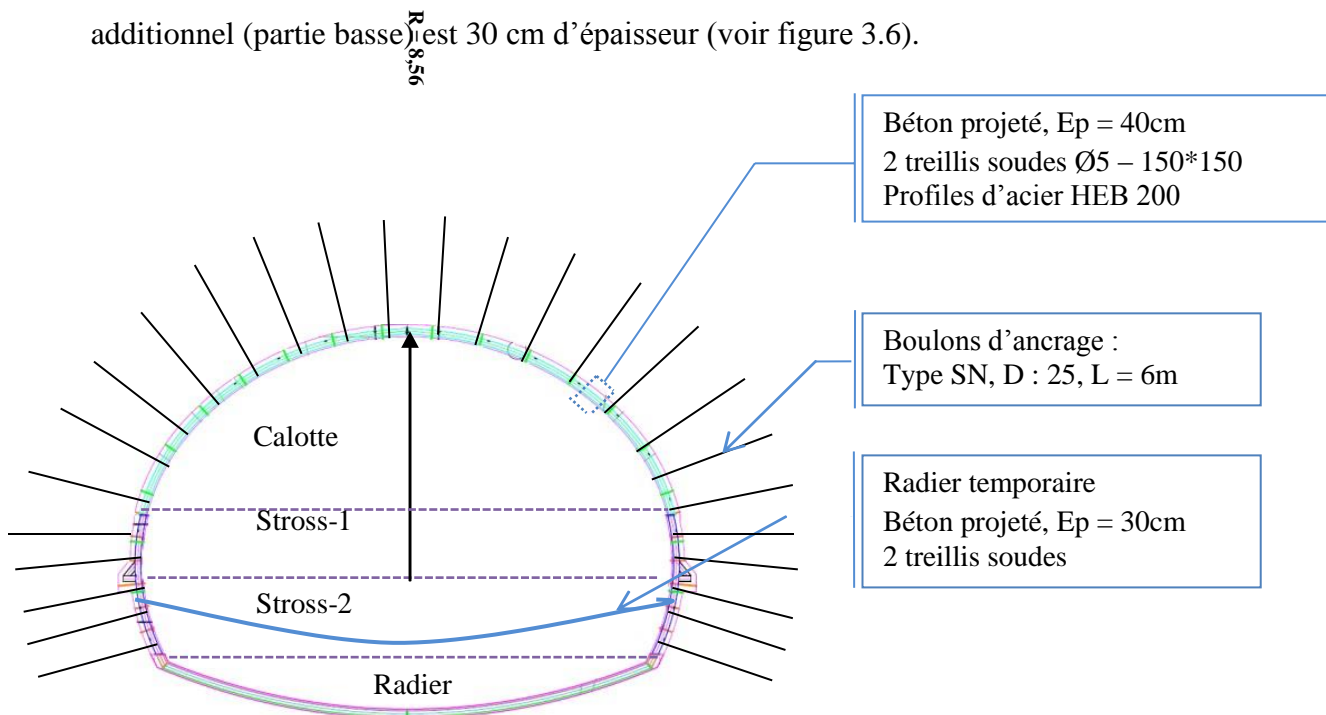


Figure 3.7 : Profil en travers du T4 selon la méthode en section divisée (kitchah, 2012)

6^{ème} phase : Radier en béton armé : le coulage du radier en béton armé par phases successives, environ 20 à 40 mètres derrière la demi-section inférieure.

7^{ème} phase : Revêtement en béton : Le revêtement du tunnel est constitué d'une coque en béton coulé de 60 cm d'épaisseur réalisé à l'aide d'un coffrage glissant. Le béton est mis en place à l'aide de pompes à béton. (Kitchah, 2012)

Pour le calcul numérique la géométrie de la galerie a été modifiée. La section en fer à cheval présenté dans la figure 3.5 est abandonnée au profit d'une géométrie circulaire, compatible pour tenir compte des convergences.

3.3.2 Auscultation

Un principe fondamental de la méthode N.A.T.M. est l'utilisation des auscultations pendant les travaux pour évaluer la validité des modèles de dimensionnement et des paramètres à introduire afin d'adapter le projet aux conditions in-situ.

Le mode de construction s'appuie sur un contrôle continu par auscultation pour ajuster l'étude préliminaire à la situation réelle du terrain ; l'auscultation doit permettre de vérifier constamment l'efficacité du soutènement.

On prévoit d'utiliser trois types de mesures :

- Type I : les mesures de convergence avec des moyens optiques,
 - Type II : les mesures de déformations par l'intermédiaire des jauges de déformations placées à l'intérieur du béton projeté,
 - Type III : les mesures de déplacements absolus, effectuées avec des extensomètres en forage.
- L'auscultation par section type –I– comprend les mesures de convergence.
 - L'auscultation par section type –II– est celle des jauges de déformation.
 - L'auscultation par section type –III– utilise les extensomètres pour les mesures des mouvements du massif.

Des points de mesures optiques seront placés en clé de voûte à cinq mètres d'intervalle afin de pouvoir obtenir le profil du tassement vertical le long du tunnel.

La fréquence des lectures et observations des sections d'auscultations seront fonction de déroulement des différentes étapes de construction. Ainsi des lectures du journalières seront prises durant les travaux pour chaque section, jusqu'à atteindre une situation optimale et s'assurer de la stabilité. Les observations hebdomadaires ou bimensuelles seront maintenues, afin de contrôler ainsi l'efficacité des dimensions du soutènement durant la durée de la construction.

La section de mesures de convergences relatives du tunnel, section d'auscultation type –I–,

sera installée avec des espacements qui dépendent des différentes classes de support selon le tableau suivant :

Tableau 3. 8 : Espacement entre section d'auscultation selon la classe de soutènement provisoire (Dar al-handasah-shair, 2008)

Espacement entre section d'auscultation Type –I–	Classe de Soutènement Provisoire
100 mètres	A
50 mètres	B
25 mètres	C
15 mètres	D

Elles seront également installées dans les 5 mètres qui suivent n'importe quel changement dans la classe de soutènement.

3.4 Mesure de Déformation du terrain

Pendant le creusement des tubes du T4, un document de synthèse nommé rapport de présentation -lot tunnel a été établi. Ce document contient plusieurs informations concernant le déroulement des travaux, divisées en 7 grandes catégories : géométrie des tunnels, conditions géologiques et géotechniques du tunnel T4, excavation du tunnel et soutènement, portails. Ci-dessous la liste des principales données contenues dans le synoptique :

- Date et Coordonnées kilométriques des deux tubes du Tunnel T4
- Programme d'investigation géotechnique, géologie du site, reconnaissance géotechnique, conditions hydrogéologiques, paramètres géotechniques d'étude, étude de stabilité des portails.
 - ✓ Le choix de la méthode d'excavation
 - ✓ Auscultation : tassements de surface, déformations en tunnel.
 - ✓ (Pré) soutènement : profils utilisés et toutes les informations (quantité, longueur, type,...).

Ce document a permis d'avoir une base de données de retour d'expérience très utile pour la suite des travaux d'excavation et pour l'analyse numérique effectuée dans la suite de ce travail de recherche.

Plusieurs types de mesures ont été entrepris, des mesures de nivellement en surface, afin de contrôler l'importance et l'évolution des tassements.

- Des mesures de déformation du terrain en profondeur, mesures extensométriques et

inclinométriques montrant la propagation des déformations autour de l'excavation ainsi que leurs évolutions dans le temps ;

- Des mesures de pression sur le revêtement de chaque tube du T4.
- Des mesures de déformation de l'ouvrage (nivellements de contrôle et mesures de convergence).

Les mesures de déformations de l'ouvrage n'ont mis en évidence que des mouvements de très faible amplitude lors des différentes phases des travaux, nous n'insisterons donc pas sur ce type d'auscultation qui constituait principalement un contrôle de la stabilisation des éventuels mouvements de la voûte.

Nous envisageons par contre les 3 autres types de mesures, les nivellements de contrôle en surface ont été entrepris sur tout le tracé du tunnel, nous nous limiterons à quelques profils particulièrement représentatifs de l'ouvrage étudié, mais en particulier dans les 100 premiers mètres de l'excavation correspondant à la zone de plus faible couverture. Tous les éléments de cette étude géologique pouvaient, en cas de nécessité, faire déclencher des réactions du chantier visant à modifier le soutènement.

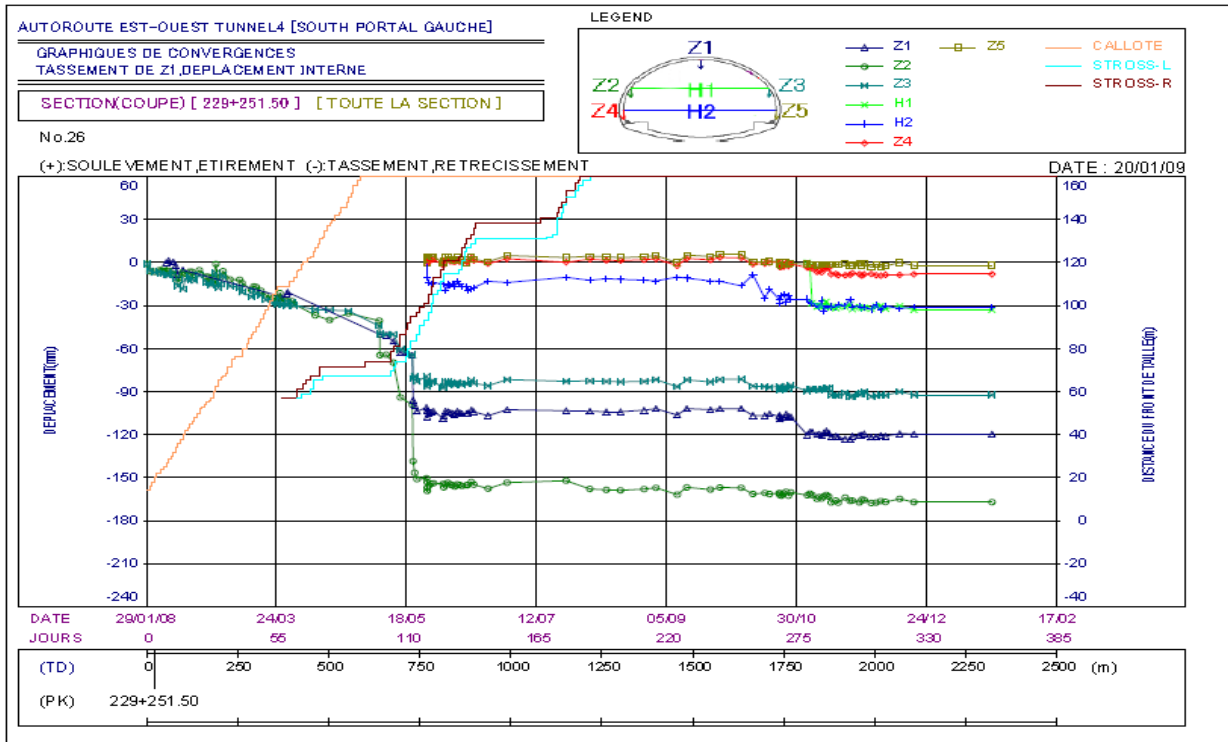
▪ Mesures de tassements

En plus du suivi régulier des tassements de surface, les déformations en sous-terrain (convergence, tassement et extrusion) étaient également contrôlées.

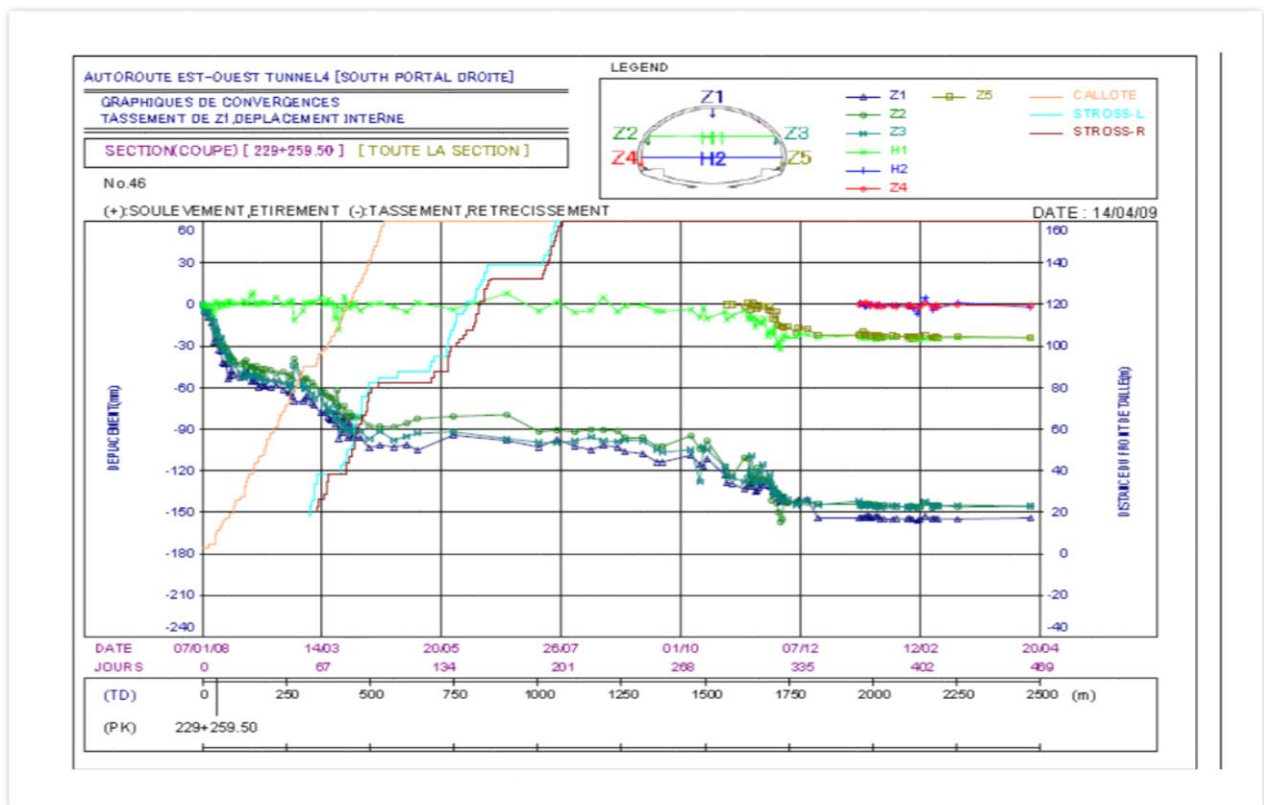
La Figure 3.7 présente l'allure typique des courbes de convergence relative et le tassement vertical au point Z1 des deux tubes gauche et droite du tunnel T4, dans le cadre de notre travail les tassements de surface ont fait l'objet d'un suivi attentif.

L'évolution du tassement de chaque point de nivellement en fonction du temps et de l'avancement du front de taille des deux tubes, ont fait l'objet de nombreuses observations et analyses quotidiennes.

La surveillance comportait essentiellement sur l'observation des amplitudes et de l'étendue de la cuvette de tassement au-dessus de chacun des deux tubes séparément en fonction du temps et de l'avancement chacun.



(a) Le tube gauche



(b) Le tube droit

Figure 3.8 : (a), (b) Exemple d'allure typique de courbe de convergence relative et le tassement Vertical au point Z1 pour le tube gauche et droit

3.5 Conclusion

On s'est intéressé dans ce chapitre à présenter les différentes caractéristiques des deux tubes du T4 d'El-Harouche. L'hétérogénéité du contexte géologique observée lors du creusement de ces deux tubes a incité le maître d'ouvrage et le maître d'œuvre à retenir la technique de creusement par méthode conventionnelle et à prédire des renforcements dans différents PK, par la mise en place de nouveau profil de soutènement complexe.

L'étude envisagée porte exclusivement sur la caractérisation du comportement mécanique du terrain et des deux revêtements axée sur l'exploitation des données géologiques et d'auscultation disponibles. Sachant que les efforts normaux et les moments repris par les anneaux de revêtements ont été calculés numériquement seulement par cause d'absence de donnée.

L'exploitation des données de convergence et de nivellement a permis de reconstituer la cinématique de déformation de terrain globale causé par les deux tubes en surface.

Chapitre 4

MODELISATION NUMERIQUES

Etude de l'effet du déphasage d'excavation et de la distance horizontale

Chapitre 4

MODELISATION NUMERIQUES

Etude de l'effet du déphasage d'excavation et de la distance horizontale

4.1 Introduction

Après un état de l'art sur les ouvrages souterrains, les méthodes d'excavations, les méthodes de calculs, les mouvements de sol induits par le creusement, les modélisations numériques, le contexte du tunnel T4, la présentation de l'outil de modélisation numérique FLAC qui ont été présenté dans les chapitres 1, 2 et 3.

Une approche numérique est développée dans ce chapitre pour prendre en compte à la fois le décalage des phases d'excavation entre les deux tubes et le caractère tridimensionnel du problème. Le comportement du terrain en surface et la déformation des revêtements des deux tunnels du T4 ont été étudiés par le développement d'une approche numérique bidimensionnelle dépendante d'une hypothèse empirique pour reproduire le phénomène de décalage entre les deux fronts de taille. Le franchissement des deux tunnels sous une faible couverture $C = (H-D)/2 = 10.30$ m (figure 4.3), et le décalage entre les deux fronts nécessitent une analyse attentive du comportement du massif à proximité de l'excavation. Cette analyse concernait principalement l'importance des tassements en surface ainsi que le contrôle des efforts dans les revêtements. L'importance du décalage s'est d'ailleurs manifestée auparavant plusieurs fois, lors des phases d'arrêt de l'un des deux tubes du T4 sur site. L'exécution des deux tunnels à faible couverture, a permis de mettre en évidence l'importance des tassements induits en surface ainsi que des efforts internes dans les revêtements. Nous avons comparé les valeurs mesurées aux valeurs numériquement calculées, le décalage entre les fronts des deux tunnels a un effet significatif sur l'importance et l'allure de la cuvette de tassement.

On constate donc que le phénomène de décalage des phases d'exécutions des deux tunnels influence sensiblement les dimensions de la cuvette de tassement. Par l'analyse des valeurs mesurée sur le site de creusement du tunnel T4 et leurs comparaisons avec nos résultats numériques, nous avons tenté de mettre en évidence les relations liant la distance de décalage des deux tunnels introduite à l'aide d'une variation du taux de déconfinement, les dimensions de la cuvette de tassement et les efforts internes dans les deux revêtements.

Cette étude est effectuée en se basant sur la méthode convergence-confinement et les résultats sont analysés en termes de tassements en surface, et de convergence des parois des tunnels. Ce choix est justifié en s'appuyant sur l'étude de (Karakus, 2007) qui est arrivé à la conclusion suivante: "la méthode convergence- confinement, développée par Panet (1995) permet une meilleure prévision des tassements de surface en comparaison avec d'autres méthodes".

Le principe de la méthode convergence-confinement comme décrite au chapitre 1 est qu'une pression fictive (pression de confinement) appliquée sur le contour du tunnel qui est initialement égale aux contraintes initiales, décroît progressivement jusqu'au passage du front. À ce moment-là, le terrain se converge en provoquant un déplacement radial et des mouvements qui se transmettent vers la surface où une cuvette de tassement apparaît. FLAC permet de réduire les contraintes initiales par l'introduction d'un taux de déconfinement λ . Ce paramètre prend en compte l'influence mécanique de la proximité du front de taille, et joue ainsi un rôle important sur la valeur des tassements et sur les efforts structurels (Kitchah, 2017).

Il nous a semblé intéressant d'envisager une éventuelle relation entre la longueur d'avancement du tunnel en tête, rapporté à la longueur total du tunnel et le taux de déconfinement. On a constaté que les valeurs mesurées au tunnel T4 concordent relativement bien avec la relation proposée. La solution analytique proposée pour la détermination du taux de déconfinement est vérifiée par les mesures in-situ.

On constate toutefois que les tassements réels ainsi que les tassements et les déformations de revêtement calculées peuvent être considérablement influencées par des conditions locales particulières comme des phases d'arrêts ou d'avancement de l'un des deux tunnels introduisant un décalage d'avancement entre les deux tunnels, le choix de la distance de décalage entre les deux fronts de taille requière donc une attention particulière lors de l'élaboration de tels projets.

La littérature révèle qu'il n'existe pas de simulation numérique 2D pour deux tunnels jumeaux de forme circulaires qui prenne en compte à la fois le déplacement du sol et les déformations des revêtements lors de l'avancement des deux tubes. Tout au long du creusement des deux tubes du T4, les cuvettes de tassement transversales à l'axe du tunnel ont été analysées. Par conséquent, les seules données exploitables sont celles enregistrées pour la convergence et le tassement.

Dans cette étude, la capacité d'une approche numérique 2D de reproduire le comportement réel sur site de deux tunnels jumeaux en introduisant le facteur de déphasage d'excavation, qui est un véritable problème 3D, a été testée à l'aide de FLAC2D (programme de différences finies).

Cette technique présente un intérêt majeur pour les opérations d'excavation de double tunnel. Nous supposons qu'un tunnelier a été utilisé pour l'excavation.

En raison de sa flexibilité, cette méthode est appliquée à la modélisation de la double excavation dans des conditions géologiques et géométriques correspondantes au tunnel T4 d'El-Harouche Skikda, adoptée dans cette étude comme support expérimental de référence réel. Nous avons accordé une attention particulière à l'influence du décalage des phases d'excavation des deux tunnels sur la stabilité de la surface du sol et les efforts internes dans les revêtements.

Le but de cette étude est de fournir une nouvelle approche simple pour remplacer les analyses 3D coûteuses avec une approche 2D équivalente qui reflète étroitement les mesures in situ, lors du creusement des tunnels jumeaux.

4.2 Application de la méthode Convergence-Confinement (CCM) pour notre cas d'étude

La CCM (précédemment présenté dans le chapitre 1) sera utilisé dans cette étude pour quantifier l'impact du changement de la distance de décalage entre les phases d'excavation des deux tubes sur le comportement du sol au-dessus des deux tunnels circulaires en faisant varier le taux de relâchement des contraintes du tunnel droit.

Nous appelons λ_L le taux de libération des contraintes lié à la libération de la contrainte radiale autour de l'ouverture du tunnel gauche et λ_R le taux de libération des contraintes lié à la libération de la contrainte radiale autour de l'ouverture du tunnel de droite. Comme le décalage des phases d'excavation du tunnel dépend du processus de déconfinement et de l'installation du revêtement (Figure 4.1), il est implicitement supposé que les phases d'installation des revêtements des deux tunnels sont similaires. Ainsi, le déphasage d'excavation (P_s) des deux tunnels dépend uniquement du processus de déconfinement autour de chaque tunnel. Il est précisé que, lorsque λ augmente, le sol perd son confinement et qu'un déplacement radial plus important vers le centre du tunnel sera autorisé. Nous pouvons donc admettre que lorsque λ augmente, le décalage des phases d'excavation augmente. L'équation empirique (3.2) indique que le rapport de relâchement de contrainte tend à être égal à 1 lorsque l'excavation du tunnel est terminé.

Sur cette base, une comparaison avec des mesures in situ obtenues à partir de l'excavation du tunnel T4 El-Harrouch Skikda a été réalisée afin de valider la simulation numérique et de démontrer l'efficacité de la nouvelle approche bidimensionnelle équivalente à une analyse 3D.

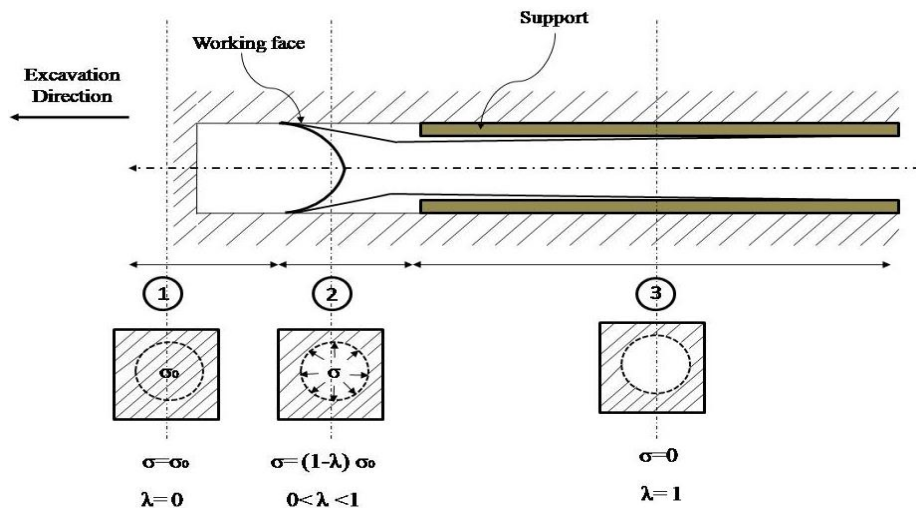


Figure 4.1 : Méthode de réduction des contraintes (Panet & Guenot, 1982)

4.3 Géologie et localisation de la section d'étude

La section modélisée sélectionnée dans cette étude (Figure 4.2), qui a été adoptée comme cas de référence, est entièrement située dans les argiles et les marnes compactes et coïncide avec la zone de plus faible couverture sur site.

Afin d'introduire le facteur de déphasage d'excavation nous nous sommes limités à quelques profils représentatifs de l'ouvrage en particulier au PK= 229, une section typique est choisie (zone affectée), comme illustré à la (Figure 4.2) .

La section est située au kilométre K = 229 + 259,5 cette section est considérée comme stable et ne nécessite pas de renforcement. Les tunnels jumeaux sont supposés être circulaires avec un diamètre $D = 15,25$ m excavés à une profondeur de 17,9 m. Les simulations numériques ont été faites sur cinq cas de distance horizontales entre-axes des deux tunnels $dx = 1,5D, 1,75D, 2D, 2,25D$ et $2,5D$, $dx = 2,5D$ correspond approximativement au même emplacement des tunnels jumeaux.

Les mesures de tassement prises lors de sa construction ont été utilisées pour valider les résultats des analyses entreprises.

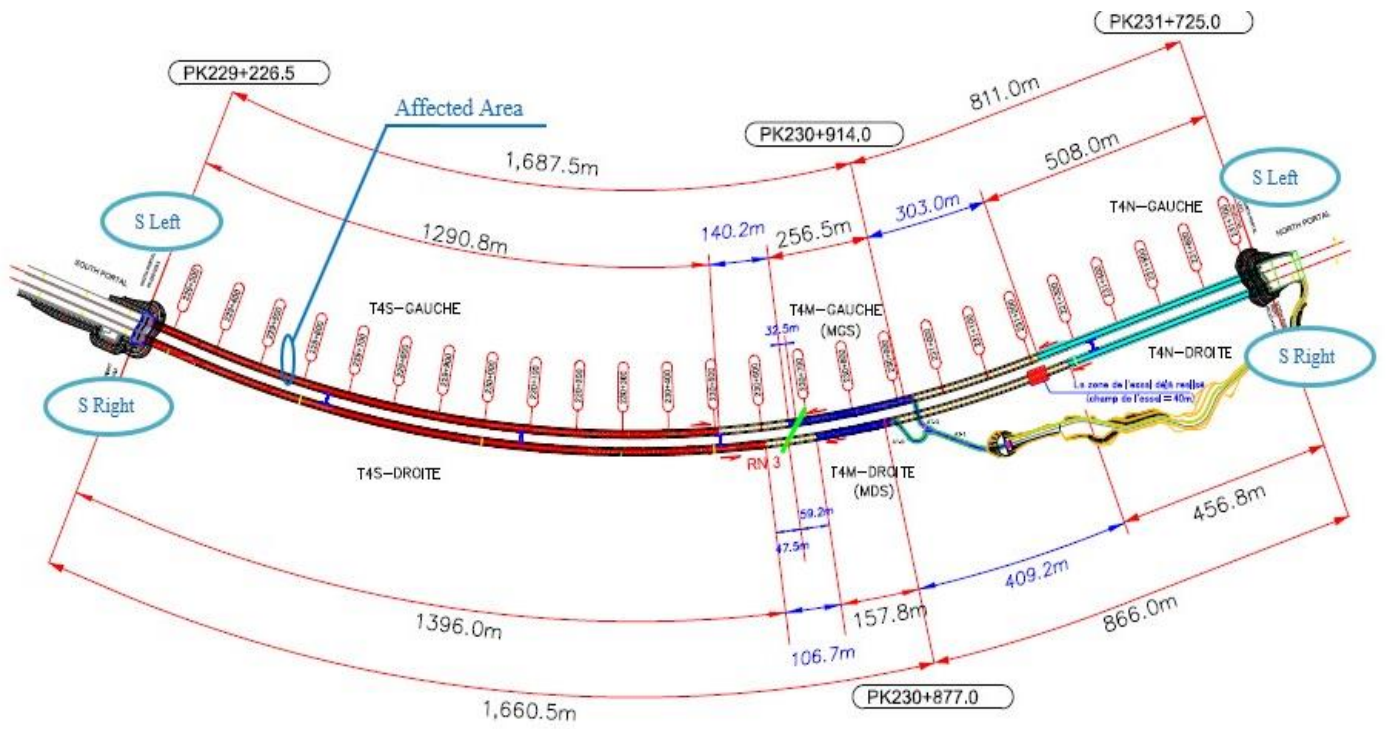


Figure 4.2 : Vue en plan et section longitudinale du T4

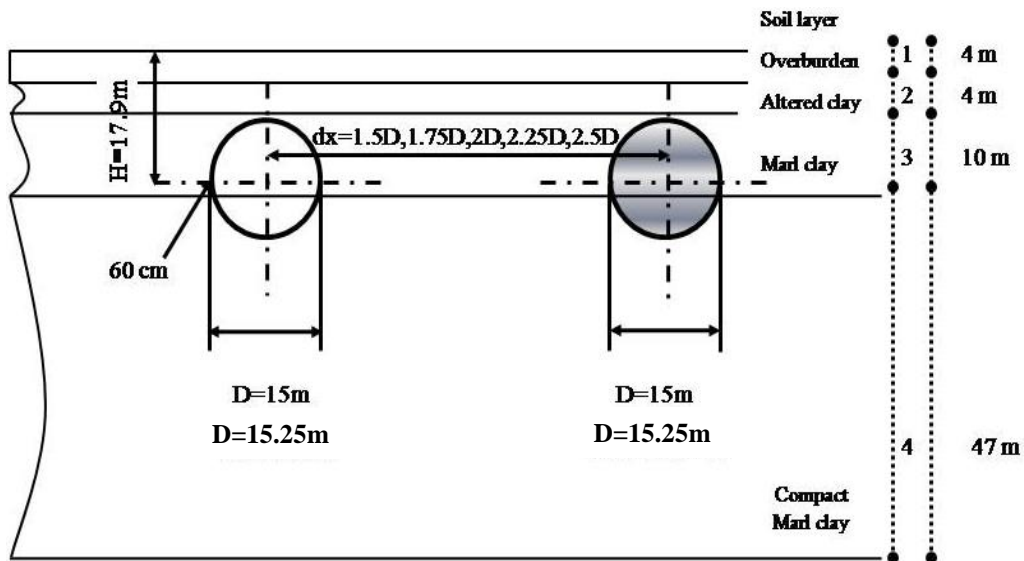


Figure 4.3 : Conditions géologiques et coupe transversale typique des deux tunnels

Les propriétés physiques et mécaniques de différentes couches du sol ont été dans un premier temps choisies conformément aux données issues d'essais menés en laboratoire et in-situ.

Les caractéristiques géo-mécaniques principales des différents horizons traversés sont présentées dans le tableau 4.1 ainsi que les propriétés du revêtement. Elles correspondent aux principales caractéristiques retenues pour les calculs du projet des deux tubes du T4 El-Harrouch.

La valeur du coefficient des terres au repos $K_0=0.5$ a été fixée en se basant sur les résultats d'une rétro-analyse numérique bidimensionnelle.

L'épaisseur du revêtement est égale à 60cm (constituée de béton projeté et de cintres métalliques HEB200). La section circulaire équivalente du tunnel étudiée est un cercle de diamètre 15,25m.

Tableau 4.1 Paramètres physico-mécaniques du sol et du revêtement (Dar al-handasah-shair, 2008).

Depth (m)	Elastic modulus E_0 (MPa)	Poisson's ratio	Unit Weight γ (KN/m ³)	Cohesion c (kPa)	Friction angle, ϕ (°)	Thickness (m)
0-4	5	0.3	16.5	5	27	4
4-8	25	0.3	17.5	5	27	4
8-18	140	0.3	20	10	20	10
18-65	240	0.3	22	25	22	38
Lining	12.639×10^3	0.3	25			0.6

4.4 Tassement de surface In-situ

Le tassement calculé en fonction de l'avancement du front est présenté dans la figure 4.4. La figure présente les résultats en termes de profil en long du tassement de surface à l'axe du tunnel avec les différents points de mesures. On observe que le tassement est proche de zéro au-delà de 100 mètres en avant du front. Ce tassement augmente ensuite graduellement au fur et à mesure que le front de taille se rapproche de la section de mesure. Un creusement de 30 m en avant du front semble donc suffisant pour observer une zone de tassement quasi-constant.

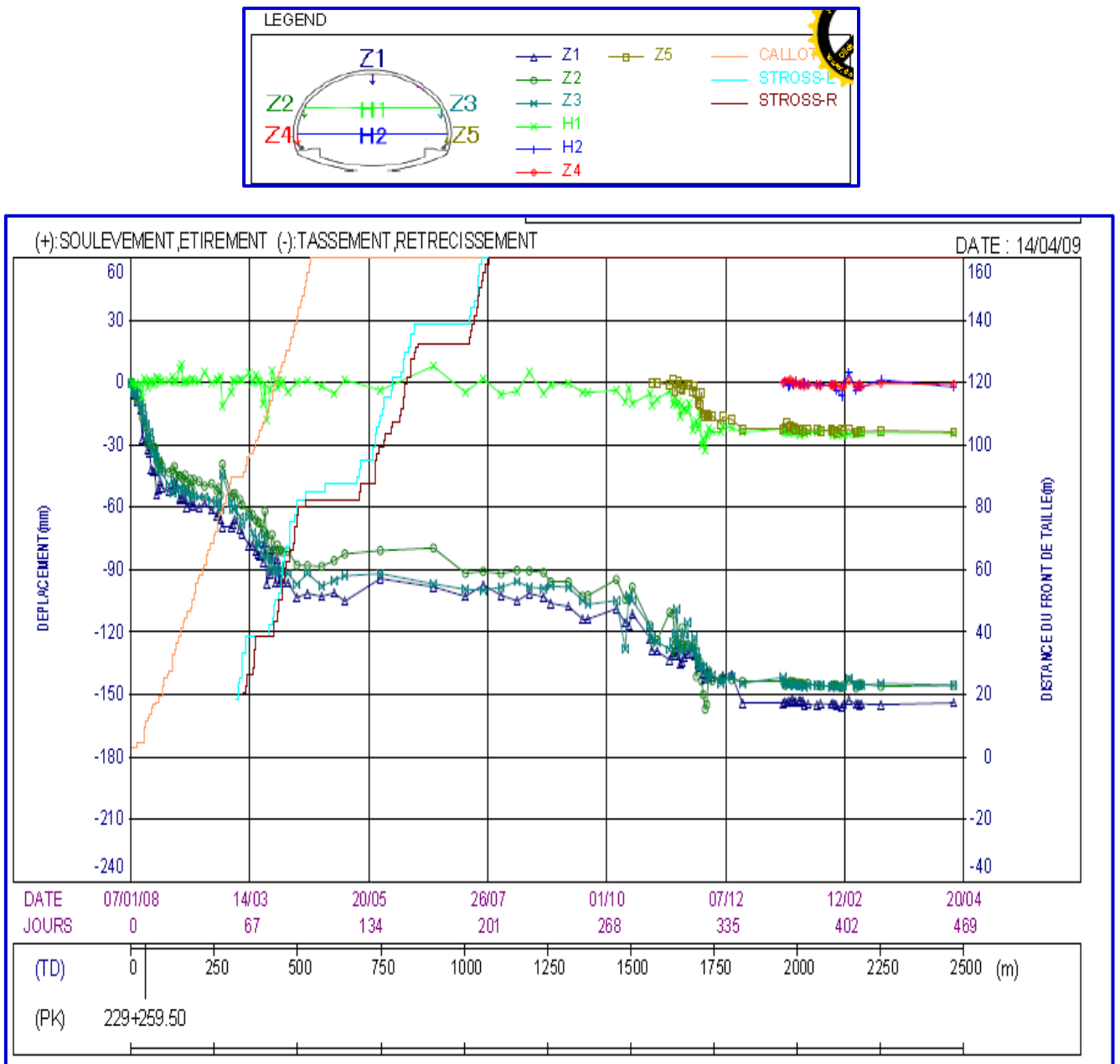


Figure 4.4 : Tassement calculé en fonction de l'avancement du front du tunnel droite

4.5 Modélisation numérique

4.5.1 Conditions aux limites

Le sol est modélisé comme un matériau élasto-plastique avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb, un tel choix est basé sur le fait que plusieurs auteurs ont retenu ce modèle simple en termes de paramètres afin de simuler des ouvrages souterrains et obtenir des résultats interprétables.

Dans cette étude, seuls les revêtements primaires ont été pris en compte et ils ont été modélisés par des éléments de poutre continue avec un comportement élastique linéaire et une adhérence parfaite avec le sol.

Afin de minimiser les éventuels effets de bord, les dimensions du modèle sont 180 m (largeur) x 65 m (profondeur), l'extension latérale de la masse de sol est égale à 12D, ce qui garantit l'absence d'effet de limite latérale sur la modélisation numérique.

En ce qui concerne les conditions aux limites, des déplacements nuls sont imposés dans les deux sens au fond du domaine, tandis que les déplacements horizontaux nuls sont imposés aux deux limites latérales.

Le maillage établi avec FLAC2D contient deux zones dans la direction verticale et trois zones dans la direction horizontale. La dimension des éléments augmente au fur et à mesure que l'on s'éloigne des axes des deux tunnels jumeaux.

Pour obtenir des résultats plus précis, un maillage par différences finies non uniforme a été utilisé avec des éléments plus petits autour des excavations jumelles ; le maillage doit être relativement raffiné autour du tunnel pour représenter de manière satisfaisante le champ de contraintes et de déformations très élevé dans cette zone perturbée.

Le soutènement provisoire mis en place est constitué d'un cintre constitué de béton projeté et de cintres métalliques HEB200. Pour FLAC, ce mode du soutènement est simulé par des éléments poutres.

Dans ce cas, la matrice (cintres métalliques + béton projeté) a été remplacée par un matériau homogène équivalent. Le module de déformation équivalent a donc été calculé par l'équation 4.1 :

$$E_{vj} = 3700 \cdot f_{cj}^{1/3} \dots\dots\dots (4.1)$$

E_{vj} et f_{cj} en MPa, f_{c28} étant la résistance du béton à 28 jours.

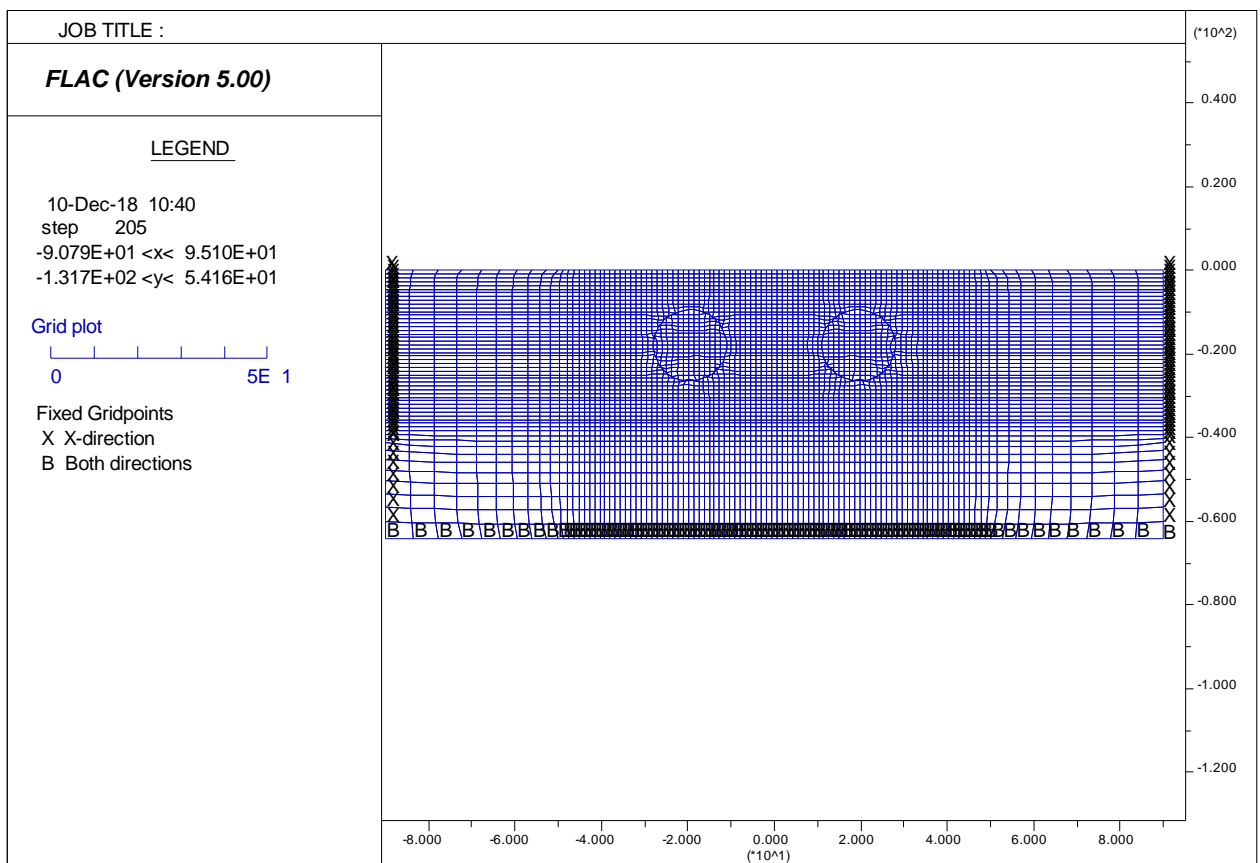
La nappe phréatique est située à une grande distance en dessous du niveau du radier des deux tunnels. Ainsi, tous les calculs effectués dans cette étude ne tenaient pas compte de la présence d'une nappe phréatique.

En raison des caractéristiques particulières du problème d'ingénierie des tunnels, l'étude numérique réalisée examine l'application de l'analyse numérique 2D en cas d'excavation

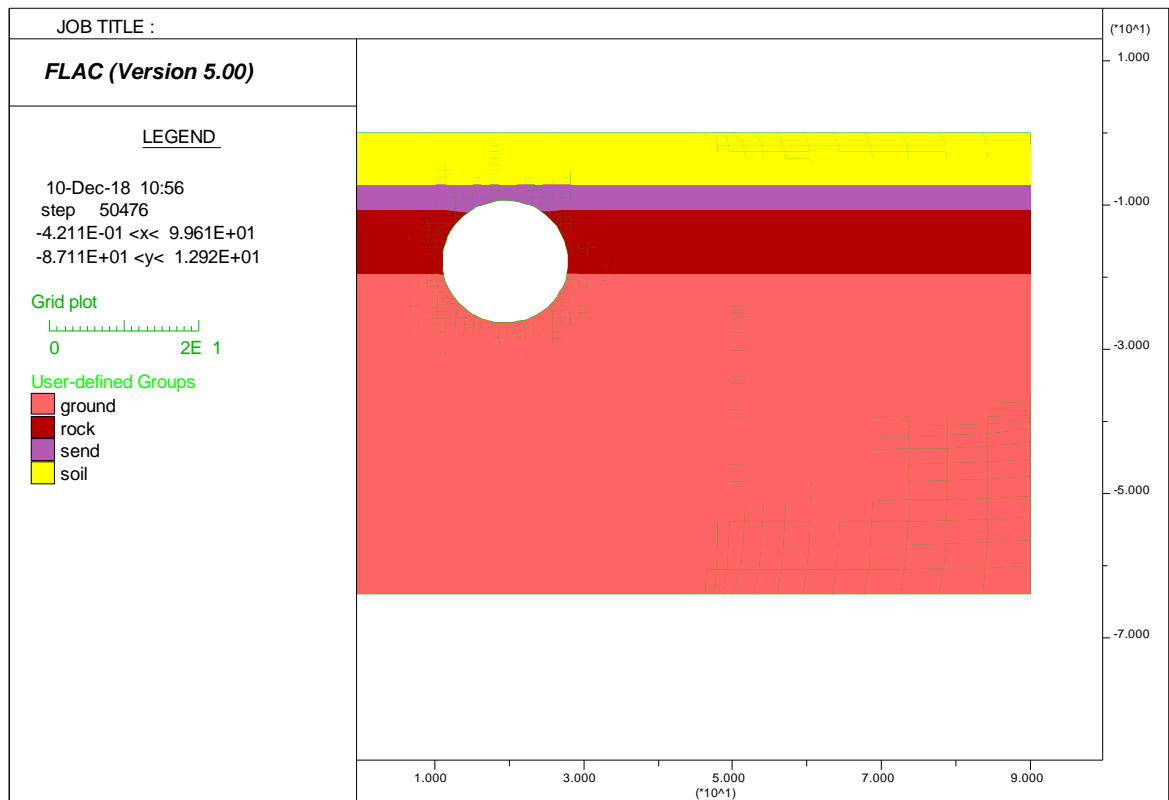
mécanisée de deux tunnels jumeaux à l'aide d'un tunnelier, en tenant compte de nombreux facteurs intervenant lors de l'excavation du tunnel, tels que la génération d'un champ de contrainte initiales, l'excavation du sol, l'installation des segments de revêtement et l'avancement de la machine.

La séquence d'excavation des doubles tunnels utilisant le CCM a été modélisée comme décrit dans la section (phases de simulation 4.5.2).

Le sol dans lequel les tunnels jumeaux ont été installés est considéré comme un massif vierge (non perturbé).



a-Maillage de l'excavation et conditions aux limites



b-Dimensions du maillage

Figure 4. 5 : (a), (b) Maillage et condition aux limites

4.5.2 Phases de simulation

Les phases d'excavation des tunnels jumeaux ont été simulées à l'aide du processus de convergence-confinement comme suit :

- Un modèle de section transversale est généré pour les deux tunnels en respectant les conditions géométriques et les conditions aux limites déjà expliquées ci-dessus.
- Application des conditions aux limites en déformation plane et l'état de contrainte initial.

▪ **Phase 1 :**

Le sol excavé à l'intérieur du premier tunnel est désactivé et une pression radiale est appliquée simultanément à la limite du tunnel vers le milieu du sol. La valeur de cette pression est calculée en appliquant l'équation (1) :

$$\sigma = (1 - \lambda) \sigma_0 \dots\dots\dots (4.1)$$

Avec σ (kN/m²) : pression radiale ; σ_0 (kN/m²) : contrainte initiale dans le sol et λ est taux de

relâchement des contraintes. L'application du taux de déconfinement final de relâchement des contraintes est effectuée en appliquant une pression radiale réduite à la limite de l'excavation ; la réduction de cette pression est effectuée progressivement jusqu'à atteindre la valeur de relâchement de contrainte choisie.

Phase 2 :

- Le revêtement est activé et une relaxation totale est appliquée le long de la circonférence du tunnel.
- Construction du tunnel droite en utilisant les mêmes phases que celles pour le tunnel gauche. Les mêmes critères retenus pour le premier tunnel gauche ont été retenus pour le tube droit.

Les deux tunnels ont été excavés dans des conditions similaires. La seule différence était la variation du déphasage d'excavation (P_s) en fonction de la variation du taux de déconfinement λ_R (taux de relâchement des contraintes du tunnel droit).

Plusieurs calculs 2D ont été effectués en modifiant le paramètre λ_R .

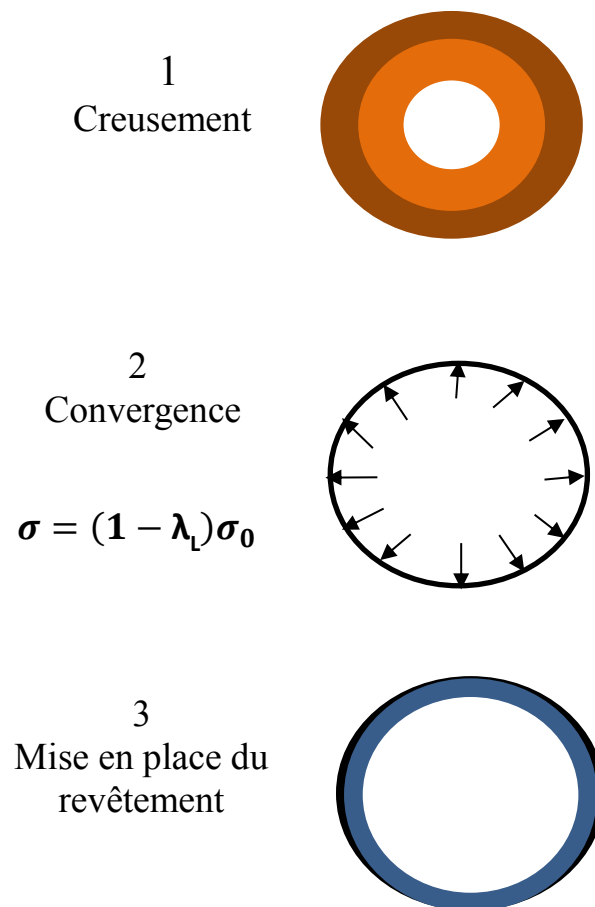
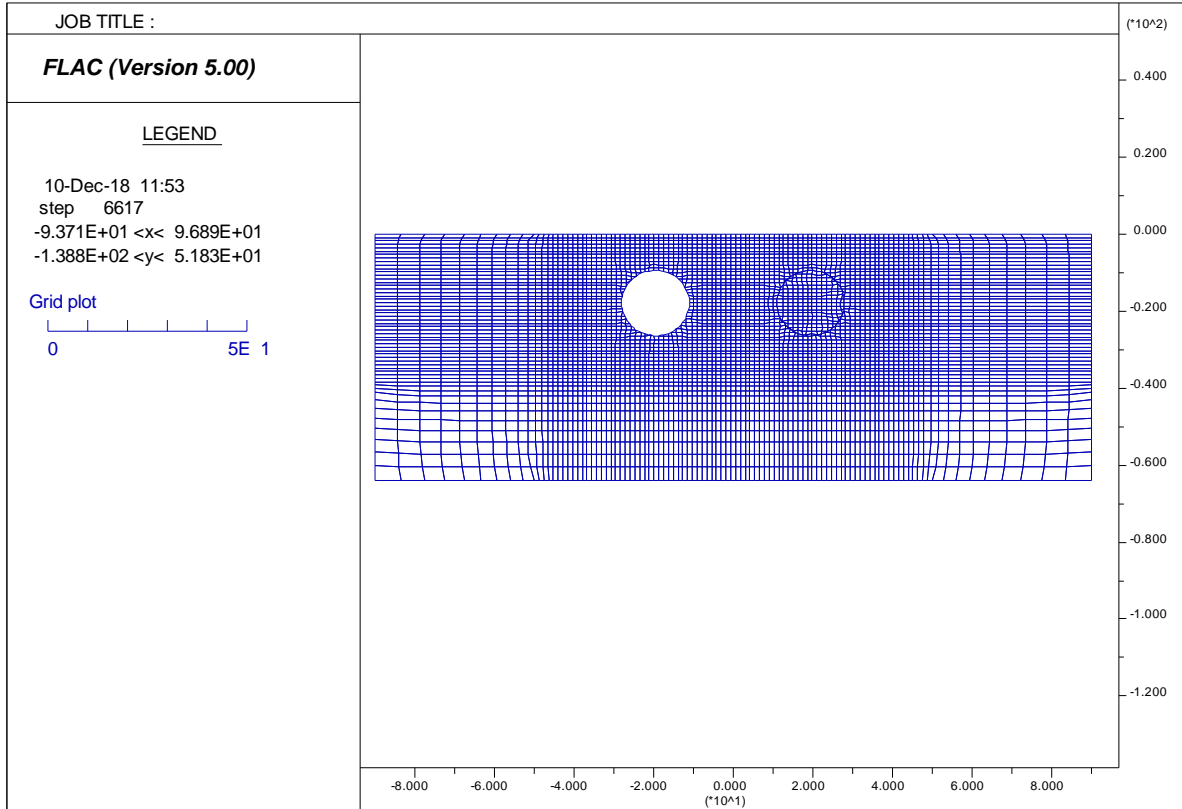
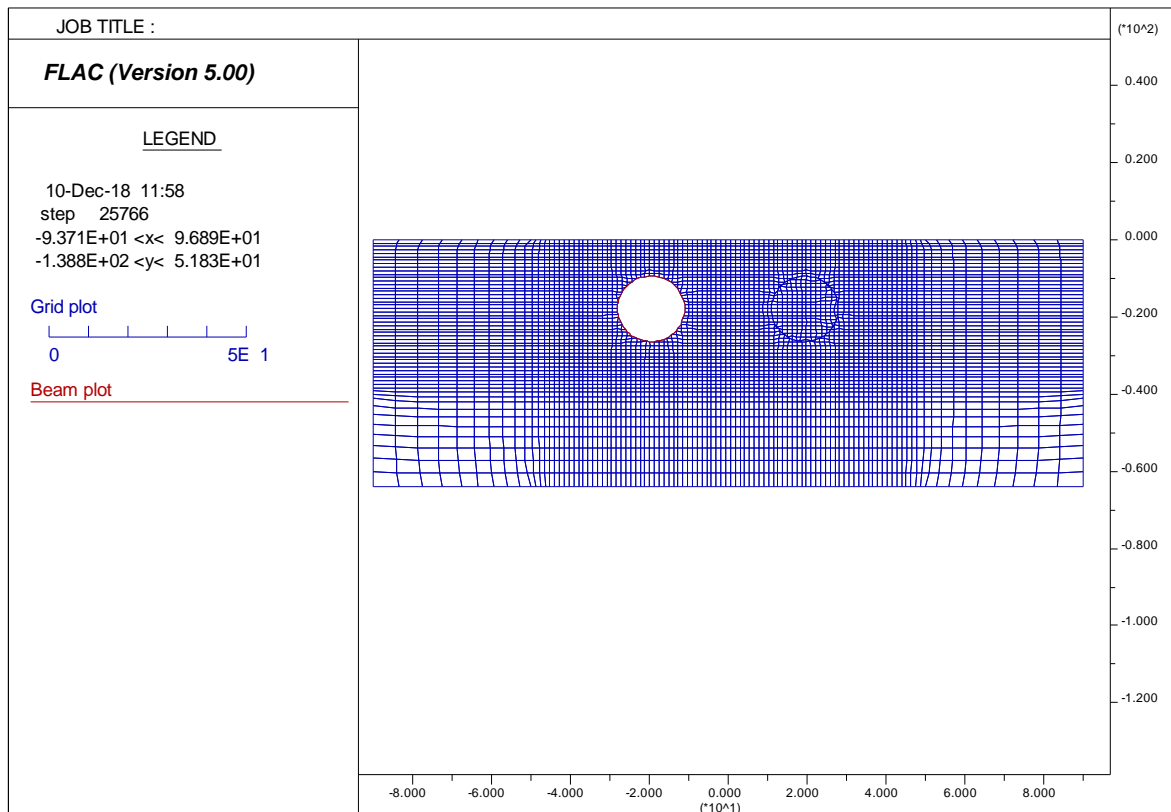


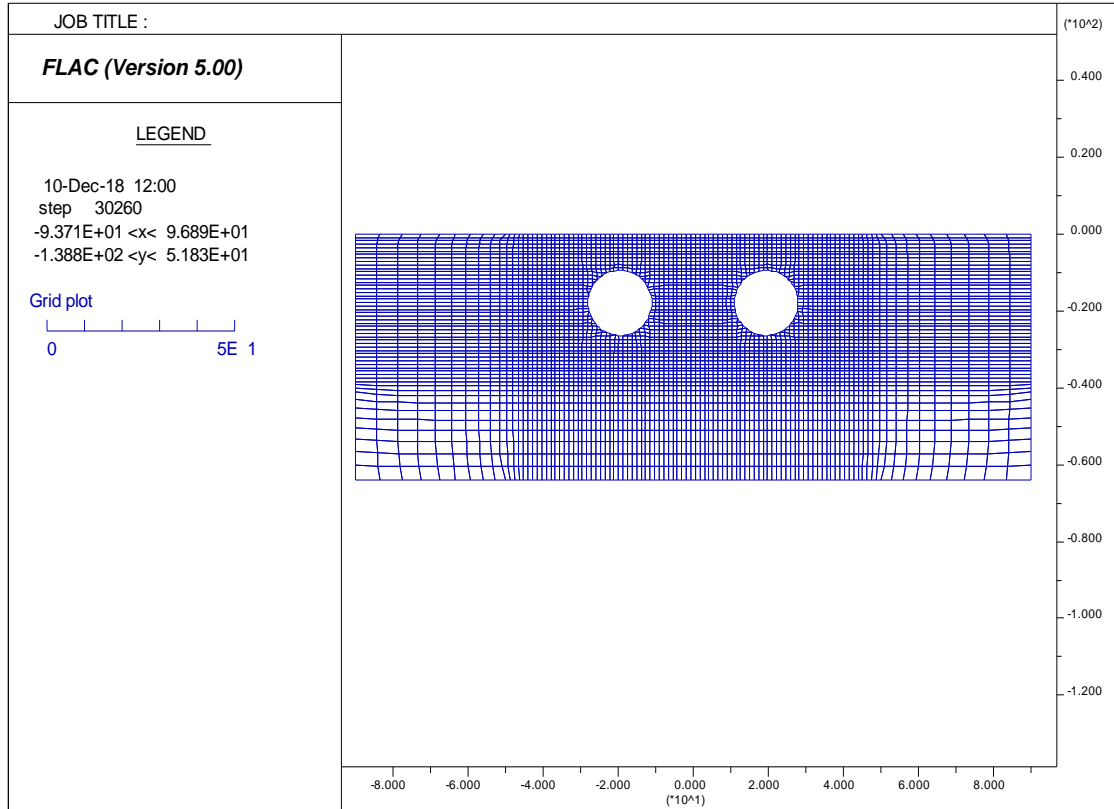
Figure 4.6: Phase de simulation du tunnel gauche



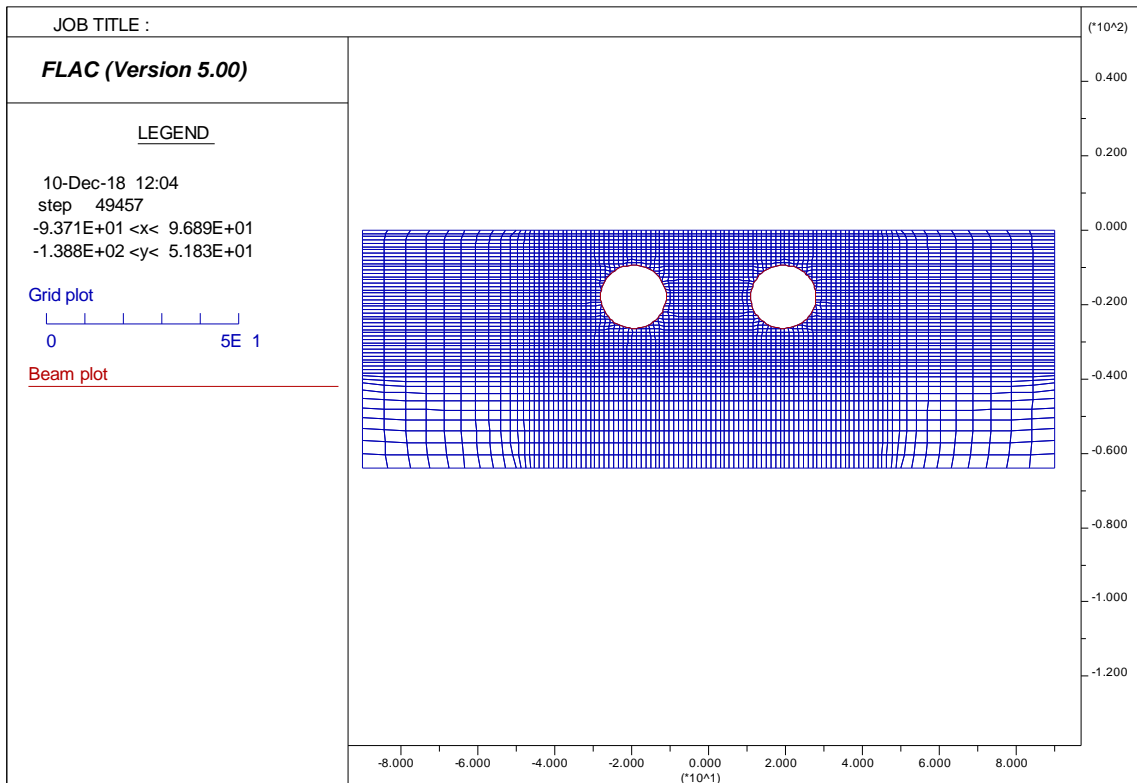
(a) excavation du premier tunnel (tunnel gauche)



(b) Mise en place du revêtement du premier tunnel (tunnel gauche)



(a') Excavation du deuxième tunnel (tunnel droit)



(b') Mise en place du revêtement du deuxième tunnel (tunnel droit)

Figure 4.7 : Phasage d'excavation des deux tunnels

La figure 4.8 représente les graphes de la force non équilibrée en fonction du pas de calcul qui est un critère de convergence indispensable à vérifier lors d'une analyse numérique par FLAC. Le recours systématique à ce critère de convergence est indispensable pour évaluer la stabilité de nos deux ouvrages.

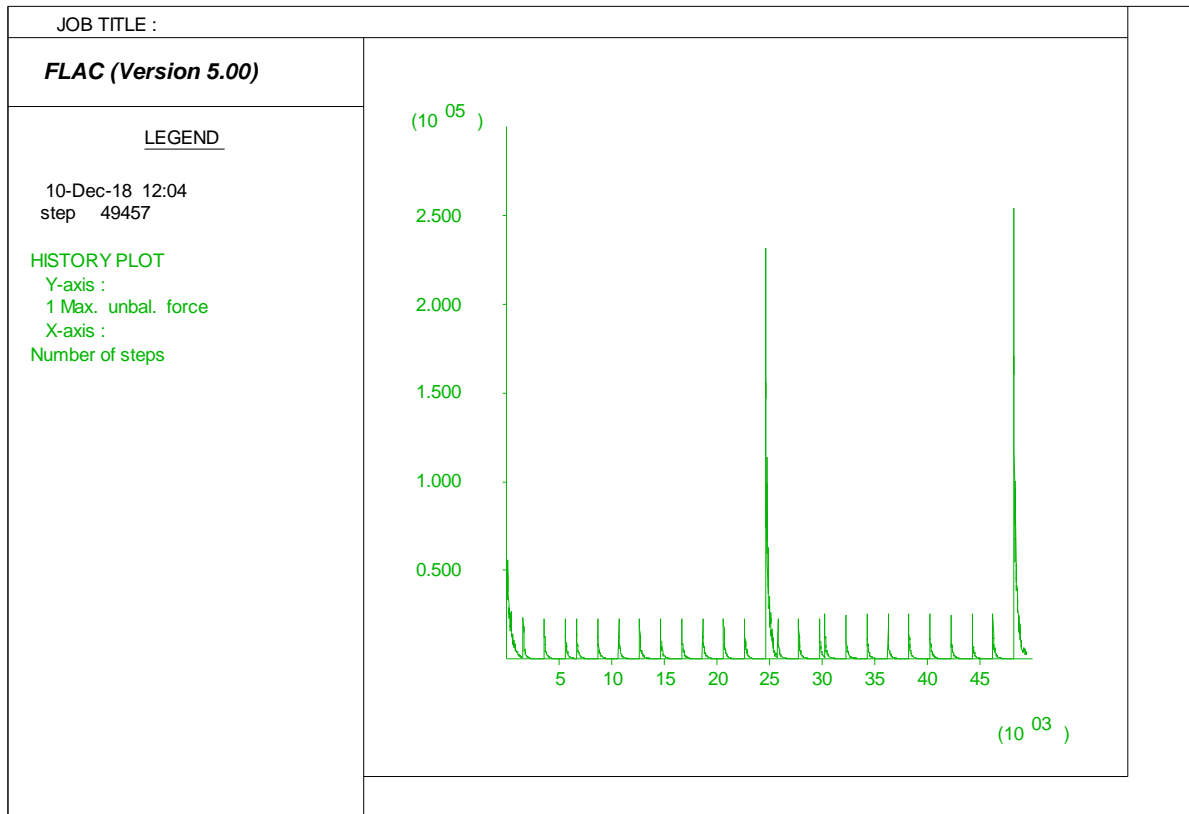


Figure 4.8 : Evolution de la force maximale non équilibrée en fonction du pas de calcul.

On remarque que le calcul converge après chaque phase, la force maximale non équilibrée devient quasi nulle. A partir de ce graphe, on est sûrs que toutes les forces sont équilibrées au niveau de tous les nœuds et que notre système est considéré stable.

Pour mieux interpréter les phénomènes mis en jeux, il est apparu nécessaire de présenter les vecteurs de déplacements engendrés au cours de nos simulations.

On présente dans la figure 4.9 les iso-valeurs des vecteurs de déplacements verticaux. On met en évidence qu'après la mise en place du soutènement du deuxième tunnel, les mouvements du sol se sont concentrés en particuliers en clé de chaque tunnel (resserrement significatif des sommets des parois des deux tunnels). Ce problème peut être expliqué par la concentration de la zone perturbée par l'excavation des deux galeries à la voûte des deux tubes lors du creusement.

Le développement de l'état de plastification numérique autour des deux tunnels est représenté sur la figure 4.10. On note que les zones plastifiées (points rouges) apparaissent aux niveaux des deux voûtes. Cette zone de plastification croît au fur et à mesure du déconfinement du massif en affectant principalement les voûtes des deux tubes.

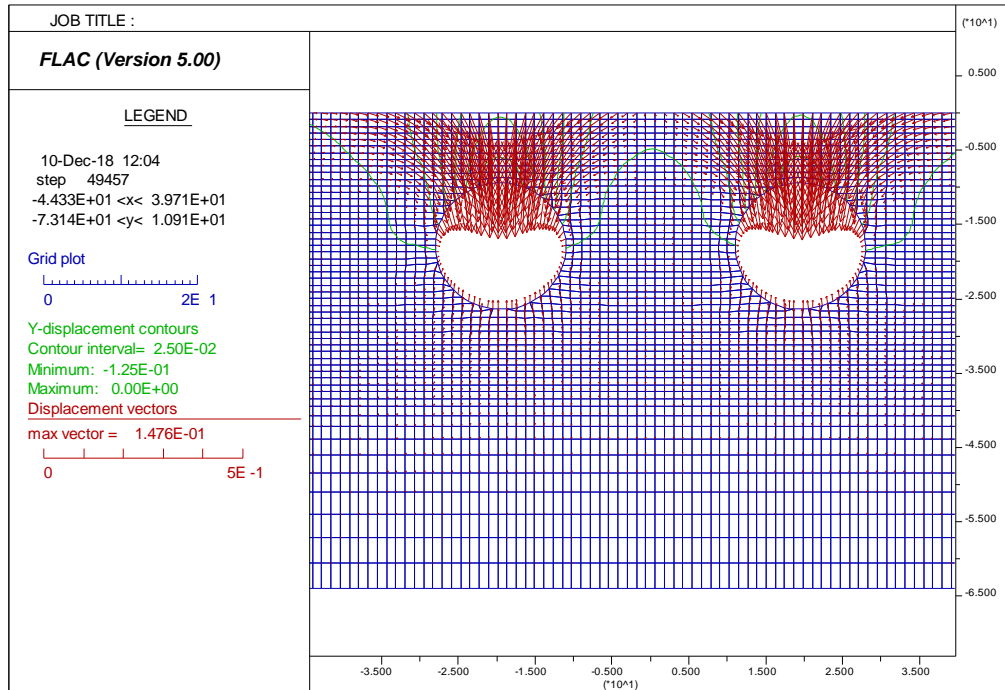


Figure 4.9 : Iso-valeurs associées aux vecteurs de déplacements verticaux

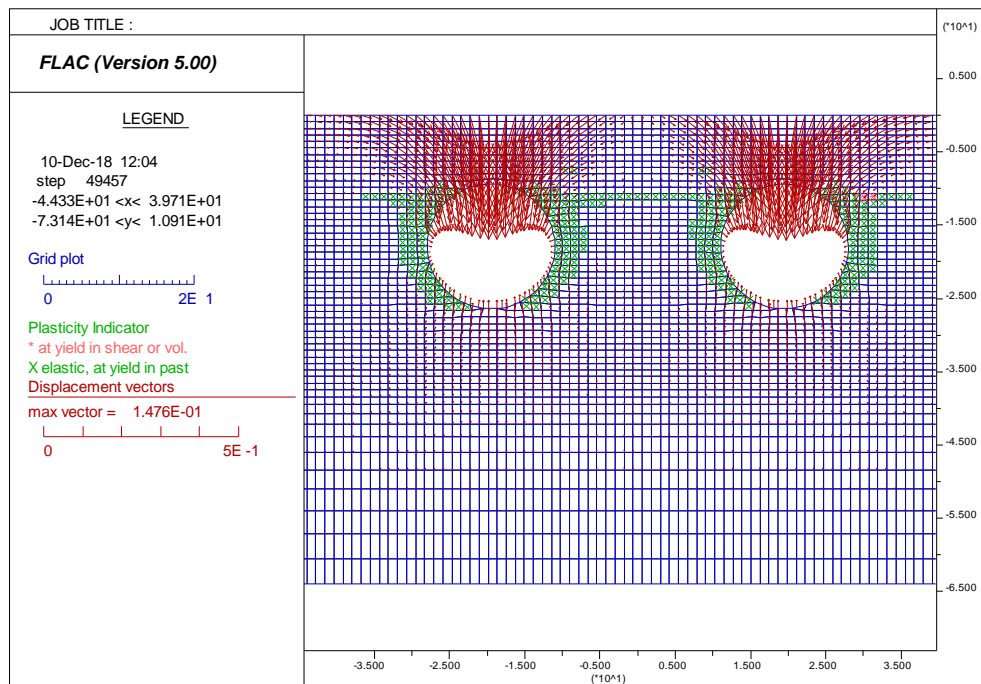


Figure 4.10 : Développement des zones plastiques autour des deux tunnels

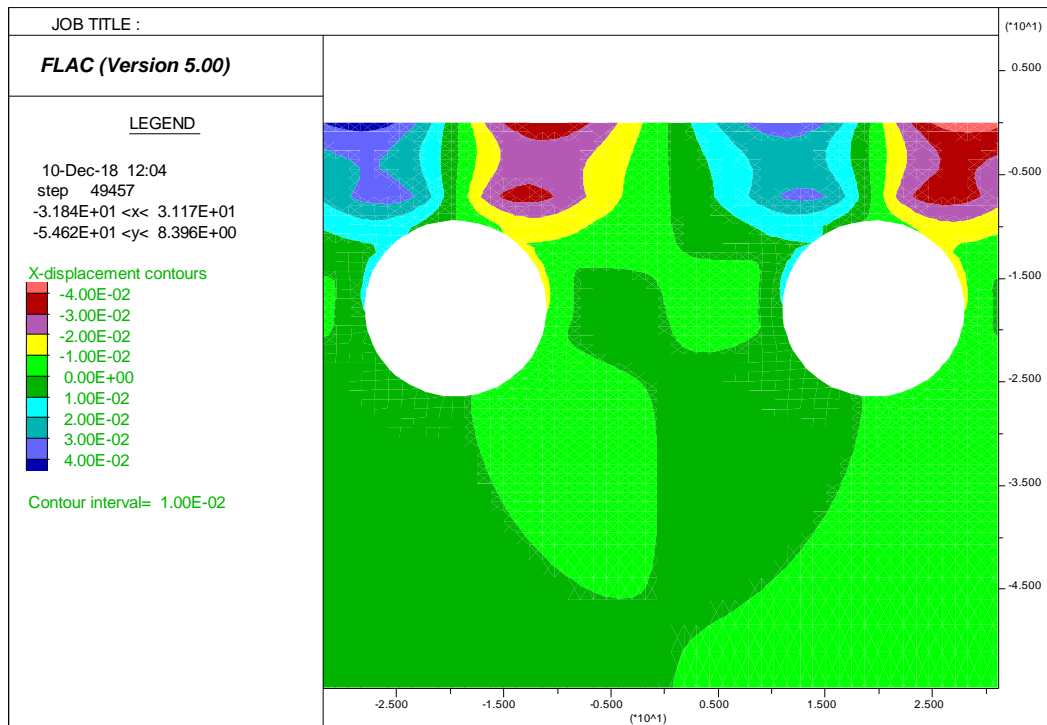


Figure 4.11 : Déplacements horizontaux cumulés après l'achèvement du tunnel de droite

La Figure 4.11 présente les **Déplacements horizontaux** cumulés après l'achèvement du tunnel de droite. Les déplacements horizontaux se manifestent au-dessus des voûtes des deux tubes, en particulier du côté droit de chaque tube, ces déplacements sont plus intenses à proximité du tube droit..

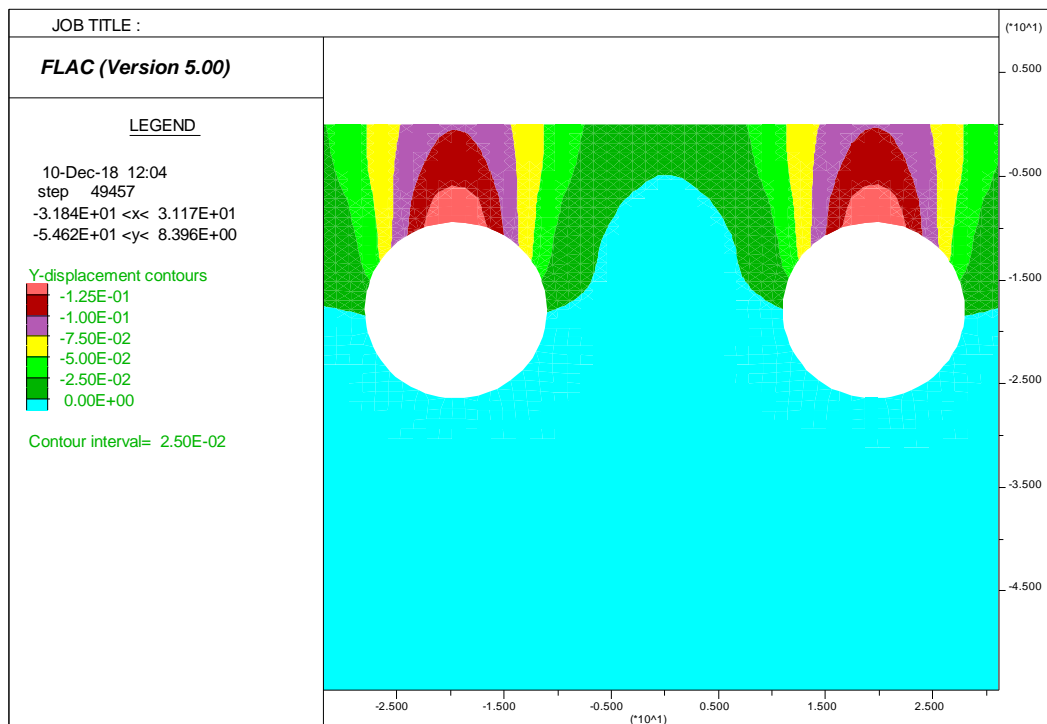


Figure 4.12 : Déplacements verticales cumulées après l'achèvement du tunnel de droite

La Figure 4.12 présente les **Déplacements verticaux** cumulés après l'achèvement du tunnel de droite. On constate une symétrie bien marquée dans la distribution de ces déplacements autour des deux tubes, ces déplacements se manifestent autour de la demi partie supérieure des deux galeries en particulier au-dessus des voûtes et dans la partie centrale entre les deux tubes.

4.5.3 Résultats et discussion

Aux fins d'une analyse numérique, une valeur λ de 0,60 a été adoptée initialement pour les deux tunnels (cas de référence $\lambda_L = \lambda_R$) (figure 4.14 (a)). La valeur du taux de déconfinement pour le tunnel gauche est constante, $\lambda_L = 0,60$, tandis que le taux de déconfinement pour le tunnel droit est variable, le pas de variation de λ_R a été de 0,05 .

($\lambda_R = 0,45, 0,50, 0,55, 0,60, 0,65, 0,70, 0,75$). Nous admettons que si :

- $\lambda_R = \lambda_L = 0,60$ qui correspond au cas de référence (les deux tunnels avance simultanément) (Fig 4.14 (a)).
- $\lambda_R = 0,45 = \lambda_L - 0,15$, ce qui correspond à une diminution de 25% des valeurs de λ_R par rapport à λ_L , ce qui entraîne une diminution de 25% de P_s (distance relative des deux front de taille) par rapport au cas de référence (le tunnel en tête est celui de gauche) (voir la figure 4.14 (b)).
- $\lambda_R = 0,75 = \lambda_L + 0,15$, ce qui correspond à une augmentation de 25% des valeurs de λ_R entraînant une augmentation de 25% de P_s par rapport au cas de référence (le tunnel en tête est celui de droite, Figure 4.14 (c)). La même approche est appliquée aux autres valeurs de λ_R .

Le taux de déconfinement λ_R du tunnel droite vari de 0,45 à 0,75 alors qu'en théorie, il peut atteindre l'unité ce qui correspond à une relaxation totale. Cependant, pour $\lambda > 0,75$, lors de l'analyse numérique, le modèle n'a pas pu atteindre un état d'équilibre. Les mêmes observations ont été trouvées par (Do *et al.* 2014c). Ils ont attribué ce résultat au processus de rupture qui se produit dans le sol entourant le tunnel.

4.5.4 Comparaison entre les résultats numériques et les mesures in situ

La détermination du taux de déconfinement est l'une des difficultés majeures lors de l'application de la CCM, qui est généralement déterminée par une comparaison entre l'analyse numérique 3D et les mesures in-situ. D'autres études numériques bidimensionnelles utilisant la méthode de convergence-confinement ont été réalisées par d'autres auteurs (Lü et Low (2011), Lü *et al.* (2011), Janin (2012), Janin *et al.* (2013), Zhang et Goh (2015, 2016)).

Ils ont supposé que la méthode CCM utilisée dans des études numériques 2D pouvait simuler correctement le comportement réaliste de la troisième dimension lors de l'excavation d'un tunnel, mais elle nécessite une estimation à priori du taux de déconfinement. En fait, le taux de déconfinement est généralement défini sur la base d'une analyse en retour qui utilise des données expérimentales obtenues à partir d'un processus d'excavation mécanique par tunnelier.

Pour notre problème actuel, le taux de déconfinement a été estimé directement sur la base de mesures in situ obtenues en proposant une formule simple et efficace à la place d'une analyse numérique 3D qui nécessite un plus grand nombre de paramètres et consomme plus de temps de calcul qu'une analyse bidimensionnelle.

Cette formule permet de calculer le taux de déconfinement à chaque section transversale le long du tunnel en fonction de la longueur d'avancement du tunnel en tête (L_{AT}) et de la longueur totale du tunnel (L_{TT}).

Cette estimation par l'équation (4.2) a été réalisée pour le tunnel en tête pour différentes sections du tunnel T4 El-Harrouche Skikda afin de mettre en évidence l'effet du taux d'avancement du tunnel.

Si le tunnel en tête change (gauche ou droite), il ne sera pas nécessaire de refaire toutes les simulations numériques, mais il faudra uniquement utiliser la formule précédente pour calculer le paramètre λ lors de l'application de la CCM.

$$\lambda = \frac{L_{AT}}{L_{TT}} \dots\dots\dots (4.2)$$

La détermination de λ étant un problème compliqué, cela semble être un moyen prometteur d'aborder le facteur de déphasage d'excavation dans une simulation numérique 2D.

Dans cette étude, la capacité de l'approche 2D à représenter les mesures in situ réelles a également été examinée. À cette fin, les résultats des mesures in situ sont comparés à ceux de plusieurs simulations numériques 2D réalisées précédemment par FLAC2D.

Des formulations empiriques ont été proposées par d'autres chercheurs pour évaluer le taux de déconfinement mais ces formulations ont été définies à partir de calculs élastiques et sans tenir compte de l'existence du soutènement.

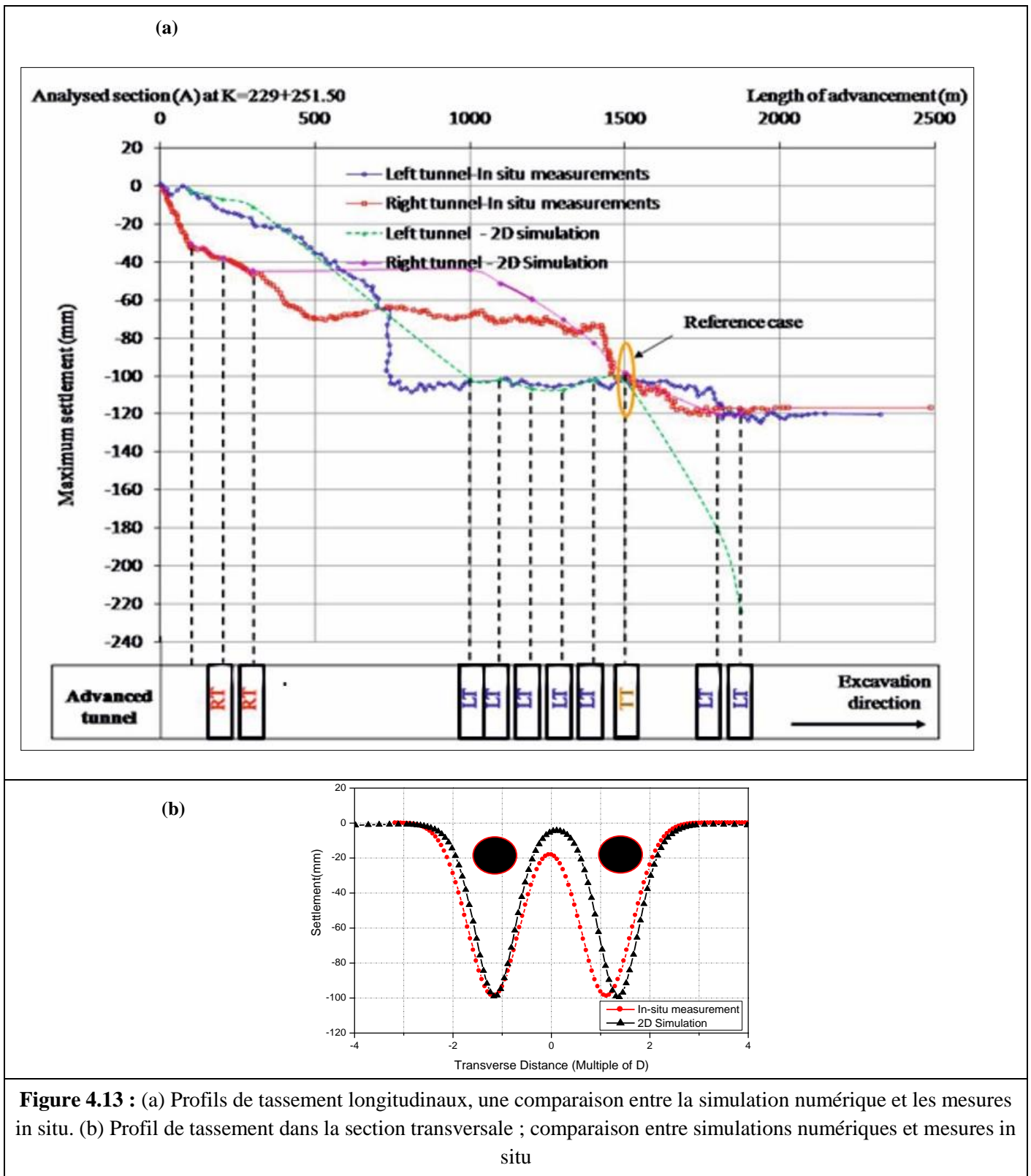


Figure 4.13 : (a) Profils de tassement longitudinaux, une comparaison entre la simulation numérique et les mesures in situ. (b) Profil de tassement dans la section transversale ; comparaison entre simulations numériques et mesures in situ

Le calcul 2D, avec les valeurs de λ proposées, arrive à se caler correctement sur la cuvette de tassement. La prédiction des tassements du sol en surface est en bonne concordance avec les mesures enregistrées.

Les résultats des calculs apparaissent en bon accord avec les résultats des mesures in situ. On peut donc considérer que le modèle de comportement proposé ainsi que la stratégie de calcul utilisée permettent une prévision raisonnable des déformations lors du creusement des deux tunnels. Ceci montre qu'avec nos simulations le comportement des couches plus profondes du massif sont également bien modélisé.

Les tassement maximum en fonction de la distance d'avancement du tunnel en tête, obtenues dans les différents cas numériques, ont été comparées aux mesures réelles enregistrées sur le chantier (Figure 4.13(a)). Ces résultats nous ont permis d'avoir une validation du modèle bidimensionnel. Les comparaisons confirment que les paramètres géomécaniques utilisés donnent en effet un calage très satisfaisant avec la globalité des mesures.

Par le biais de la méthodologie proposée, on arrive à obtenir un calage satisfaisant entre l'approche numérique 2D et les mesures enregistrées in situ. Comme le montre la figure 4.13 (b) pour $\lambda_L = \lambda_R = 0,60$, qui a été adopté dans le présent travail comme cas de référence, la correspondance entre les résultats numériques 2D et les mesures in situ est satisfaisante. Par conséquent, le modèle 2D est validé et nous avons établi les analyses numériques suivantes.

4.5.5 Cas d'étude

Dans tous les cas, le tunnel de gauche est construit en premier. Dans le cas de référence (Figure 4.14(a)), les fronts de tailles avance simultanément ($P_s = 0$).

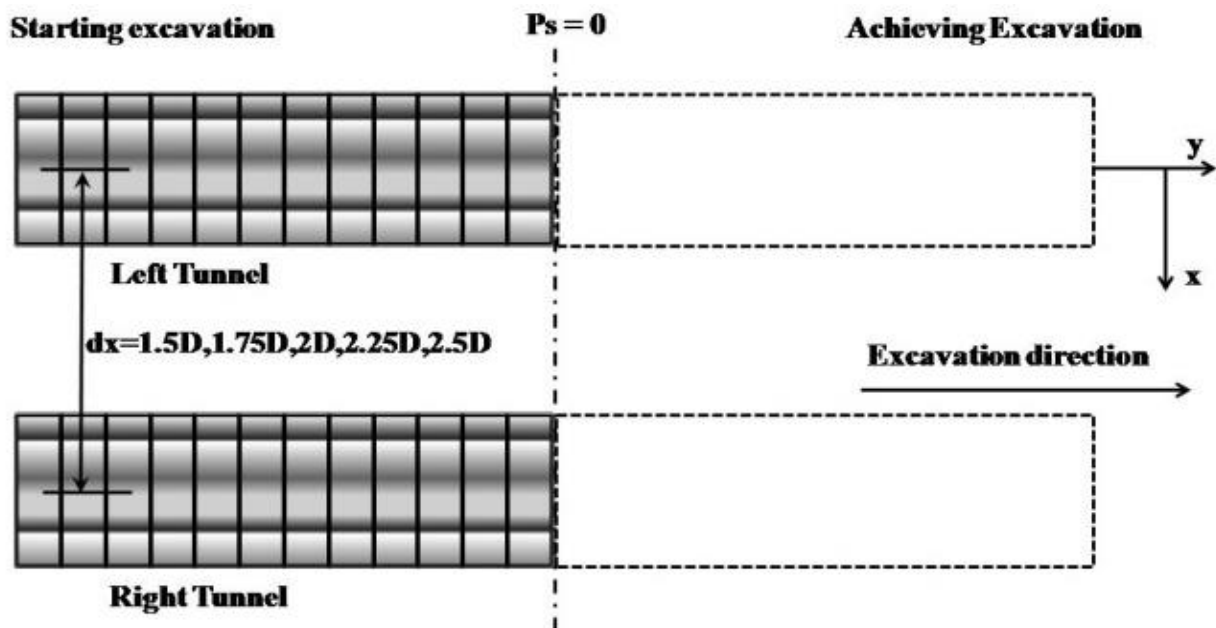


Figure 4.14 (a) : Vue en plan des tunnels jumeaux pour le cas de référence

- Cas 1 :** Dans le premier cas (Figure 4.14 (b)), le tunnel de gauche est en tête, le décalage des phases d'excavation (P_s) diminue de -8,33%, -16,66% et -25% par rapport au cas de référence.

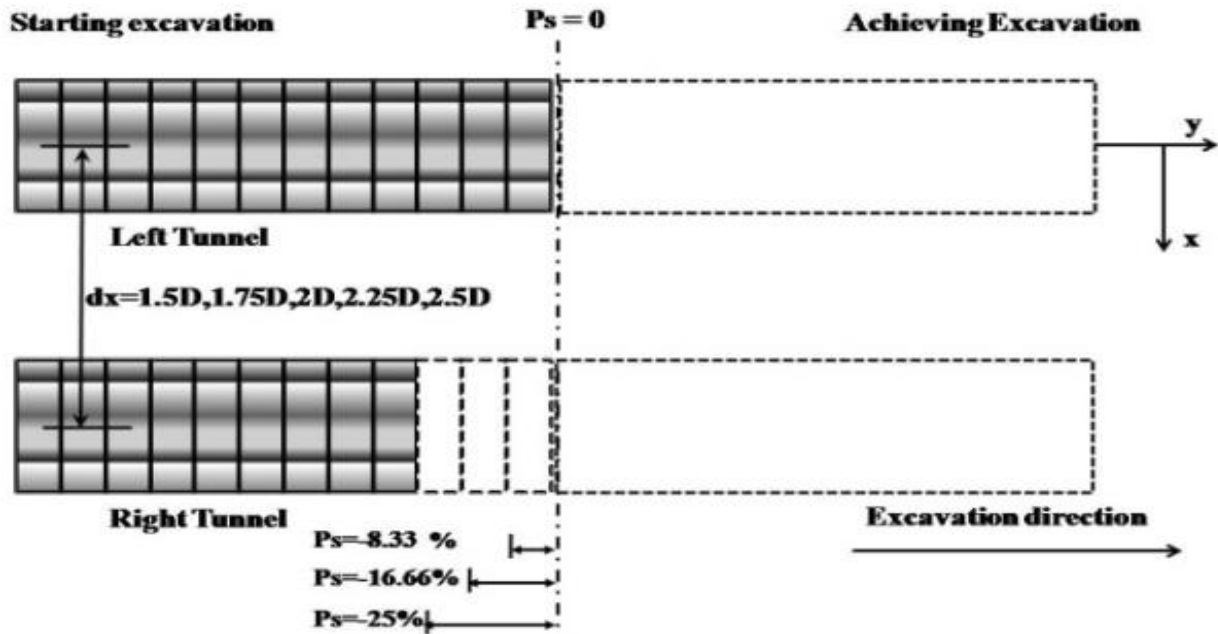


Figure 4.14 (b) : Vue en plan des tunnels jumeaux pour le cas 1

- Cas 2:** Dans le deuxième cas (Figure 4.14 (c)), le tunnel de droite est en tête, avec une augmentation du taux de déphasage d'excavation (P_s) de + 8,33%, + 16,66% et + 25% par rapport au cas de référence .

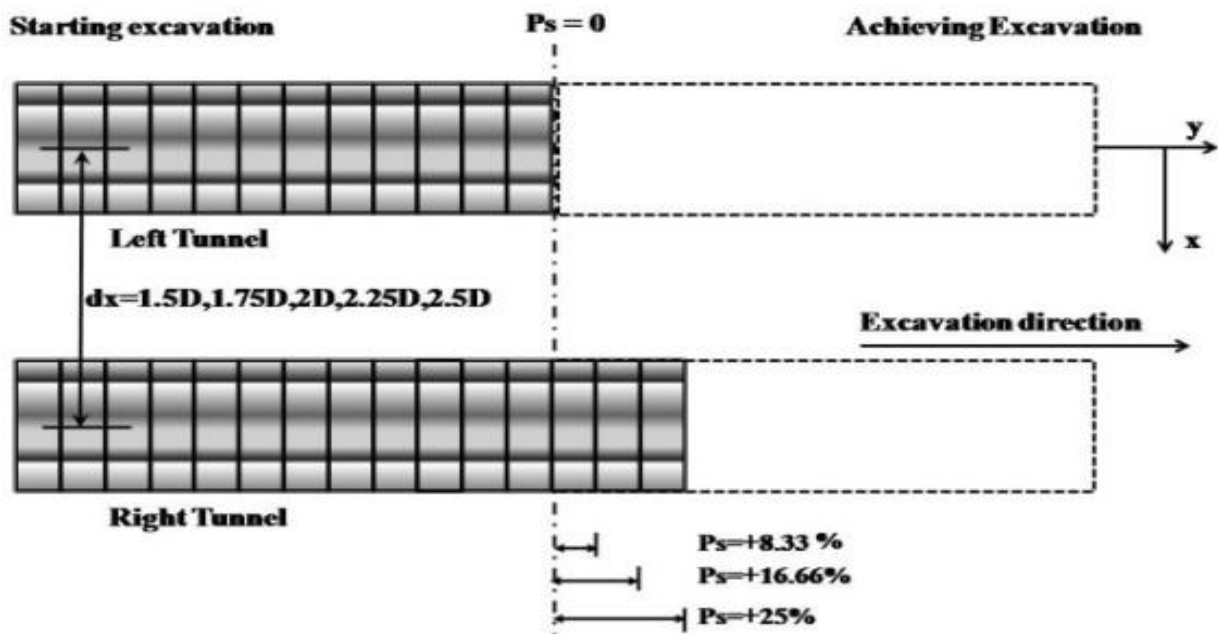
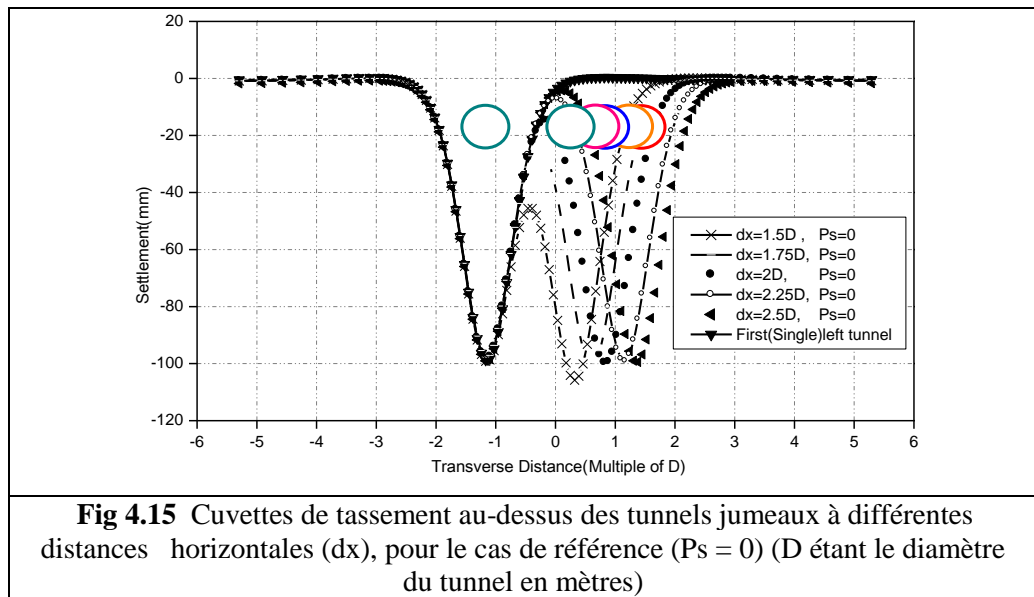


Figure 4.14 (c) : Vue en plan des tunnels jumeaux pour le cas 2



4.6 Discussion

La Figure 4.15 montre les cuvettes de tassement au-dessus des tunnels jumeaux pour différentes distances horizontales, dx ($dx = 1,5D, 1,75D, 2D, 2,25D$ et $2,5D$) et $P_s = 0$, $dx = 2,5D$ correspond au cas de référence réel. (Figure 4.13(b)). Pour faciliter la comparaison, la cuvette de tassement en cas de creusement d'un seul tunnel (tunnel de gauche) est également présentée. La déformation consécutive à l'excavation du tube gauche seul correspond remarquablement à une courbe de Gausse (Peck, (1969)). Comme supposé, l'amplitude et la largeur de la cuvette dépendent de la distance entre les tunnels, on peut voir que l'excavation d'un second tunnel (tunnel de droite) à proximité du premier (tunnel de gauche) entraîne une augmentation du tassement en surface. Cela peut s'expliquer par la perte de sol accumulée par l'excavation des deux tunnels (Do *et al.* (2013a), Fang *et al.* (2016)).

Lorsque le rapport d'espacement des axes des deux tunnels dx / D augmente, la cuvette de tassement au-dessus des tunnels jumeaux devient moins profonde et plus large. Le tassement maximum du sol est observé pour la configuration correspondant à la plus faible distance entre axe ($dx = 1,5D$), ce résultat est en bon accord avec les résultats de (Chehade et Shahrour (2008)) obtenus lors d'une analyse numérique 2D. Pour un avancement simultanée des tunnels jumeaux ($P_s = 0$), lorsque la distance entre axe dx atteint $2D$, la valeur du tassement maximal se rapproche beaucoup de celle d'un tunnel seul, cette conclusion est similaire à celle trouvée par (Wang *et al.* (2017), Addenbrooke et Potts (2001)), bien que le tassement au niveau de la partie central entre les deux tunnels soit relativement petit, cette conclusion est en accord avec les résultats de Choi et Lee (2010), Fang *et al.* (2016)). Lorsque dx augmente, la forme de la cuvette de tassement est plus symétrique au-dessus des deux tunnels, des conclusions similaires ont été obtenues par

(Chehade et Shahrour (2008), Hasanpour *et al.* (2012), Mirhabibi *et al.* (2012), Choi et Lee (2010)).

a) Le tunnel de gauche est en tête (cas 1)

La grande influence de l'avancement continu du tunnel de gauche par la diminution de la distance de déphasage d'excavation (P_s) par rapport au cas de référence (Figure 4.14 (b)) sur la déformation du sol est visible sur Figure 4.16. Les résultats des analyses numériques, sont résumés comme suit :

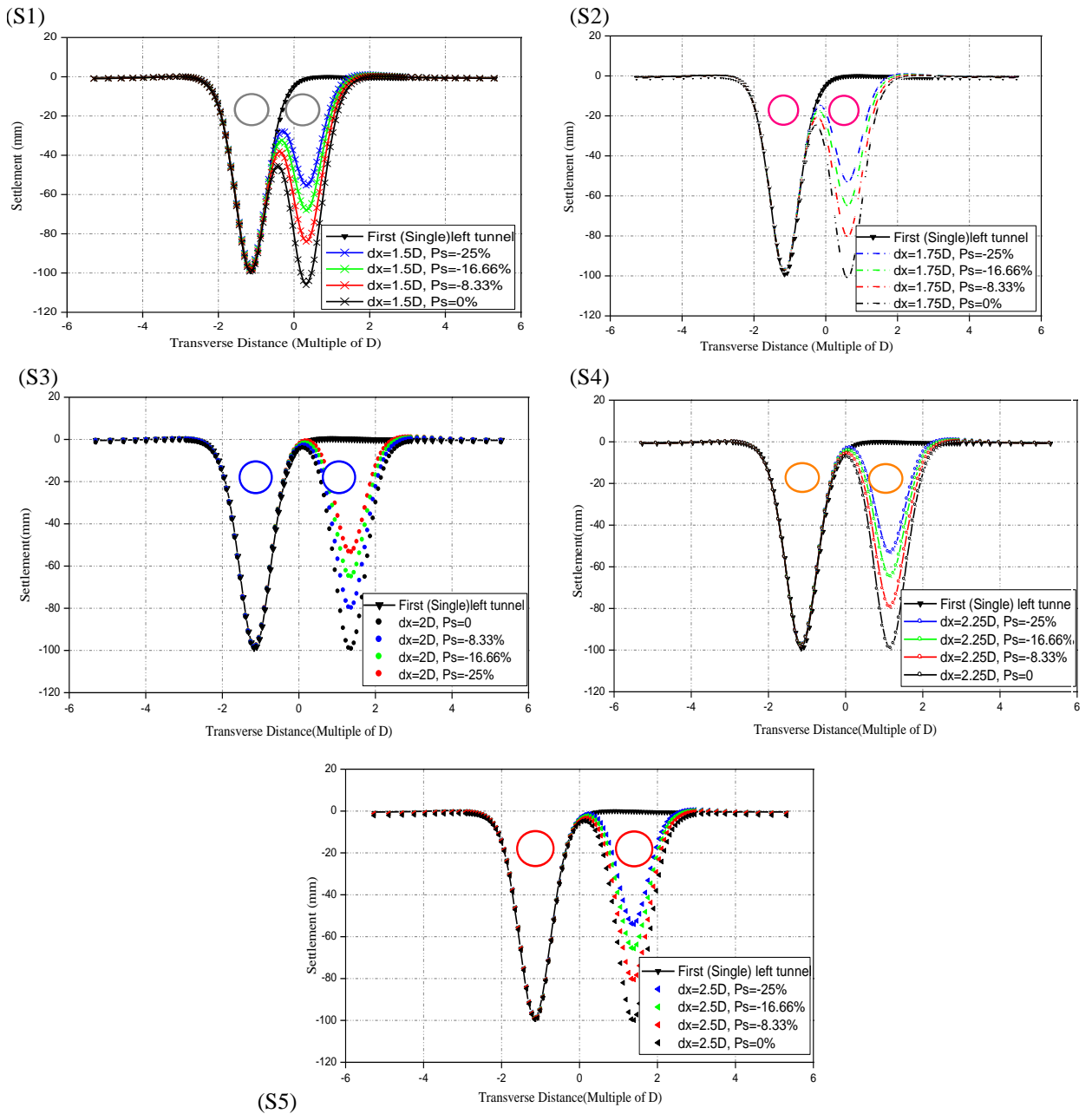


Figure 4.16 Cuvettes de tassement au-dessus des tunnels jumeaux pour différentes distances horizontales dx avec un P_s décroissant de -8,33%, -16,66% et -25% par rapport au cas de référence

Avec une diminution de P_s , l'allure générale de la cuvette de tassement prend la forme d'un groupement de deux cuvettes adjacentes gauche-droites.

Diminuer la distance de déphasage d'excavation entre les deux tunnels résulte en une cuvette de tassement au-dessus du tunnel de gauche similaire à celle prédite pour un avancement simultané des deux tunnels (cas de référence).

Concernant la distance entre les axes des tunnels (dx), pour $dx = 1,5D$ par exemple, lorsque le décalage de phase d'excavation diminue, c'est-à-dire que le tunnel de gauche est en tête, le tassement maximum au-dessus du tube gauche reste presque constant tandis que le tassement maximal à droite augmente avec le déphasage décroissant. Ce résultat est également valable pour les quatre autres cas de dx .

Il est également observé sur les figures 4.16 et 4.17 que, lorsque la distance ' dx ' entre-axes des tunnels augmente, le tassement au milieu entre les deux tunnels tend à 0.

En ce qui concerne le déphasage d'excavation (P_s), lorsque le paramètre P_s est considéré comme constant, le tassement maximal au-dessus des deux tunnels diminue à mesure que dx augmente.

La diminution de la distance de déphasage d'excavation entre les deux tunnels résulte en cuvette de tassement pour le creux gauche ayant la même tendance que celle prédite pour l'avancement simultané des deux tunnels (cas de référence), où le tassement maximum devient stable.

Toutefois, le tassement maximal au-dessus du tunnel droit diminue fortement à mesure que P_s diminue et la valeur maximale du tassement sera au-dessus du tunnel construit en premier (tunnel de gauche).

Le tassement de surface le plus important est observé lorsque les deux tunnels sont creusés simultanément ($P_s = 0$) ; une observation similaire de tassement moins important développées au-dessus du tunnel en retard a également été obtenue à partir de nos mesure sur le terrain (Figure 4.13 (a)) et de celles introduites par (Chen *et al.* (2011)), ainsi que par la simulation numérique 3D réalisée par (Do *et al.* (2014a, 2016)).

En d'autres termes, la cuvette de tassement au-dessus des tunnels jumeaux calculé après l'excavation du tunnel droit semble dépendre, dans une large mesure, de la diminution croissante de P_s (Figure 4.16). Cela peut plutôt être associé au fait que la zone perturbée proche du tunnel droit devient non significative à mesure que P_s diminue.

Cela peut être dû aussi au fait que le tunnel de droite a été creusé dans une zone de sol qui a d'abord été fortement perturbée par l'excavation du premier tunnel (tunnel de gauche) avec un λ_L plus grand que λ_R , par conséquent, une partie importante du sol perturbé à proximité du deuxième tunnel a eu lieu avant l'excavation du tunnel de droite. Ainsi, les mouvements de sol vers le bas causé par le tunnel droit sont réduits. Des conclusions similaires ont été trouvées par Fang *et al.* (2016).

b) Le tunnel de droite est en tête (cas 2) :

La figure 4.17 montre le tassement superficiel développé au-dessus des tunnels jumeaux, avec une progression croissante du tunnel droit (augmentation du P_s). Le cas de référence ($P_s = 0$) est également présenté à titre de comparaison. Les résultats de l'analyse numérique (Figure 4.17), qui se résument comme suit :

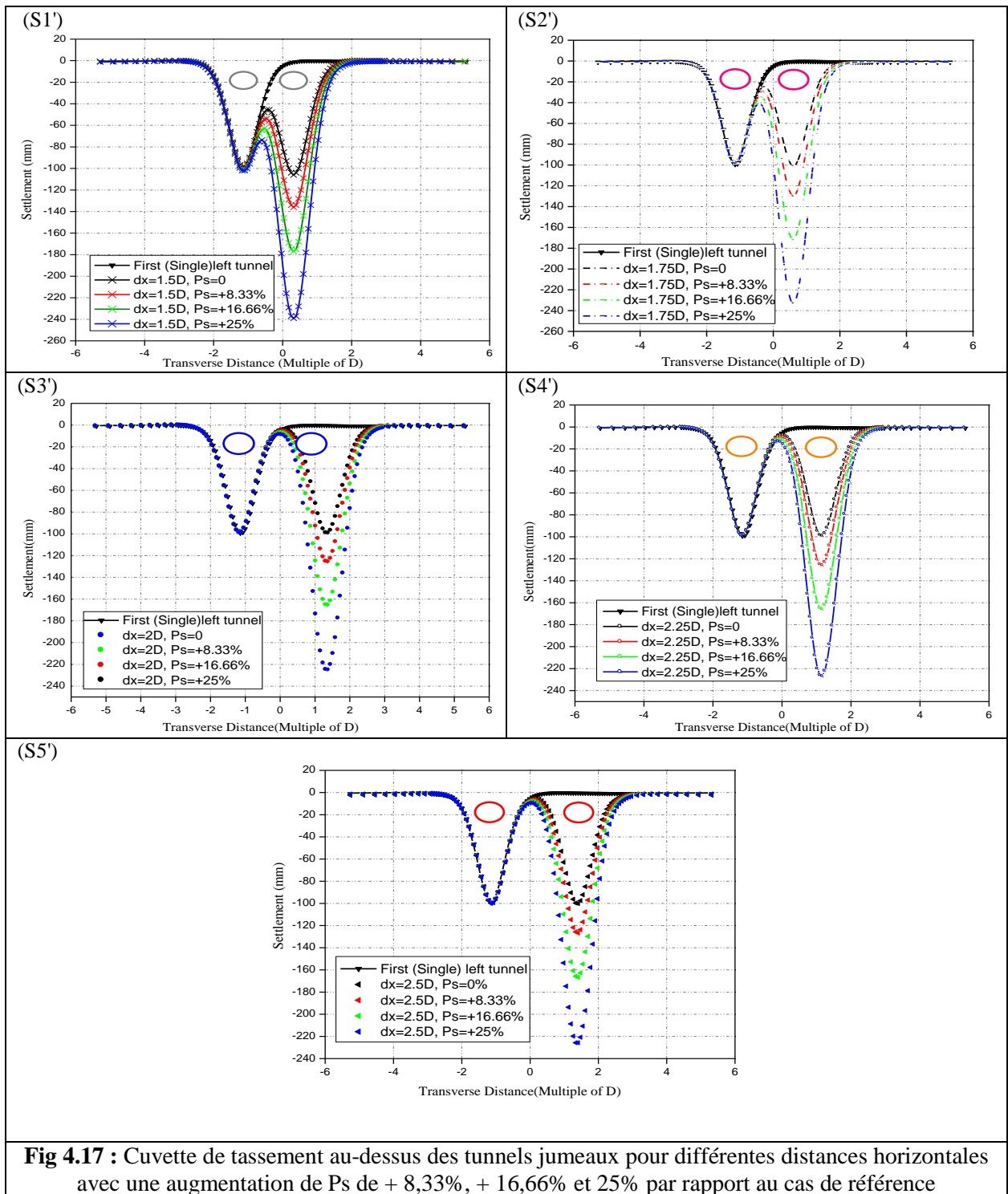
La valeur de δ_{max} pour le tunnel de droite est sévèrement affectée par les modifications de dx et P_s .

L'avancement croissant du tunnel droit (Figure 14(c)) conduit à la même tendance pour la cuvette gauche que celle prédite lorsque les tunnels jumeaux sont creusés simultanément (cas de référence ; $P_s = 0$). Des résultats d'observation de terrain similaires ont été trouvés par (Chen *et al.* (2011)) et (He *et al.* (2012)) lors de l'excavation de tunnels jumeaux dans des sols limoneux et sableux, respectivement.

Le tassement en surface au-dessus du tunnel droit semble dépendre dans une large mesure de l'augmentation de P_s ; le tassement de surface le plus important est observé lorsque le tunnel de droite est creusé avec une distance P_s égale à + 25% par rapport au cas de référence lorsque les deux fronts de tailles avance simultanément. Cela peut plutôt être associé au fait que la zone perturbée proche du tunnel droit devient plus importante à mesure que P_s augmente.

Ce phénomène pourrait être attribué à l'augmentation de λ_R du tunnel droit, ce qui provoque des mouvements latéraux importants du sol dans la zone située entre les deux tunnels et en particulier dans la zone entourant cette excavation, suivis de mouvements importants du sol au-dessus du tunnel droit. Ce résultat concorde bien avec les résultats de (Do *et al.* (2016), Addenbrooke et Potts (2001)).

Il est également intéressant de noter que lorsque P_s augmente, la forme de la cuvette de tassement devient plus asymétrique au-dessus des deux tunnels.



La valeur maximale de tassement au-dessus du tunnel de droite augmente avec l'augmentation de Ps (Figure 4.17).

c) Forces internes dans les revêtements des tunnels (cas 1)

Nous nous intéressons dans la suite à l'analyse des efforts internes produits dans les revêtements des deux tunnels. Les parties les plus sollicitées sont celles où se trouvent les valeurs maximales des efforts internes.

La figure 4.18 représente la valeur absolue maximale du moment de flexion dans le revêtement des tunnels de gauche et de droite pour $P_s = 0$ à diverses distances horizontales dx ($dx = 1,5D, 1,75D, 2D, 2,25D$ et $2,5D$), où $dx = 2,5D$ correspond au cas de référence réel. De plus, la valeur absolue maximale du moment de flexion du tunnel creusé seul (tunnel de gauche) est indiquée à titre de comparaison.

Il est indispensable de souligner que les efforts repris par le soutènement en l'occurrence le moment de flexion et l'effort normale sont calculé après un déconfinement total.

Les résultats de l'analyse numérique menée ici ne sont pas confrontés aux mesures in-situ du fait que les mesures de cette section ne figurent pas dans les documents mis à notre disposition et qui constituent la base de donnée pour l'élaboration de ce travail.

Nous concluons que :

La valeur absolue maximale du moment de flexion est affectée à la fois par dx et par P_s . Comme dx est pris constant, la valeur de M_{max} du côté gauche du tunnel de gauche reste à peu près identique, alors qu'elle diminue légèrement du côté droit du tunnel de gauche lorsque P_s diminue.

Le M_{max} est plus grand du côté droit du tunnel gauche que celui de son côté gauche. Ce résultat est le même pour le tunnel de droite.

Quand $dx = 2D$ (Figure 4.18 (M3)), toutes les valeurs de M_{max} apparaissent constantes. Si $dx > 2D$, l'interaction entre deux tunnels diminue en termes de M_{max} .

Pour $dx = 1,5D$ et avec $P_s = 0$ (Figure 4.18 (M1)), l'amplitude des moments de flexion est supérieure dans le tunnel de gauche par rapport au tunnel de droite. D'où on suggère que le premier tunnel (tunnel de gauche) supporte une plus grande quantité de charge que le second tunnel (tunnel de droite), car il est construit en premier.

Le moment de flexion maximal se produit du côté droit du tunnel de gauche. Ces conclusions sont en bon accord avec les résultats de (Do *et al.* 2014a).

Pour $dx=1,5D$ lorsque les tunnels jumeaux sont excavés simultanément ($P_s = 0$), une différence importante dans la valeur absolue maximale du moment de flexion induit dans les deux tunnels peut être observée.

On peut voir sur la figure 4.18 que l'excavation du tunnel droit entraîne des modifications importantes dans la valeur absolue maximale du moment de flexion. Cette conclusion est en

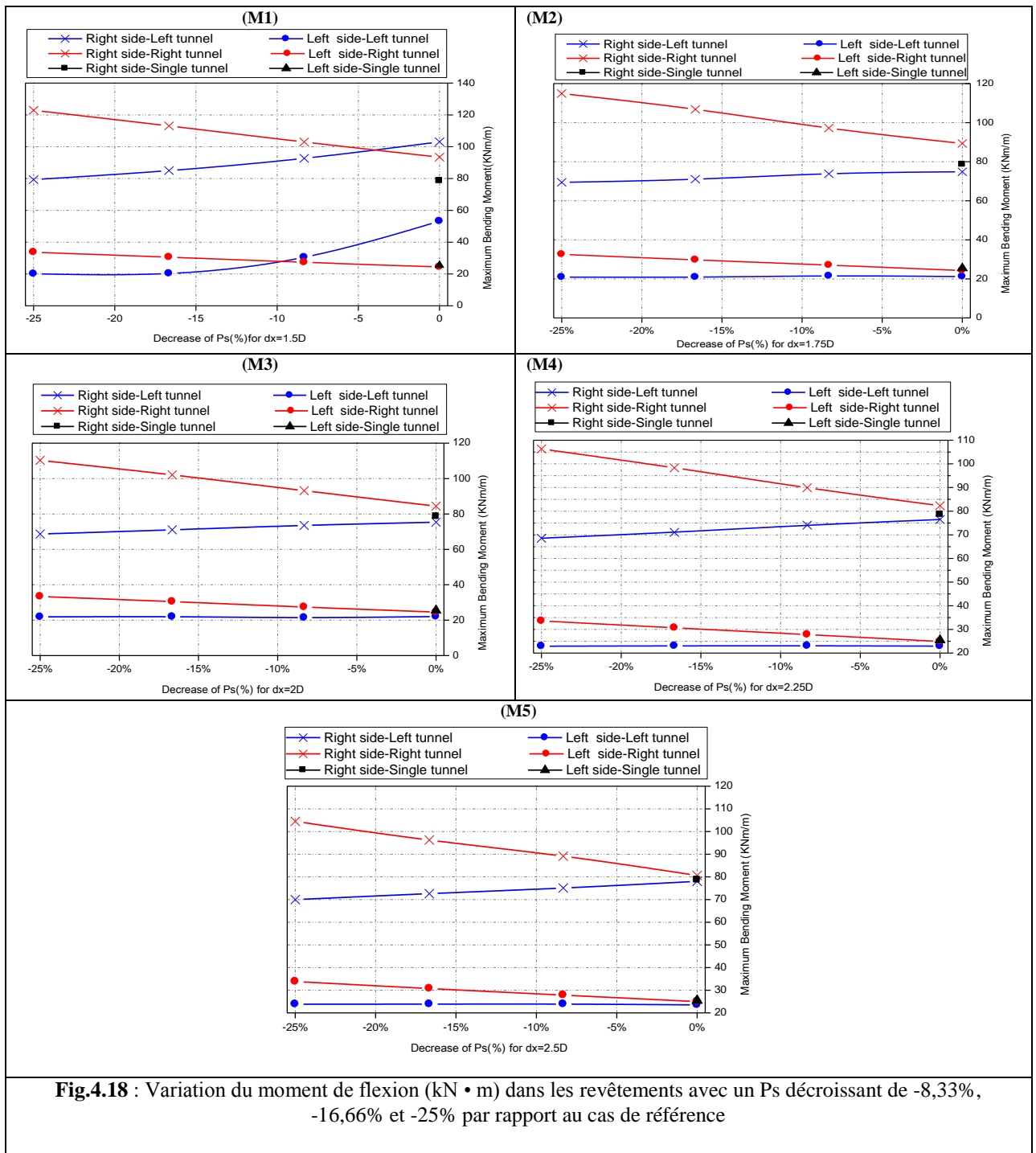
accord avec la conclusion d'Addenbrooke et Potts (2001). Nous observons une augmentation de la valeur absolue maximale du moment de flexion dans la partie centrale entre les deux tunnels, en particulier au côté gauche du tunnel de gauche. Ceci est cohérent avec les résultats de Ng *et al.* (2004) et Kim *et al.* (1998), qui ont indiqué que l'incrément du moment de flexion du premier tunnel est le plus important dans la région centrale en particulier la région à proximité du tunnel de gauche. Dans ce cas, il est donc essentiel de redimensionner correctement le soutènement afin d'éviter toute rupture

Quand dx atteint $2D$ pour $P_s=0$ (Figures 4.18 (M3), 4.18 (M4) et 4.18 (M5)), nous remarquons une forte ressemblance entre la valeur absolue maximale du moment de flexion dans le premier tunnel (tunnel de gauche) et le tunnel construit seul. Cela pourrait être attribué au fait que le premier tunnel se comporte comme un tunnel construit seul (tunnel unique), en raison de la valeur importante de dx .

Cela peut également être l'une des principales raisons d'une cuvette de tassement similaire à celle observé au-dessus de tunnel seul et du tunnel gauche pour des valeurs de dx plus importante. Cependant, lorsque dx atteint $2D$, ce qui est assez grand pour $P_s = 0$, la valeur absolue maximale du moment de flexion devient la même pour les tunnels gauche et droit, ce qui suggère une répartition égale des charges entre les deux tunnels lorsque dx atteint $2D$ (Fig (4.18). (M3), 4.18 (M4) et 4.18 (M5)), ces observations sont cohérentes avec les résultats de (Ng *et al.* (2004)), qui ont déclaré que, en absence de décalage entre les deux fronts de tailles des tunnels jumeaux, l'incrément du moment de flexion maximal est le même pour les deux tunnels jumeaux. En effet, les travaux de (Do *et al.* (2014b, d)) Révèlent que lorsque la distance entre les axes des tunnels a atteint $2D$, l'interaction entre les deux tunnels peut être ignorée.

Pour le tunnel droit, la valeur de M_{max} augmente lorsque P_s diminue dans les deux côtés (côté droit et côté gauche). Ces résultats sont similaires pour les quatre autres cas de dx .

Avec une diminution de P_s pour différentes valeurs dx (Figure 4.18), la valeur absolue maximale du moment de flexion dans le revêtement du tunnel gauche diminue, tandis que cette valeur dans le revêtement du tunnel droit augmente. Quand dx atteint $1,75D$ (figures 4.18 (M2), 4.18 (M3), 4.18 (M4) et 4.18 (M5)) à mesure que P_s diminue, il y a transfert de charge du premier tunnel (à gauche) vers le second tunnel à droite, entraînant une diminution du moment de flexion maximal dans le tunnel de gauche et une augmentation du moment de flexion maximal dans le tunnel de droite.

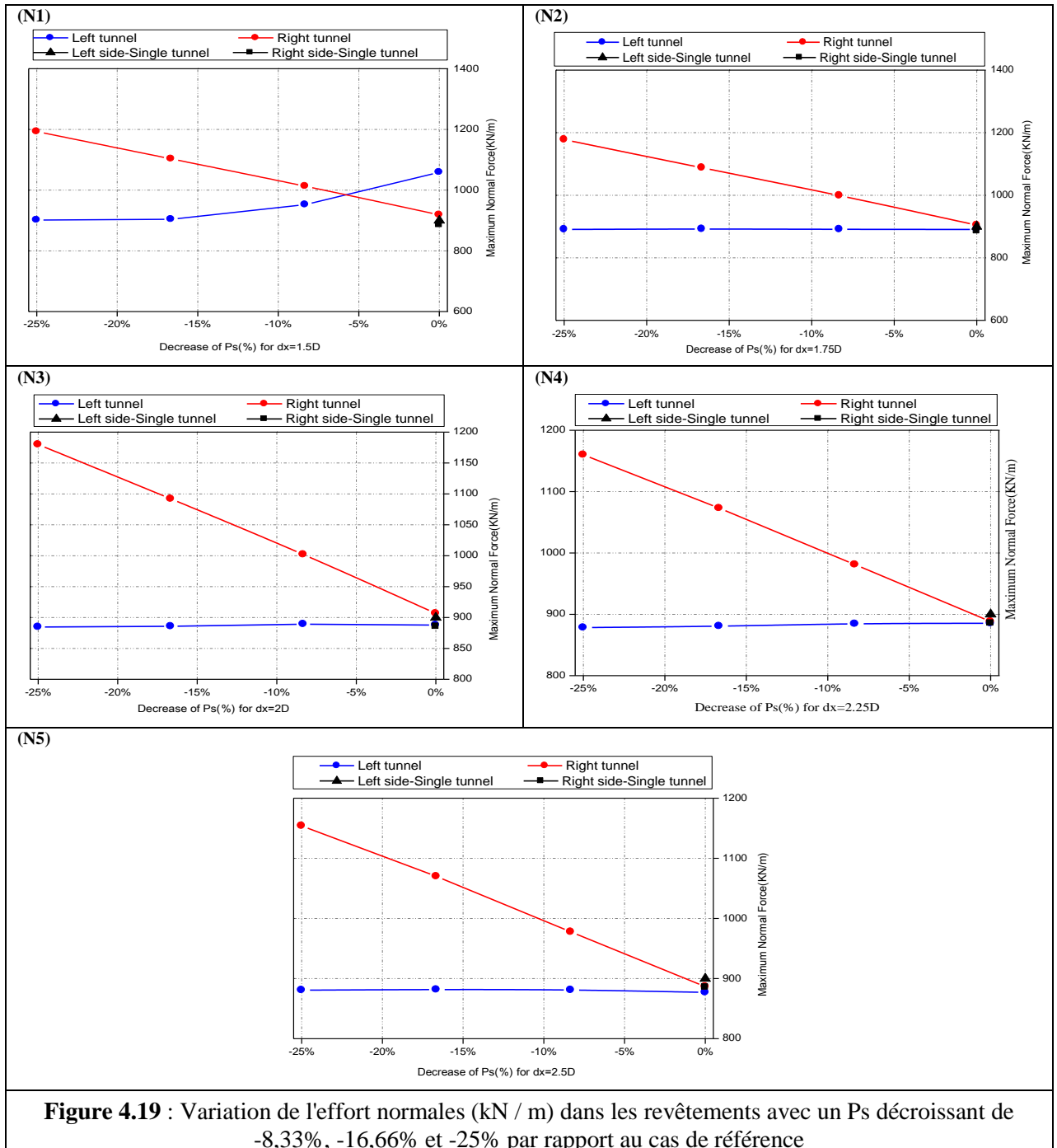


En revanche, le moment de flexion dans le revêtement du tunnel droit, qui augmente jusqu'à 46% par rapport au cas de référence, nécessitera un renforcement structurel.

Quand la valeur dx est petite, l'interaction entre les deux tubes devient de plus en plus significative en termes de moments de flexion, qui est en diminution par rapport au cas de référence ($P_s = 0$).

Le moment de flexion a été comparé uniquement aux côtés gauche et droit de chaque tunnel car nous avons constaté que l'influence de P_s à d'autres endroits autour de l'ouverture des deux

tunnels est relativement insignifiante. Pour différentes valeurs dx (Figure 4.18), l'augmentation du moment de flexion induite dans le revêtement du tunnel droit pourrait être attribuée au mouvement du sol dans la région située entre les deux tunnels (Do *et al.* (2014a)) du tunnel gauche vers le tunnel droit en raison de l'avancement continu du tunnel gauche (diminution négative de P_s ; voir Figure 4.14 (b)).



Les efforts normaux dans les revêtements des tunnels avec un avancement continu du tunnel gauche (diminution négative de P_s) sont illustrés à la Figure (4.19).

Les efforts normaux maximaux dans le revêtement du tunnel de droite sont supérieurs à celles du tunnel de gauche dans les mêmes conditions de dx et P_s . Il semble que les efforts normaux maximaux ne sont pas affectés de manière significative par la variation de dx ou de P_s .

Pour $dx = 1,5D$, la diminution de P_s (Figure 4.19 (N1)) a fourni des efforts normaux dans le tunnel droit généralement supérieures à ceux obtenues pour le tunnel gauche.

Lorsque dx atteint $1,75D$ (Figures 4.19 (N2), 3.19 (N3), 3.19 (N4) et 3.19 (N5)), le schéma de déformation est dominé par une augmentation de l'effort normale dans le tunnel droit et une stabilisation approximative dans l'effort normale maximale dans le tunnel de gauche. Ces résultats confirment les tassements verticaux antérieurs au-dessus du tunnel de gauche, où la cuvette de tassement maximal au-dessus du tunnel de gauche est stable, même si le tunnel de gauche est de plus en plus avancé (la valeur de P_s diminue).

De plus, lorsque dx atteint $1,75D$ pour $P_s = 0$, de petits et égale incrément d'efforts normaux sont calculés pour les deux tunnels.

Quand $P_s = 0$, les efforts normaux dans les deux tunnels deviennent à peu près les mêmes et ils ne sont pas affectés par le changement de dx .

On voit que l'influence de la diminution de P_s sur l'effort normale est plus importante dans le tunnel droit, la variation de l'effort normal avec une diminution de P_s est compatible avec les résultats du moment de flexion présentés dans la Figure 4.19.

d) Forces internes dans les revêtements des tunnels (cas 2)

Pour différentes valeurs dx lorsque le tunnel droit est de plus en plus avancé (augmentation positive de P_s) (Figure 4.20), un transfert de charge du tunnel droit vers le tunnel de gauche a entraîné une augmentation de la valeur maximale absolue du moment flexion mesuré dans le tunnel de gauche et la diminution de cette valeur dans le tunnel de droite. Il est intéressant de noter qu'avec une augmentation de P_s pour $dx = 1,5D$ (Figure 4.20 (M1')), la paroi du tunnel gauche a attiré plus de charge et nécessitera plus de capacité structurelle avec une plus grande épaisseur à mesure que P_s augmente, ce-ci s'accordent avec les résultats de Tafraouti *et al.* (2016).

Cependant, lorsque dx atteint $1,75 D$, le revêtement du tunnel de gauche pourrait être plus mince avec moins de renforcement (figures 4.20 (M2'), 4.20 (M3'), 4.20 (M4') et 4.20 (M5')).

Pour les deux cas quand $dx = 1.5D$ (Figures 4.18 (M1) et 4.20 (M1')), la variation du taux de déphasage d'excavation (P_s) du tunnel droit à un effet important sur le moment de flexion

dans le revêtement du tunnel gauche particulièrement du côté droit de ce tunnel.

Lorsque la distance dx entre les centres des tunnels atteignent $2D$, comme indiqué sur les figures 3.18 (M3) et 3.20 (M3'), les valeurs maximales absolues du moment de flexion sont approximativement similaires dans les deux tunnels.

La valeur maximale absolue du moment de flexion des deux tunnels est plus grande dans la région située entre les deux tunnels, du côté droit du tunnel de gauche à proximité du tunnel de droite, ce qui concorde bien avec les résultats de (Kim *et al.* (1998) et Do *et al.* (2014a)).

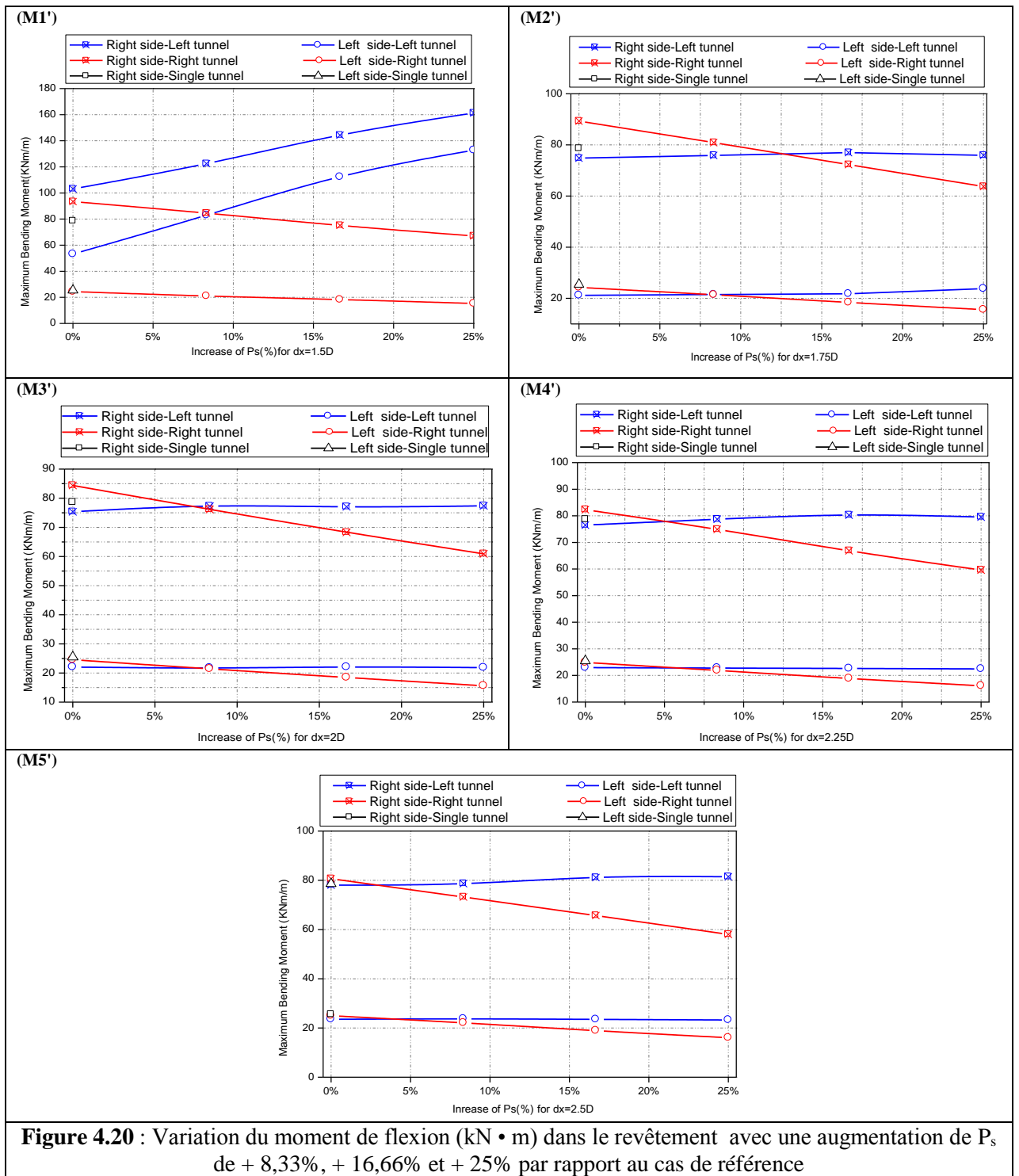
Lors de l'avancement simultané des deux fronts de taille (voir Figures. 4.18, 4.20) pour les deux cas de notre étude, quand la distance entre les centres des tunnels est inférieure à $1,75 D$, le moment de flexion dans le tunnel de gauche est supérieur à celui du tunnel de droite.

Au contraire, lorsque $P_s = 0$ au-delà de $1,75 D$, le moment de flexion dans le revêtement du tunnel droit est supérieur à celui du gauche. Ceci est cohérent avec les résultats numériques de Do *et al.* (2014b).

Pour $P_s = 0$ lorsque dx atteint $2D$ et spatialement pour $dx = 2,5D$ (Figures 4.18 (M4), 4.18 (M5), 4.20 (M4') et 4.20 (M5')), le moment de flexion maximal est le même pour les deux tunnels gauche et droit où les charges sont réparties également entre les deux tunnels.

Comme le montre la Figure 4.20, l'avancement croissant du tunnel droit (une augmentation positive de P_s (Figure 4.14 (c)) entraînerait une réduction de la valeur maximale absolue du moment de flexion dans le tunnel droit et une augmentation de cette valeur dans le tunnel de gauche. Ceci nous suggérons que le revêtement du tunnel droit est soumis à un mécanisme de déchargement qui augmente à mesure que P_s augmente.

Dans le cas 2 (cas contraire), lorsque le tunnel de droite est celui qui est en tête (P_s croissant) pour $dx = 1,5D$ (Figure 4.21 (N1')), l'augmentation de P_s correspond à une augmentation maximale de 105% et 421% dans les efforts normales maximales induit respectivement dans les côtés droit et gauche du tunnel de gauche par rapport au cas de référence et une diminution des efforts normales maximales de 14% et 39%, respectivement, dans les côtés droit et gauche du tunnel droit.



Ces résultats sont compatibles avec la suggestion de la présence d'un mécanisme de transfert de charges entre les deux tunnels jumeaux et les résultats du moment de flexion précédemment présenté sur la Figure 4.20 (M1').

Toutefois, pour $P_s=0$ lorsque dx atteint $2D$ (figures 4.21 (N3'), 4.21 (N4') et 4.21 (N5')), les efforts normaux maximaux obtenues dans les deux tunnels sont plus similaires en amplitude que ceux déterminés pour un seul tunnel.

Les Figures. 4.21 (N1', N2') montrent que les plus petits efforts normaux dans le tunnel de gauche pour $dx = 1.5D$ et $1.75D$ sont obtenues lors de l'avancement simultané des deux fronts de tailles ($P_s=0$). Dans ce cas, les efforts maximaux sont similaires à ceux obtenus dans le cas d'un tunnel seul, ces résultats concordent bien avec ceux de Do *et al.* (2016).

Toutefois, le processus d'avancement du tunnel droit, entraînerait une diminution continue des efforts normaux développés dans le tunnel droit et une stabilisation approximative (généralement une très légère augmentation) des efforts normaux dans le tunnel gauche (Figure 4.21). Cela pourrait être attribué au fait que le tunnel de droite a été creusé lorsque le revêtement du tunnel de gauche a atteint un état stable Do et al. (2016) en raison de la valeur constante du taux de déconfinement $\lambda_L=0,60$ alors que les efforts dans le revêtement du tunnel de droite dans la section mesurée continuent à changer à mesure que P_s augmente.

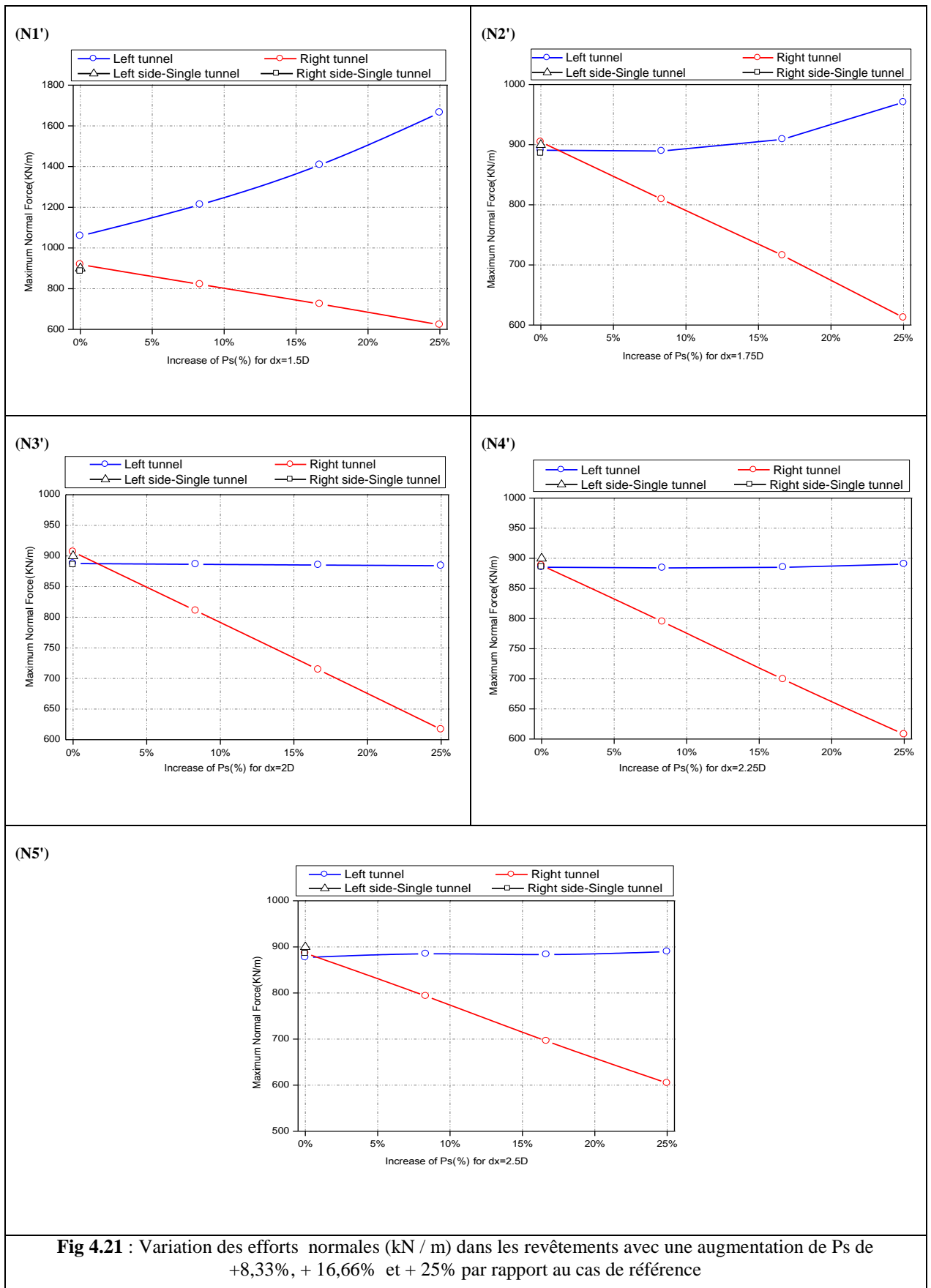
Ces conclusions sont en bon accord avec les travaux de Liu et al. (2008), qui ont souligné que lorsque le front de taille du second tunnel est éloigné du premier, le deuxième tunnel a moins d'effet sur le revêtement du premier.

La diminution des efforts normaux provoquée dans le revêtement du tunnel droit pourrait s'expliquer par le mouvement des sols de la zone située autour du tunnel droit vers le sol entre les deux tunnels.

Par conséquent, les efforts normaux mesurés dans le tunnel en tête (tunnel droit) sont inférieurs à ceux mesurés dans un seul tunnel lorsque P_s augmente.

Certains résultats proches de ces derniers ont été trouvés par Do *et al.* (2014a) qui ont souligné que, lorsque le front de taille du second tunnel est éloignée du premier, le second tunnel a moins d'effet sur le revêtement du premier.

Ils ont également révélé que l'excavation de deux tunnels jumeaux pouvait entraîner des efforts structurels moins importants, accompagnés d'un tassement plus important au-dessus des deux tunnels.



4.7 Conclusions

Dans ce chapitre, plusieurs simulations numériques ont été menées afin d'étudier l'impact du décalage entre les deux fronts de taille. Les analyses bidimensionnelles équivalentes présentées dans cette étude en introduisant le facteur de déphasage d'excavation et la simple détermination du taux de déconfinement fournissent un aperçu de l'effet d'interaction réel lors de la construction de tunnels jumeaux et sont prêtes à être utilisées comme résultats préliminaires ou comme cas de référence lors des processus plus sophistiqués, pour la conception des tunnels.

L'interaction entre les deux tunnels a été évaluée, les résultats de la modélisation utilisant la nouvelle approche ont été comparés aux mesures in situ. Il est également possible de tirer les conclusions suivantes :

- ✓ L'excavation d'un deuxième tunnel (droit) a un effet important sur le comportement du tunnel existant (tunnel seul).
- ✓ La distance horizontale entre les axes des deux tunnels affecte le tassement de surface et les efforts internes dans les revêtements.
- ✓ L'excavation d'un deuxième tunnel entraîne une augmentation du tassement en surface par rapport à celle d'un tunnel seul.
- ✓ Pour une grande distance entre axe horizontale (dx), le premier tunnel se comporte comme un tunnel seul.
- ✓ La distance dx critique entre les deux centres des tunnels en termes de déformations en surface et dans les revêtements est égale à $1,5 D$.
- ✓ La cuvette transversale au-dessus des tunnels jumeaux est fortement affectée par le taux de déphasage d'excavation.
- ✓ Le tassement le plus important est obtenu lorsque le tunnel de droite est en tête.
- ✓ La variation du taux d'avancement du tunnel droit conduit à la même tendance pour la première cuvette de gauche que celle prédite en cas d'excavation simultanée des tunnels jumeaux (cas de référence).
- ✓ Lorsque le tunnel de gauche est en tête, le revêtement du tunnel de droite nécessitera davantage de renforcement structurel.
- ✓ Lorsque le tunnel de droite est en tête, pour $dx = 1.5D$, le revêtement du tunnel de gauche nécessitera plus de capacité structurelle lorsque P_s augmente. Cependant, lorsque dx a atteint

1,75 D, le revêtement du tunnel gauche pourrait être plus mince avec moins de renforcement.

- ✓ Le mécanisme de transfert de charge entre les deux tunnels est fortement influencé par la variation du décalage des phases d'excavation.
- ✓ Sur le plan quantitatif, ces travaux montrent que le bon choix du déphasage d'excavation pour le deuxième tunnel diminue considérablement le mouvement du sol causé par la double excavation.

Ce travail a proposé l'application de la méthode convergence confinement au cas de deux tunnels avec décalage et ceci moyennant une approche mixte numérique et empirique. La méthode a été validée à travers une comparaison avec des mesures réelles. Il est important de rappeler que la méthode 2D est numériquement beaucoup plus économique que le calcul 3D et présente ainsi une utilité pratique, en plus d'être une extension à la méthode convergence confinement classique ce qui représente la principale originalité.

Dans les recherches futures, l'applicabilité de la nouvelle approche à d'autres projets réels, ainsi qu'une comparaison avec la simulation numérique 3D en introduisant le facteur de déphasage d'excavation, seront effectuées.

La réponse du modèle numérique en fonction de chaque taux de décalage entre les deux fronts est déterminée en termes de déplacements générés en surface au-dessus des deux tunnels ainsi que des efforts structurels dans les deux soutènements.

D'après les conclusions émises aux paragraphes précédents, la prise en compte du taux de décalage entre les deux fronts de tailles dans la modélisation s'est révélée très important.

Conclusion générale

- La présente étude a permis de vérifier l'importance du décalage des phases d'excavations lors de l'exécution de tunnels jumeaux en terrain meuble proche d'une zone tendant à s'urbaniser, l'évaluation des tassements probables peut revêtir une grande importance.
- L'étude paramétrique réalisée de cette présente étude a permis, entre autres, d'affiner l'analyse des données mesurées autour des deux ouvrages,
- Le présent travail a recherché à étudier le comportement du terrain et des revêtements des deux tunnels du T4 avec une considération particulière de la distance de décalage entre les deux fronts de taille, le creusement du T4 a été confronté à des difficultés extrêmes. Un programme important d'auscultations et de mesures géotechniques a été réalisé pendant l'excavation de ce tunnel.
- L'analyse des résultats a mis en évidence que le taux de déphasage d'excavation et la distance horizontale entre les deux axes des tunnels joue un rôle prépondérant sur la réduction des déformations autour de l'excavation et des tassements en surface.
- Les calculs numériques entrepris ont montré clairement que le retard d'avancement de l'un des deux tunnels provoque une forte augmentation des déformations dans le revêtement et des tassements en surface. Dans le cas spécifique de tunnel en milieu urbain, où les tassements doivent être bien contrôlés, le bon choix à la fois des deux paramètres P_s et dx représente ainsi une clé de bonne maîtrise des travaux.
- Un certain nombre de calculs ont été menés de façon à proposer des ordres de grandeur raisonnables pour les distance dx et P_s , ce dernier qui dépend des deux taux de déconfinement dans un certain nombre de situations classiques.
- L'évolution des efforts dans le soutènement, donc de la déformation des revêtements comme on l'a déjà constaté précédemment, peuvent être réduites en variant dx et le taux de décalage entre les deux fronts de taille.
- La combinaison entre le calcul en condition axisymétrique et le calcul en déformation plane a donné des résultats convenables avec les mesures in-situ. En utilisant cette analyse, on a démontré que les valeurs de déformation initiale dans le sol et le revêtement dépendent de la distance dx entre axe et de la distance relative entre les deux fronts de taille.
- Il est intéressant de souligner que malgré la complexité des conditions géologiques et

géotechniques rencontrées dans le chantier de creusement du tunnel T4, nous avons pu, avec une approche relativement simple, qu'il s'agit de la mise en œuvre d'une loi de détermination du taux de déconfinement empirique ou du développement d'un modèle numérique bidimensionnel, à bien reproduire le comportement du terrain observé en surface. Ceci indique que les caractéristiques importantes du comportement ont bien été prises en compte dans cette approche.

- Les résultats numériques montrent que le fait du décalage d'avancement du creusement entre les deux fronts a un impact majeur sur les tassements de surface. Cette dernière considération joue un rôle très important dans le cadre des prévisions de tassements finaux sur le chantier. Le taux de décalage entre les deux fronts peut causer de graves dégâts tant en surface qu'au revêtement des deux tunnels.
- On peut constater que la position relative des centres de tunnels et les deux fronts de taille jouent un rôle déterminant dans les résultats obtenus.
- Il est toutefois nécessaire de prendre en considération ces deux recommandations pour dimensionner le soutènement de la section étudiée afin d'éviter, dans la mesure de possible, une éventuelle rupture de ce dernier.
- Le calage final du modèle bidimensionnel de la section étudiée est en bonne adéquation avec les données expérimentales.
- Ces résultats permettent d'aborder le calcul en déformation planes d'un double tunnel avec plus de rigueur.
- A cet effet, nous avons vu que le paramètre adimensionnel liant, entre autres, la longueur d'avancement du tunnel en tête et la longueur total du tunnel a une grande influence sur les déformations du terrain en surface et dans les revêtements des deux tubes.
- Les résultats obtenus sur l'estimation des tassements en surface en fonction des conditions de creusement des deux tubes confortent les mesures in situ.
- Cette étude constitue une base utile pour le travail d'analyse des mouvements du sol et de déformation de revêtement dans le cas d'une double excavation au tunnelier.
- Les résultats obtenus par ce modèle montrent que la modélisation bidimensionnelle simplifie la présentation d'un problème ayant un caractère tridimensionnel.
- L'étude numérique et la confrontation des résultats avec les résultats in-situ permet d'évaluer

la convergence en paroi, donc du taux de déconfinement, lors de la pose du soutènement en fonction de l'avancement du tunnel en tête.

- La conclusion finale qui peut être retirée de cette étude est que la cuvette de tassement se constitue par l'effet combiné des paramètres λ et P_s qui interviennent de différentes manières pour donner la forme finale de la cuvette. Les valeurs de ces paramètres peuvent affecter l'amplitude du tassement mais pas la forme générale de la cuvette (superposition des deux cuvettes).
- L'extension de la méthode de convergence confinement par une nouvelle approche permet une détermination du taux de déconfinement. Ce résultat nous a poussé à considérer l'hypothèse selon laquelle le taux λ dépend seulement de la distance d'avancement du tunnel en tête.
- Pour un tunnel à faible profondeur, l'étude numérique présentée précédemment a permis, grâce à l'introduction de la notion de décalage de phase d'excavation P_s de reproduire les résultats 'constatés' sur le site.
- Notre apport original essentiel dans cette étude consiste donc à proposer une extension de la méthode convergence confinement connue pour ses limites d'utilisation par une méthode simplifiée rigoureuse, qui permet d'estimer, en fonction du décalage prévu entre les deux fronts, la différence entre les deux taux de déconfinement du tunnel en tête et de celui en retard lors de la pose du soutènement.

Perspectives

Une extension de l'approche analytique peut être proposée pour le cas du creusement de deux tunnels jumeaux creusé en terrain meuble.

Le facteur temps et la distance de décalage est pris en compte implicitement dans la phase actuelle des solutions numérique développée. La prise en compte explicite de l'effet du temps et du décalage des phases d'excavation peut être intégrée dans un modèle numérique 3D et par un modèle réduit au laboratoire qui pourra être envisagé à l'avenir.

Finalement, les résultats du travail de thèse peuvent être appliqués aux autres cas des galeries jumelles creusées par un tunnelier qui présentent un décalage d'avancement entre les deux fronts.

References Bibliographiques

- Addenbrooke, T.I. and Potts, D.M.(2001).** “Twin tunnel interaction: surface and subsurface effects”, *Int. J. Geomech.*, 1(2), 249-271.
- Analysis of Heathrow NATM trial tunnel.** “Numerical Methods in Geotechnical Engineering”, Rotterdam Balkema; pp. 195-201.
- Attewell, P.B. and Woodman, J.P.(1982)** “Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunneling in soil”, *Ground Engineering*.
- Barla Giovanni.(2001).** “Tunneling mechanics Tunnelling under squeezing rock conditions, Tunnelling Mechanics Advances in Geotechnical Engineering and Tunnelling”, Chapter: 3, Publisher: P.O.Box 1675, Editors: D. Kolymbas, pp.169-268.
- Benamar, I. (1996).** “Etude des effets différés dans les tunnels profonds”, thèse Doctorat l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Boubou, R. (2010).** “Prise en compte du mode de pressurisation du front et de la géologie dans l'étude de l'impact du creusement de tunnels”, Thèse de Doctorat, École doctorale : MEGA – Mécanique, Energétique, Génie Civil.
- Bouchelghoum, F. (2013).** “Modélisation numérique bi et tridimensionnelle de l'écoulement et de son effet sur la stabilité des écrans”, Université Mohamed Khider - Biskra.
- Bousbia Nawel,(2016)** “interaction entre ouvrages souterrains” Thèse de Doctorat université 20 aout 1955 Skikda.
- Bowers K.H. (1997).** an Appraisal of the New Austrian Tunnelling Method in Soil and Weak Rock, PhD Thesis, the University of Leeds.
- Carranza-Torres, C. and Fairhurst, C. (2000).** “Method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion”, *Tunn. Undergr. Sp. Technol.*, 15(2), 187-213.
- Chapman, D.N., Ahn, S.K., Hunt, D.V.L. and Chan, A.H.C. (2006).** “The use of model tests to investigate the ground displacements associated with multiple tunnel construction in soil”, *Tunn. Undergr. Sp. Technol.*, 21(3), 413.
- Cehade, F.H. and Shahrour, I. (2008).** “Numerical analysis of the interaction between twin-tunnels: Influence of the relative position and construction procedure”, *Tunn. Undergr. Sp. Technol.*, 23(2), 210-214.
- Chen, R.P., Zhu, J., Liu, W. and Tang, X.W. (2011).** “Ground movement induced by parallel EPB tunnels in silty soils”, *Tunn. Undergr. Sp. Technol.*, 26(1), 163-171.
- Choi, J.I. and Lee, S.W. (2010).** “Influence of existing tunnel on mechanical behavior of new tunnel”, *KSCE J. Civ. Eng.*, 14(5), 773-783.
- Cording, E and Hansmire, W. (1975).** “Displacements around ground tunnels" *Proceedings of Fifth Pan-American conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, General Report, Session IV, 1975 - 571- 633.*

- C.W.W. Ng, K.M. Lee, and D.K.W. Tang.(2004).** “Three-dimensional numerical investigations of new Austrian tunnelling method (NATM) twin tunnel interactions”, *Can. Geotech. J.* 41: 523–539 .
- Dar Al-Handasah Shair and Partners. (2008).** Rappports Techniques, Autoroute Est-Ouest, Lot Unique Est, Mise à Niveau des Etudes APD Etapes 2-Finale, Travaux Civils des Tunnels, Rapport de Présentation -Lot Tunnel.
- Divall, S., Goodey, R.J. and Taylor, R.N. (2014).** “The influence of a time delay between sequential tunnel constructions”, *Proceedings of the 8th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*, Perth, Australia, January.
- Do, N.A., Dias, D. and Oreste, P.P. (2016).** “3D Numerical investigation of mechanized twin tunnels twin tunnels in soft ground-influence of lagging distance between two tunnel faces”, *Eng. Struct.*, 109, 117-125.
- Djelloul, C ., Karech, T., Demagh , R. , Limam, O. and Martinez ,J.(2018).** “2D numerical investigation of twin tunnels-Influence of excavation phase shift”, *Geomechanics and Engineering*, Vol. 16, No. 3 ,PP: 295-308
- Do, N.A., Dias, D., Oreste, P.P. and Djeran-Maigre, I. (2013).** “Comparison between design methods applied to segmental tunnel linings”, *Geotech. Eng.*, 45(3), 64-70.
- Do, N.A., Dias, D., Oreste, P.P. and Djeran-Maigre, I. (2014a).** “Three-dimensional numerical simulation of a mechanized twin tunnels in soft ground”, *Tunn. Undergr. Sp. Technol.*, 42, 40-51.
- Do, N.A., Dias, D., Oreste, P.P. and Djeran-Maigre, I. (2014b).** “2D numerical investigations of twin tunnel interaction”,*Geomech. Eng.*, 6(3), 263-275.
- Do, N.A., Dias, D., Oreste, P.P. and Djeran-Maigre, I. (2014c).** “2D Tunnel numerical investigation: The influence of the simplified excavation method on tunnel behaviour”, *Geotech. Geol. Eng.*, 32(1), 43-58.
- Do, N.A., Dias, D., Oreste, P.P. and Djeran-Maigre, I. (2014d).** “Internal forces in segmental tunnel linings-A comparison between current design methods”, *J. Min. Sci.*, 50(2), 326-334.
- Elsamny, M.K., Ibrahim, M.A., Kotb, M.H. and Attia, M.G. (2016).** “Analysis of two adjacent circular tunnels in soft clay soil”, *Egypt. Int. J. Eng. Sci. Technol.*, 5(4), 749-755.
- Fang, Q., Tai, Q., Zhang, D. and Wong, L.N.Y. (2016).** “Ground surface settlements due to construction of closely-spaced twin tunnels with different geometric arrangements”, *Tunn. Undergr. Sp. Technol.*, 51, 144-151.
- Fu, J., Yang, J., Yan, L. and Abbas, S.M. (2015).** “An analytical solution for deforming twin parallel tunnels in an elastic half plane”, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 39(10), 524-538.
- Hajihassani, M., Marto, A., Makhtar, A.M. and Kasim, F. (2014).** “A review on the laboratory model tests of tunnels in soft soils”, *Malay. J. Civ. Eng.*, 26(1), 89-98.
- Hamrouni, A., Dias, D. and Sbartaï, B. (2017).** “Reliability analysis of shallow tunnels using the response surface methodology”, *Undergr. Sp.*, 2(4), 246-258.
- Hansmire, W.H., Romero, V.S. and McRae, M.T. (2004).** “Multiple tunnels in soil with shotcrete linings on Tren Urbano, San Juan, Puerto Rico”, *Proceedings of the 5th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, New York, U.S.A., April.
- Hasanpour, R., Chakeri, H., Ozcelik, Y., Denek, H. (2012).** “Evaluation of surface settlements in the

Istanbul metro in terms of analytical, numerical and direct measurements”, *Bull. Eng. Geol. Environ.*, 71(3), 499-510.

He, C., Feng, K., Fang, Y. and Jiang, Y.C. (2012). “Surface settlement caused by twin-parallel shield tunnelling in sandy cobble strata”, *J. Zhejiang Univ. Sci. A Appl. Phys. Eng.*, 13(11), 858-869.

Hejazi, Y., Daniel, D. and Kastner, R. (2008). “Impact of constitutive models on the numerical analysis of underground constructions”, *Acta Geotech.*, 3(4), 251-258.

Itasca, (2005). User’s manual FLAC Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 5.0.

Janin, J.P. (2012). “Tunnels en milieu urbain: Prévisions des tassements avec prise en compte des effets des pré- soutènements (Renforcement du front de taille et voûte- parapluie”, Ph.D. dissertation, Ecole doctorale MEGA de Lyon, France.

Janin, J.P., Dias, D., Kastner, R., Emeriault, F., Le Bissonnais, H. and Guillou, A. (2013). “South toulon tube: Numerical back- analysis of in situ measurements”, *Plaxis Bull.*, 33, 10-13.

Karakus, M. (2007). “Appraising the methods accounting for 3D tunnelling effects in 2D plane strain FE analysis”, *Tunn. Undergr. Sp. Technol.*, 22(1), 47-56.

Karakus, M. Fowell, R.J. (2003). “Effects of different tunnel face advance excavation on the settlement by FEM”, *Tunnelling and Underground Space Technology Volume 18, Issue 5* , Pages 513-523.

Kerry Rowe, R. and Lee, K.M. (1992). “Subsidence owing to tunneling”. II. Evaluation of a prediction technique, *Can. Geotech. J.* 29, 941-954.

Kim, S.H., Burd, H.J. and Milligan, G.W.E. (1998). “Model testing of closely spaced tunnels in clay”, *Géotechnique*, 48(3), 375-388.

Leca, E. et Clough, G. W. (1992). “Preliminary design for NATM tunnel support in soil”, *ASCE, J. of Geotechnical Engineering*, vol. 118, n° 4, pp. 558 – 575.

Liu, H.Y., Small, J.C. and Carter, J.P. (2008). “ Full 3D modelling for effects of tunneling on existing support systems in the Sydney region”, *Tunn. Undergr. Sp. Technol.*, 23(4), 399-420.

Loganathan, N. and Poulos, H.G. Fellow, ASCE, (1998). “Analytical Prediction for Tunneling-Induced Ground Movements in Clays”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.

Lunardi, P., (2008). “Design and construction of tunnels analysis of controlled deformation in rocks and soils” (ADECO-RS). Berlin ; Springer.

Martin, A. Desmorat, R. Saitta, A.(2006) “Courbe de convergence d'un tunnel pour un modèle phénoménologique d'endommagement”, *revue française de géotechnique N° 116 3° trimestre*.

Martin, F. (2012). “Mécanique des Roches et Travaux Souterrains, huitième édition ,2012 Odile.

Mazek, S.A. (2011). “3-D Nonlinear numerical analysis to study the performance of twin tunnel system”, *Proceedings of the Pan-Am CGS Geotechnical Conference, Toronto, Canada, October*.

Messast, S. Hazem, M. Bousbia, N. and Mokhbi, H. (2014). “Numerical modeling of the face reinforcement of Djebel El-Kantour tunnel face (highway east-west)”, *Journal of Applied Engineering Science and Technology, JAEST*.

Mirhabibi, A. and Soroush, A. (2012). “Effects of surface buildings on twin tunnelling-induced ground

settlements”, *Tunn. Undergr. Sp. Technol.*, 29, 40-51.

Mousivand, M., Maleki, M., Nekooei, M. and Mansoori, M.R. (2017). “Application of convergence-confinement method in analysis of shallow non-circular tunnels”, *Geotech. Geol. Eng.*, 35(3), 1185-1198.

Ng, C.W.W., Lee, K.M. and Tang, D.K.W. (2004). “Three dimensional numerical investigations of new Austrian tunnelling method (NATM) twin tunnel interactions”, *Can. Geotech. J.*, 41(3), 523-539.

Oreste, P.P. (2003). “Analysis of structural interaction in tunnels using the convergence-confinement approach”, *Tunn. Undergr. Sp. Technol.*, 18(4), 347-363.

Oreste, P.P. (2009). “The convergence-confinement method: Roles and limits in modern geomechanical tunnel design”, *Am. J. Appl. Sci.*, 6(4), 757-771.

Panet, M. Guellec, P. (1974). “Contribution au problème de l'étude du soutènement d'un tunnel derrière le front de taille”, *Proceedings of the 3rd International Congress of Rock Mechanics, 1974, Denver.*

Panet, M. and Guenot, A. (1982). “Analysis of convergence behind the face of a tunnel”, *Proceedings of the International Symposium, Tunnelling-82, Brighton, U.K., June.*

Peck, R.B. (1969). “Deep excavations and tunneling in soft ground”. *Proceeding of 7th international conference on soil mechanics and foundation engineering. Mexico City: State of the Art Report.*

Serratrice, J.F. Magnan, J.P. (2002). “Analyse des tassements de surface pendant le creusement du tunnel Nord de la traversée souterraine de Toulon” *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 237 (2002)

Shahin, H.M., Nakai, T., Ishii, K., Iwata, T. and Kuroi, S. (2016). “Investigation of influence of tunneling on existing building and tunnel: Model tests and numerical simulations”, *Acta Geotech.*, 11(3), 679-692.

Swoboda, G. (1979). “Finite element analysis of the New Austrian Tunneling Method (NATM)”, *Proc. 3rd Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen*, 581-586.

Tafraouti, N., Benamar, R. and Lamdouar, N. (2016). “Study of the interaction between two parallel tunnels in the case where the second tunnel is excavated after the construction of the first tunnel”, *Int. J. Appl. Eng. Res.*, 11(21), 10624-10633

Tran Manh, H. (2014). “Comportement des tunnels en terrain poussant” *Thèse de doctorat École des Ponts Paris Tech (ENPC).*

Vanierre, F. (1992). “Comportement et modélisation des ouvrages du site de Khutange ; Tunnel du bois des chênes et parois clouées de la tranchée d'accès”, *Thèse de doctorat ; Institut national Polytechnique de Lorraine, Ecole nationale de Supérieure de Géologie de Nancy.*

Wang, H.N., Zheng, G.S., Utili, S., Jiang, M.J. and Wu, L. (2017). “Analytical solutions of stresses and displacements for deeply buried twin tunnels in viscoelastic rock”, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 93, 13-29.

Zhang, C.P., Qin, S.P. and Yi, C. (2014). “Influential partition of adjacent tunnels construction for Beijing urban underground roads”, *E. J. G. E.*, 19(3), 10327-10337.

Zhang, W.G. and Goh, A.T.C. (2015). “Regression models for estimating ultimate and serviceability limit states of underground rock caverns”, *Eng. Geol.*, 188, 68-76.

Zhang, W.G. and Goh, A.T.C. (2016). “Predictive models of ultimate and serviceability performances for underground twin caverns”, *Geomech. Eng.*, 10(2), 175-188.

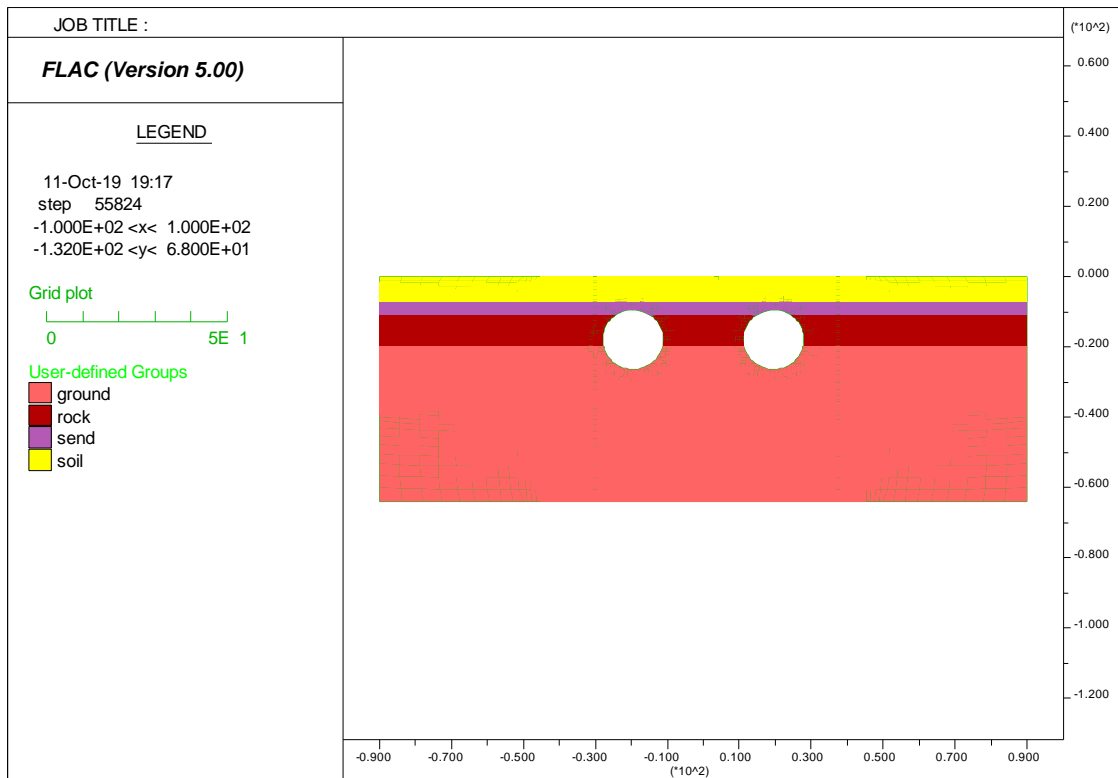


Figure 1-annexes: Stratification du terrain étudié

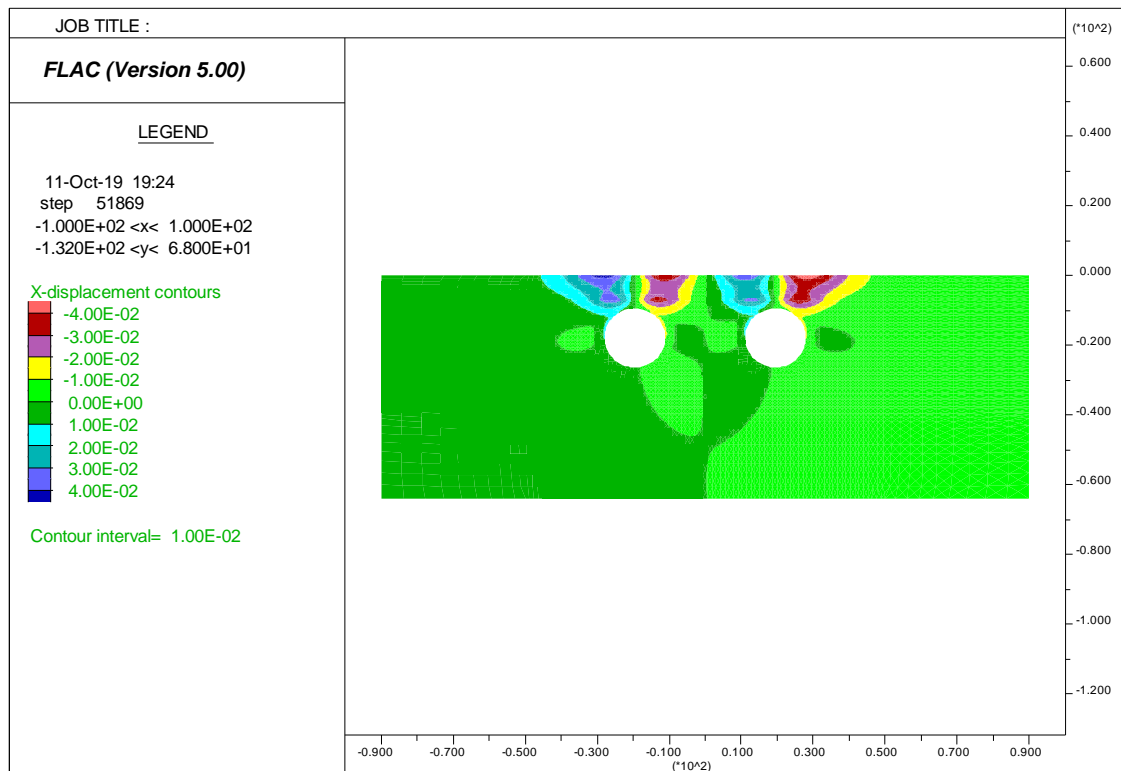


Figure 2-annexes : X-déplacement contour pour $P_s = 0\%$

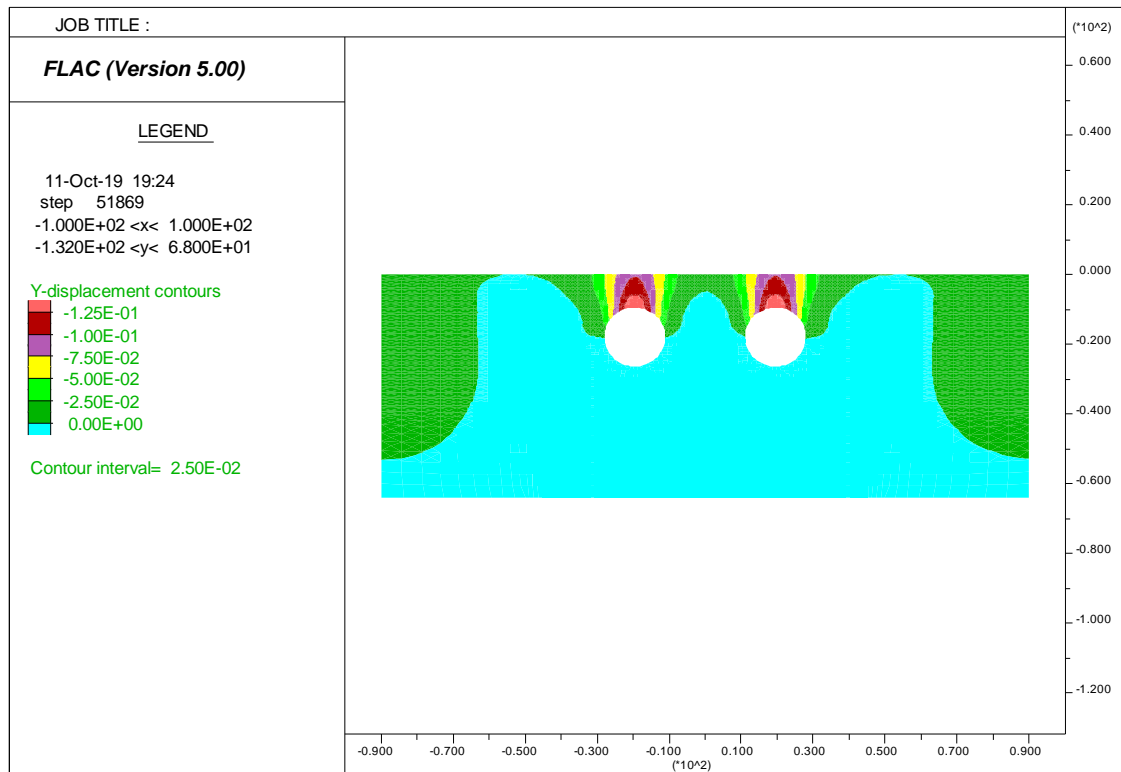


Figure 3–annexes : y-déplacement contour pour Ps=0%

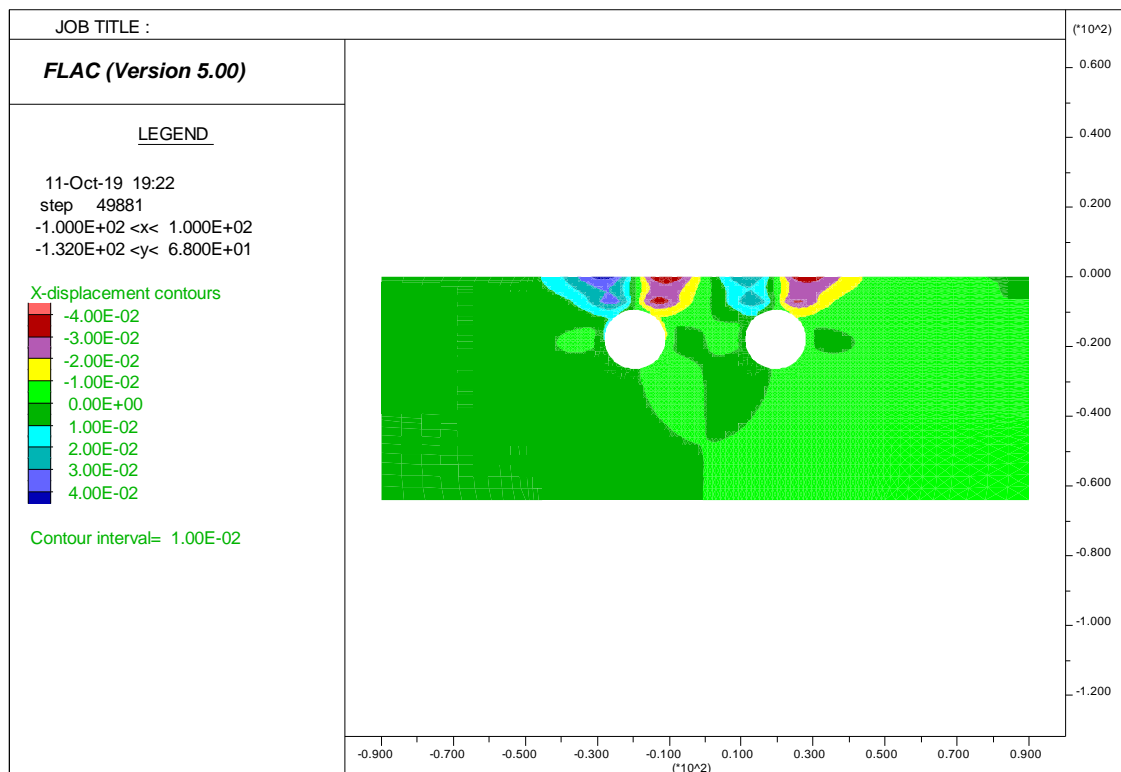


Figure 4–annexes: X-déplacement contour pour Ps= -8.33%

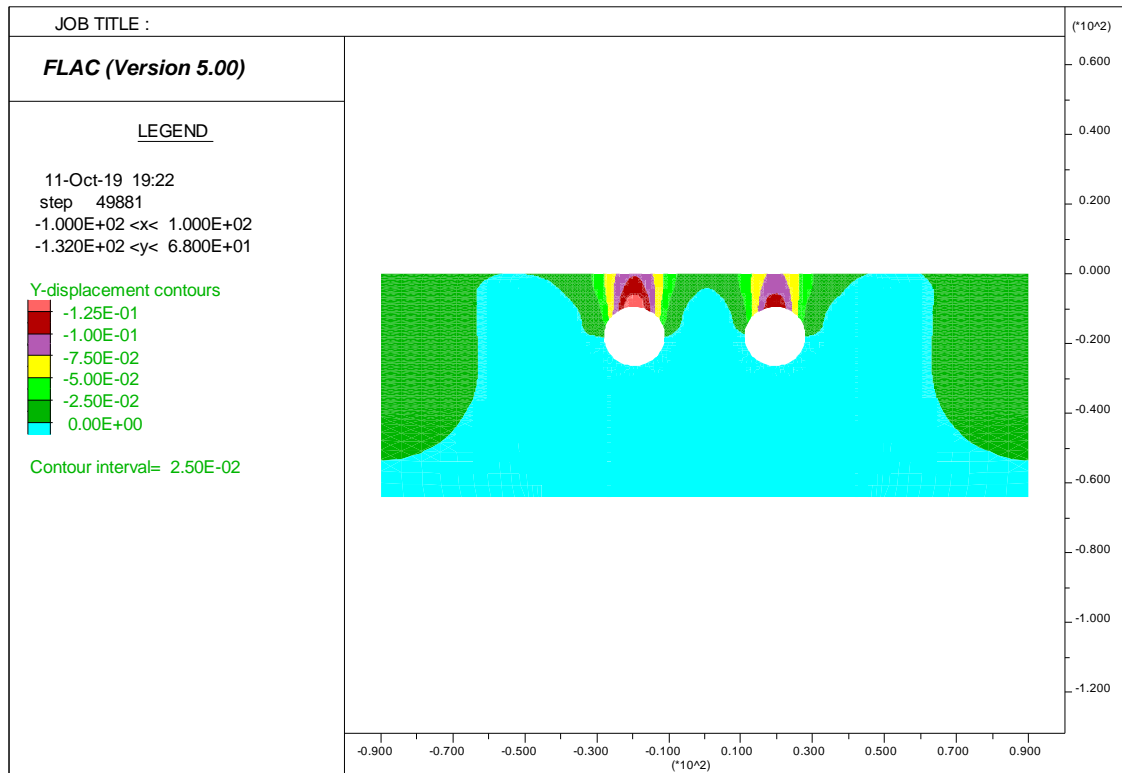


Figure 5–annexes : y-déplacement contour pour $P_s = -8.33\%$

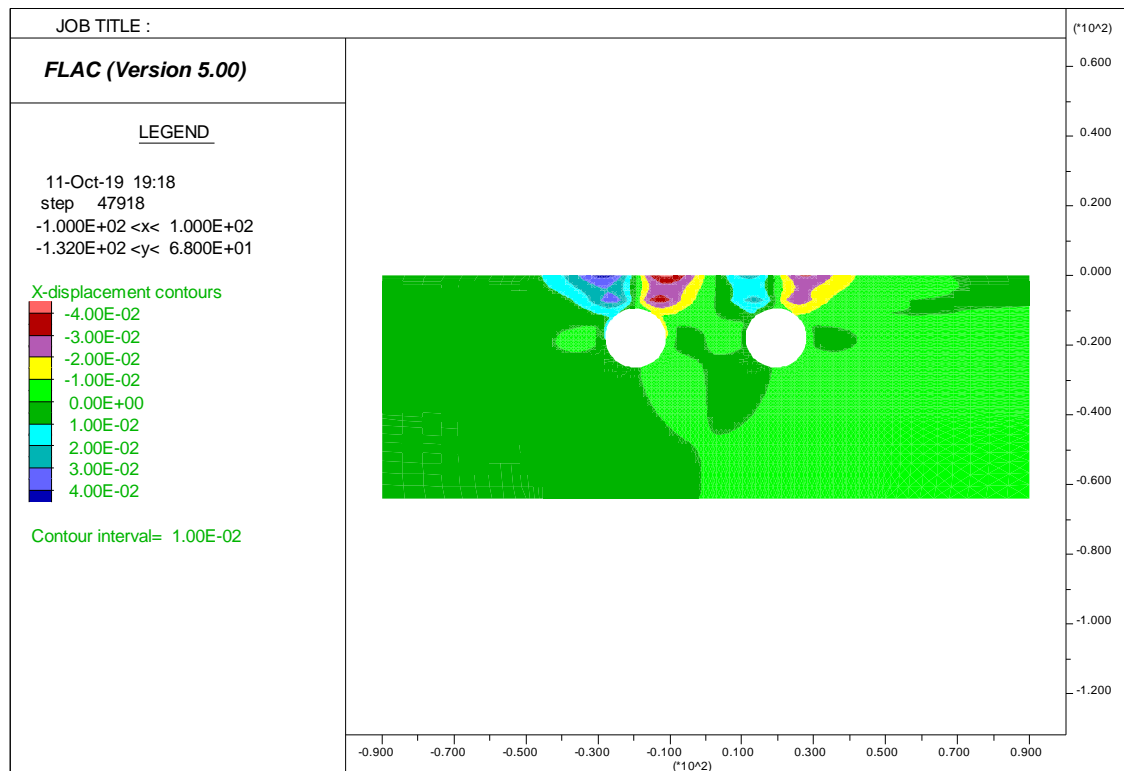


Figure 6 –annexes: X-déplacement contour pour $P_s = -16.66\%$

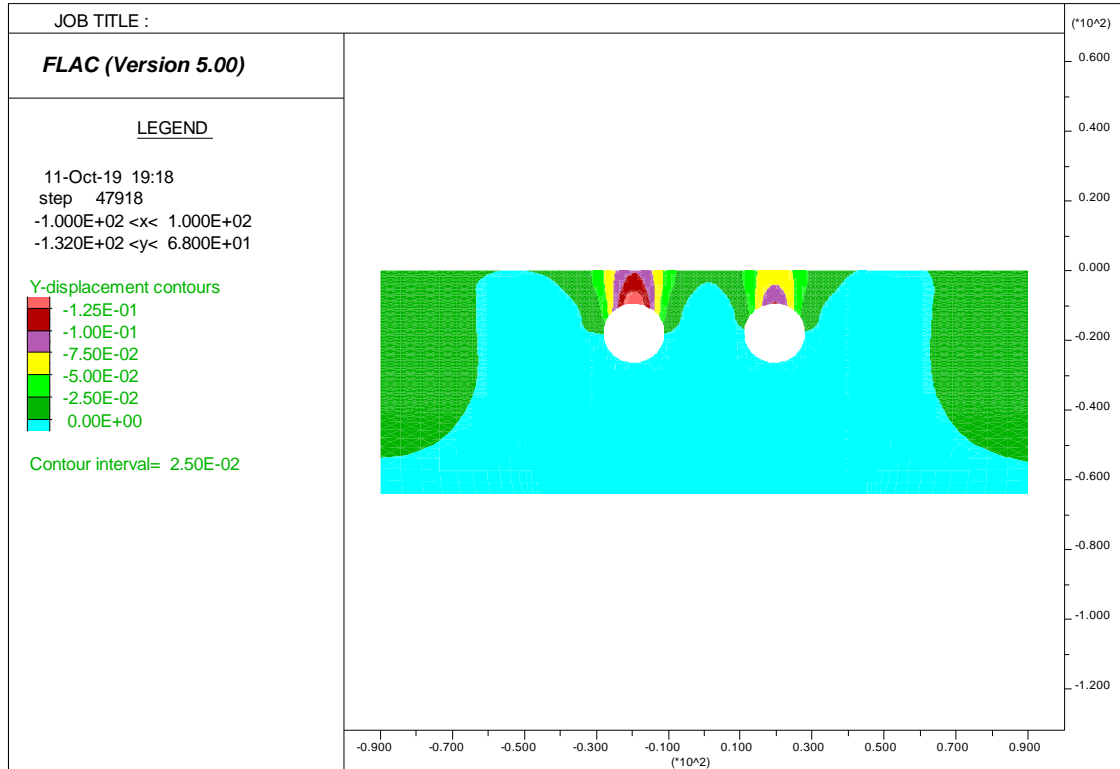


Figure 7 –annexes : y-déplacement contour pour Ps = -16.66%

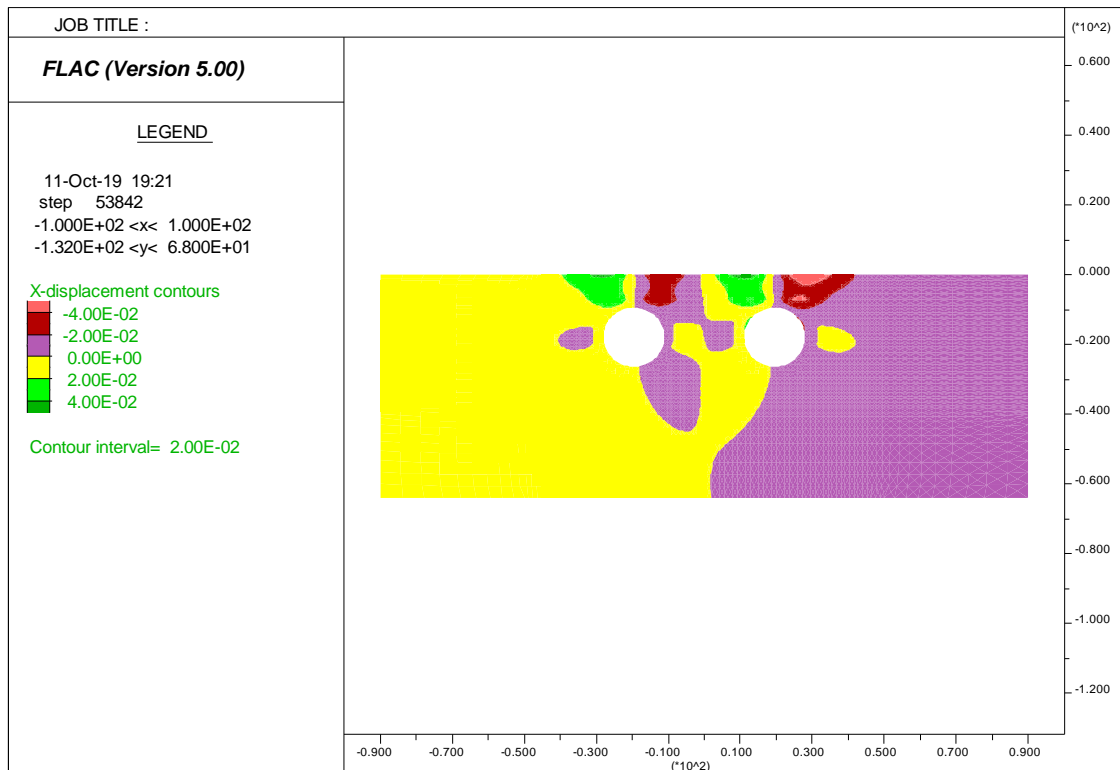


Figure 8 –annexes : X-déplacement contour pour Ps = +8.33%

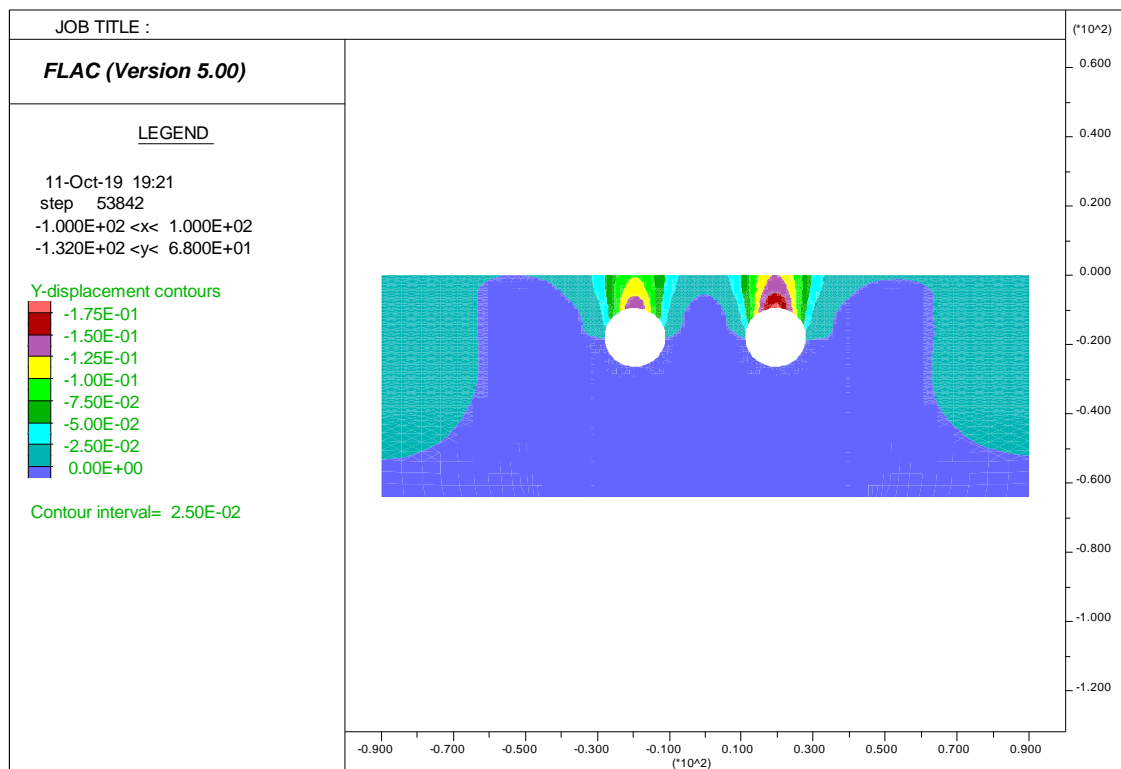


Figure 9 –annexes: y-déplacement contour pour Ps =+8.33%

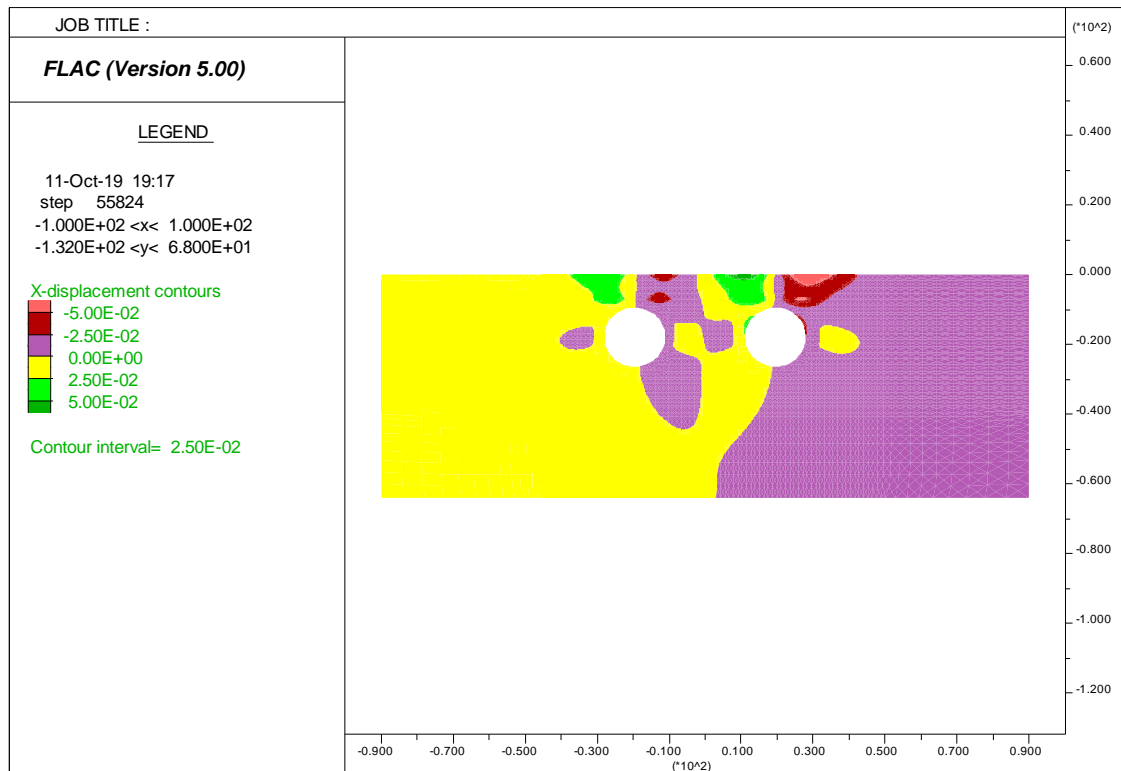


Figure 10 –annexes : X-déplacement contour pour Ps =+16.66%

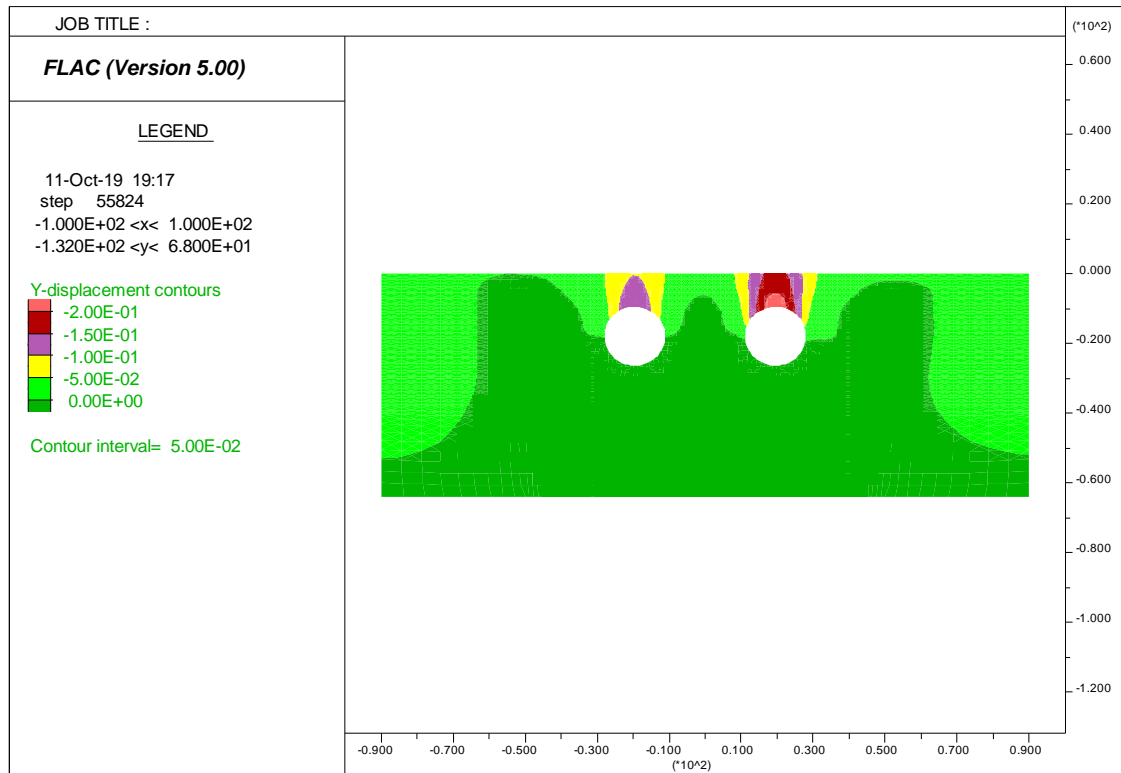


Figure 11 –annexes : y-déplacement contour pour Ps =+16.66%

ANNEXES