



HAL
open science

Modélisation numérique du processus de creusement pressurisé des tunnels

Soukaïna El Jirari

► **To cite this version:**

Soukaïna El Jirari. Modélisation numérique du processus de creusement pressurisé des tunnels. Géotechnique. Université de Lyon, 2021. Français. NNT : 2021LYSET002 . tel-03287254

HAL Id: tel-03287254

<https://theses.hal.science/tel-03287254>

Submitted on 15 Jul 2021

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



N°d'ordre NNT : 2021LYSET002

THÈSE de DOCTORAT DE L'UNIVERSITÉ DE LYON
opérée au sein de
L'École Nationale des Travaux Publics de l'Etat

École Doctorale N° 162
(Mécanique, Energétique, Génie Civil, Acoustique)

Spécialité / discipline de doctorat : Génie Civil,

Soutenue publiquement le 15 mars 2021, par

Soukaïna EL JIRARI

**Modélisation numérique du processus de
creusement pressurisé des tunnels**

Devant le jury composé de :

PANTET Anne	Professeur, Université du Havre	(Présidente)
BOURGEOIS Emmanuel	IGPEF, HDR, Université Gustave Eiffel	(Rapporteur)
EMERIAULT Fabrice	Professeur, Grenoble INP	(Rapporteur)
WONG Henry	Directeur de recherche CNRS	(Directeur de thèse)
BRANQUE Denis	Chargé de recherche MTE	(Tuteur)
BERTHOZ Nicolas	Docteur ITPE, CETU	(Tuteur)

A mes amis qui m'ont toujours accompagné, aidé et encouragé tout au long de cette thèse. Que les moments de plaisir partagés avec vous se prolongent dans le futur.

A ma famille qui m'a soutenue du début à la fin de cette expérience, en particulier ma maman, mes frères et mon papa décédé qui a été ma source de force et d'inspiration. Vivre loin de vous ne m'a pas facilité les choses mais vos ondes positives m'ont toujours poussé à arriver au bout de mes objectifs.

Remerciements

Je tiens à remercier vivement mon premier encadrant Denis Branque pour tout ce qu'il a pu m'apporter durant cette thèse, pour son soutien scientifique et moral, sa gentillesse, ses compétences indéniables ainsi que sa disponibilité.

Ce travail de thèse a été réalisé en collaboration avec le centre d'études des tunnels (CEtu). J'adresse mes remerciements à Nicolas Berthoz qui a co-encadré ma thèse en prenant son rôle à cœur, c'est à ses côtés que j'ai compris ce que rigueur et précision voulaient dire.

Je tiens à remercier également Henry Wong d'avoir codirigé cette thèse et de m'avoir accompagné pour la rédaction et la publication de mon article.

Mes remerciements s'adressent aussi à Monsieur David Remaud, ingénieur technico-commercial de la société ITECH de m'avoir apporté des solutions concernant l'utilisation du code aux éléments finies CESAR-LCPC tout au long de ma thèse.

Je tiens enfin à remercier Emmanuel Bourgeois et Fabrice Emeriault d'avoir accepté de rapporter ce mémoire, ainsi que Anne Pantet qui a bien voulu examiner mon travail de thèse lors de sa participation au jury.

Résumé

De nos jours, le recours aux tunneliers à front pressurisé est de plus en plus fréquent, en particulier en sites urbains, où les conditions de creusement de tunnels sont souvent difficiles tant du point de vue géotechnique qu'environnemental. La préservation du bâti et des structures avoisinantes exige donc une garantie de la stabilité de l'ouvrage, une limitation des tassements en surface et un contrôle des impacts sur les structures avoisinantes au cours du creusement.

Ce travail de thèse vise à analyser l'impact du creusement aux tunneliers à front pressurisé sur le terrain en développant un outil de modélisation numérique aux éléments finis, simplifié et en mesure de reproduire au mieux les pertes de volume autour de l'excavation et en surface du terrain.

Dans un premier temps, un procédé tridimensionnel du processus de creusement des tunnels en terrain vierge est développé. Ce procédé de modélisation numérique doit pouvoir reproduire correctement les différentes étapes du processus de creusement afin de produire une estimation la plus réaliste possible de l'ensemble des mouvements générés dans le sol par le creusement.

Dans un second temps, une étude paramétrique sur les paramètres mécaniques du sol ainsi que sur les paramètres de pilotage du tunnelier est effectuée afin de mieux appréhender l'impact de chaque paramètre sur la réponse du modèle numérique réalisé.

Ensuite, un outil bidimensionnel simplifié « équivalent » à destination des bureaux d'études est proposé sur la base des résultats de l'approche numérique tridimensionnelle et de l'étude paramétrique. Il doit pouvoir évaluer les mouvements du terrain autour d'une section courante du tunnel en fonction de la distance au front de taille, en veillant à ce que le passage de l'approche 3D à l'approche 2D repose sur une démarche justifiée scientifiquement. Enfin, la validation de ces deux outils sur plusieurs sections de chantiers réels est effectuée en prenant en compte les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques rencontrées ainsi que le mode de pressurisation du tunnelier (terre, boue) et les conditions de pilotage de la machine.

Abstract

Due to traffic congestion and environmental factors, urban development nowadays involves the construction of new tunnels for transportation purposes or underground networks. Especially in urban areas where the control of soil deformation during excavation is the predominant problem, the use of pressurized tunnel boring machines (TBM) is becoming increasingly frequent. This excavation process is the most adapted to guarantee a stringent control of surface settlements and displacements near the tunnel, and consequently for preserving the dense and vulnerable housing area at ground surface, as well as existing underground construction nearby. However, pressurized TBM tunneling remains a complex process. In particular, the interaction between the machine and the surrounding soil involves various mechanisms that need to be well understood in order to be well controlled.

This PhD work falls within this context. It aims to describe and to analyze the behavior of the interaction between the TBM and the surrounding soil by means of a numerical approach based on finite elements method. In a first part, a 3D numerical model is developed in order to reproduce as well as possible the different stages of the tunneling process and the various volume losses occurring into the ground around the machine. Based on a parametric study, the influence of the machine control parameters and the mechanical characteristics of the terrain on the kinematics of the ground around the tunnel is studied and quantified.

In a second part, a simplified 2D numerical model is developed to be used in the framework of pre-project studies by design offices. This 2D model aims to predict the amplitude of ground movements around the current section of the tunnel according to the distance to the tunnel face. The hypothesis of this "equivalent" 2D model are deduced from the results of the 3D numerical analysis and the well-known "convergence/confinement" method is used to take into account the 3D nature of the problem.

In a last part, the capacities and limitations of these two numerical models are analyzed and discussed by comparing the numerical results with data from three monitored sections of two construction sites. For this comparison, the geological, hydrogeological and geotechnical conditions crossed as well as the pressurization mode of the TBM (EPB, slurry TBM) and the controlling conditions of the machine are taken into account.

Table des matières

Introduction générale	11
1. Modélisation analytique du comportement d'un tunnel en milieu élasto-plastique soumis à un déchargement puis rechargement.....	13
1.1 Description du problème à résoudre.....	15
1.2 Equations générales	17
1.3 Première étape de chargement (excavation du tunnel).....	17
1.3.1 Phase 1: Un massif partout élastique	17
1.3.2 Phase 2 : Une zone plastique Z1 et une zone élastique EL.....	19
1.4 Seconde étape de chargement (application d'une pression interne croissante en paroi).....	21
1.4.1 Phase 3 : Une zone incrémentalement élastique Z2 et une zone élastique EL	21
1.4.2 Phase 4 : Apparition d'une nouvelle zone plastique Z3:.....	22
1.4.3 Phase 5 : La frontière extérieure de la zone plastique Z3 dépasse le rayon X2.....	25
1.5 Exemples d'application du modèle analytique	26
1.6 Comparaison des résultats analytiques avec ceux d'un modèle numérique aux éléments finis	29
1.7 Expressions détaillées des contraintes, des déformations et des déplacements pour les phases 3 à 5.....	33
1.8 Conclusion.....	35
2. Synthèse des travaux existants dans le domaine de la modélisation numérique du creusement pressurisé des tunnels.....	37
2.1 Introduction	39
2.2 Creusement au tunnelier à front pressurisé	39
2.2.1 Différents types de tunneliers	39
2.2.2 Principe du processus de creusement pressurisé.....	42
2.2.3 Pertes de volume autour d'un tunnelier à front pressurisé	43
2.3 Estimation des déplacements du sol autour d'un tunnelier : des approches semi-empiriques aux modélisations numériques.....	45
2.3.1 Approches semi-empiriques	45
2.3.2 Modélisations numériques	49
2.4 Approches numériques bidimensionnelles	55
2.4.1 Méthodes dites « à rigidité variable ».....	56
2.4.2 Méthode dite du «gap»	56
2.4.3 Méthode convergence – confinement	57
2.4.4 Méthodes à pression imposée	59
2.5 Approches numériques tridimensionnelles.....	61
2.5.1 Modélisation de l'avancement du tunnelier (approche lagrangienne)	61
2.5.2 Modélisation de la pression frontale de soutènement	66
2.5.3 Modélisation des pertes de volume autour du bouclier	70
2.5.4 Modélisation de l'injection du mortier de bourrage dans le vide annulaire.....	75
2.6 Modélisation du comportement du sol.....	80
2.6.1 Modèles rhéologiques considérés	80

2.6.2	Influence du K_0	84
2.6.3	Conditions drainées ou non drainées	85
2.7	<i>Conclusion</i>	86
3.	Modélisation numérique 3D du processus de creusement pressurisé des tunnels	89
3.1	<i>Position du problème et modèle numérique 3D associé</i>	91
3.1.1	Géométrie et modèle géotechnique	91
3.1.2	Modélisation du processus de creusement	92
3.1.3	Phasage des calculs	94
3.1.4	Valeurs de référence des paramètres	95
3.2	<i>Etude de l'influence du maillage</i>	96
3.2.1	Présentation des différents maillages	96
3.2.2	Comparaison des résultats des différents modèles	97
3.3	<i>Présentation des résultats du modèle « de référence », intérêt du modèle de comportement HSM (par rapport à Mohr-Coulomb), et « validation qualitative » par rapport aux données de la littérature</i>	100
3.3.1	Cuvette transversale de tassements en surface	100
3.3.2	Cuvette longitudinale de tassements en surface	101
3.3.3	Déplacements horizontaux en surface	102
3.3.4	Déplacements horizontaux au front de taille	102
3.3.5	Déplacements horizontaux le long d'une ligne verticale à 1D de l'axe du tunnel	104
3.3.6	Déplacements verticaux au-dessus de l'axe du tunnel	105
3.3.7	Conclusion partielle	106
3.4	<i>Etude de l'influence de la pression frontale P_f^*</i>	106
3.4.1	Influence sur les déplacements verticaux (u_z) et horizontaux (u_y) en section courante	106
3.4.2	Influence sur les déplacements horizontaux dans la direction longitudinale (u_x)	108
3.4.3	Influence sur la distribution des contraintes dans le terrain	108
3.5	<i>Etude de l'influence de la pression autour de la jupe P_j^*</i>	110
3.5.1	Influence sur les déplacements verticaux (u_z) et horizontaux (u_y) en section courante	110
3.5.2	Influence sur la distribution des contraintes dans le terrain	113
3.5.3	Cas d'une pression radiale uniforme ($\Delta j_{\text{jupe}} = 0$)	114
3.6	<i>Etude de l'influence de la pression de bourrage P_b^*</i>	114
3.7	<i>Etude de l'influence des « paramètres pseudo-élastiques » du terrain</i>	115
3.7.1	Influence du module de premier chargement E50ref	116
3.7.2	Influence du module de déchargement/rechargement Eurref	117
3.7.3	Influence du coefficient de Poisson ν	119
3.8	<i>Etude de l'influence des « paramètres plastiques » du terrain</i>	120
3.8.1	Influence de la cohésion effective c'	120
3.8.2	Influence de l'angle de frottement ϕ	121
3.8.3	Influence de l'angle de dilatance ψ	122
3.9	<i>Etude de l'influence de l'état initial de contraintes dans le terrain</i>	123
3.10	<i>Conclusion</i>	124
4.	Modélisation numérique 2D du creusement pressurisé des tunnels	129
4.1	<i>Présentation du modèle 2D</i>	131
4.2	<i>Application du modèle 2D au cas de référence</i>	132
4.3	<i>Etude de sensibilité du modèle 2D</i>	134
4.4	<i>Taux de déconfinement à la sortie de la jupe du tunnelier</i>	135

4.4.1	Rappel de la méthode convergence-confinement.....	135
4.4.2	Démarche d'analyse suivie.....	136
4.4.3	Synthèse des taux de déconfinement à la sortie du bouclier ($x = -1.D$).....	137
5.	Application des modèles numériques réalisés à des sections de chantiers réels.....	143
5.1	<i>Objectif</i>	145
5.2	<i>Adaptation par rapport aux chapitres 3 et 4 au cas d'un creusement sous nappe</i>	145
5.3	<i>Viroflay T6 - SMR6</i>	147
5.3.1	Présentation du projet.....	147
5.3.2	Géométrie et modèle géotechnique.....	148
5.3.3	Paramètres de pilotage du tunnelier.....	150
5.3.4	Instrumentation de la section étudiée.....	152
5.3.5	Résultats numériques et confrontation aux résultats expérimentaux.....	152
5.4	<i>Lyon MB – PM 1088</i>	154
5.4.1	Présentation du projet.....	154
5.4.2	Géométrie et modèle géotechnique.....	155
5.4.3	Paramètres de pilotage du tunnelier.....	157
5.4.4	Instrumentation de la section étudiée.....	159
5.4.5	Résultats numériques et confrontation aux résultats expérimentaux.....	159
5.5	<i>Lyon MB – PM667</i>	161
5.5.1	Géométrie et modèle géotechnique.....	161
5.5.2	Paramètres de pilotage du tunnelier.....	162
5.5.3	Instrumentation de la section étudiée.....	163
5.5.4	Résultats numériques et confrontation aux résultats expérimentaux.....	163
5.6	<i>Conclusion</i>	165
	Conclusion générale	167
	Références bibliographiques	171
	Annexe 1 – Etude du modèle HSM (Schanz et Vermeer, 1999)	179
	Annexe 2 – Etude 2D de l'influence des paramètres du modèle HSM sur la cinématique du sol autour du tunnel	189

Introduction générale

La forte densité du bâti dans les grandes métropoles mais aussi dans les villes de taille moyenne (Lyon, Rennes, Lille...) entraîne une utilisation de plus en plus fréquente du sous-sol pour y développer des réseaux enterrés de transports en commun, d'énergie ou encore d'assainissement. Cependant, les conditions de creusement de tunnels en sites urbains sont souvent difficiles tant du point de vue géotechnique (terrains meubles et aquifères) qu'environnemental (bâti existant dense et de sensibilité variable). D'où le recours aux tunneliers à front pressurisé pour garantir la stabilité de l'ouvrage, minimiser les tassements en surface et réduire l'impact sur les structures avoisinantes.

Ces techniques de creusement répondent globalement à la problématique de limitation des impacts sur les avoisinants. Toutefois, la prévision des déplacements induits par le creusement pressurisé des tunnels reste à ce jour un problème géotechnique délicat en raison : (i) des nombreuses sources de pertes de volume autour de la machine (défaut de pression frontale, surcoupe et conicité du bouclier, défaut de bourrage du vide annulaire...), (ii) du caractère tridimensionnel du problème, (iii) des difficultés inhérentes au comportement mécanique des sols et des roches (élasticité non linéaire, plasticité, pressions interstitielles, effet du temps,...). En conséquence, une optimisation des projets reste possible à travers une meilleure évaluation des contraintes techniques et de la provision financière associée aux dommages qui pourraient être générés par le creusement.

Cette problématique a fait l'objet de nombreuses publications depuis une quarantaine d'années, pouvant être regroupées en trois catégories complémentaires : les approches empiriques basées sur l'analyse de données de chantiers, les modélisations physiques et les modélisations numériques.

Les « approches empiriques » (Peck (1969) et Mair & Taylor (1997) par exemple), fournissent des données précieuses dans la mesure où elles intègrent toute la complexité des phénomènes en jeu. Elles constituent donc un support privilégié pour la validation d'autres approches. Notons cependant que celles-ci sont généralement partielles (peu de points et fréquence faible de mesure) en raison de leur coût et des contraintes d'exécution des chantiers. De plus, la diversité des contextes géotechniques et des conditions de creusement possibles est telle que la généralisation des résultats obtenus sur un chantier n'est pas triviale. Par ailleurs, ces données sont parfois difficiles à interpréter en raison du manque de caractérisation mécanique des terrains ou de conditions de réalisation mal connues ou mal consignées (arrêt de la machine, défaut de mesures, ...). Ces données mériteraient également d'être actualisées pour prendre en compte les progrès techniques récents en matière de creusement mécanisé.

Les « modélisations physiques » (par exemple : Nomoto *et al* (1999), Xu *et al* (2011), Berthoz *et al* (2018)), à travers la simplification du contexte géotechnique et des conditions de creusement, complètent à ce titre de manière très intéressante les mesures sur chantier. Ces modèles physiques ont permis de grandes avancées concernant la compréhension des mécanismes en jeu. Ils ont également produit de nombreuses données pouvant contribuer au calage de modèles numériques.

Les modèles numériques (basés sur les méthodes des éléments finis ou des différences finies) contribuent également à la compréhension des mécanismes en jeu, mais constituent surtout l'outil privilégié pour prédire les déplacements induits sur un projet particulier. Historiquement, les premiers modèles ont été réalisés en déformations planes (2D) ; l'analyse portant sur les déplacements générés dans le terrain autour d'une section courante de tunnel. L'augmentation des puissances de calcul a permis ensuite le développement de modèles tridimensionnels (3D) dans lesquels le creusement est généralement modélisé « étape par étape ».

Ce travail de thèse s'inscrit dans la catégorie des modèles numériques du creusement pressurisé des tunnels. Ses objectifs peuvent être résumés ainsi :

- (1) Développer un procédé de modélisation numérique tridimensionnelle du processus de creusement des tunnels. Ce procédé de modélisation numérique qui utilise la méthode des éléments finis doit pouvoir reproduire au mieux les différentes étapes du processus de creusement afin de produire une estimation la plus réaliste possible de l'ensemble des pertes de volume générées dans le sol par le creusement.
- (2) Développer un outil bidimensionnel simplifié « équivalent » à destination des bureaux d'études. Cet outil basé sur les résultats de l'approche numérique tridimensionnelle et leur analyse doit être en mesure de produire une estimation réaliste des mouvements de sol autour d'une section courante de tunnel, à une distance donnée du front de taille. Compte-tenu de sa facilité de mise en œuvre, ce type d'outil pourra être utilisé lors des phases d'études d'avant-projet par les bureaux d'ingénierie.
- (3) Appliquer ces deux outils sur différentes sections instrumentées de chantiers, afin d'en éprouver les capacités et limites.

Ce mémoire est structuré sous la forme de cinq chapitres, dont le premier est indépendant des quatre suivants. Ce premier chapitre est en effet consacré à l'étude analytique et numérique du comportement d'une galerie creusée dans un terrain élasto-plastique et soumise à un déchargement (lors de l'excavation), puis à un rechargement. Cette étude trouve des applications dans le cadre du projet CIGEO de stockage des déchets radioactifs. Bien que déconnecté des chapitres suivants de cette thèse, celui-ci est toutefois présenté car mon investissement sur cette problématique m'a permis d'approfondir ma connaissance de l'élasto-plasticité, sujet au cœur des développements menés dans mes modèles numériques du creusement pressurisé des tunnels.

Le deuxième chapitre de cette thèse constitue un état de l'art sur la modélisation numérique du creusement pressurisé des tunnels. Il présente dans un premier temps la nature et les principes des modèles utilisés pour simuler le processus de creusement pressurisé, puis explique l'importance de la modélisation du comportement du sol et met l'accent sur la modélisation des pertes de volume à la fois au front, autour de la jupe et à l'arrière du bouclier.

Le troisième chapitre est consacré à la modélisation tridimensionnelle du creusement pressurisé des tunnels. Les hypothèses relatives à la géométrie et au phasage du modèle sont décrites. L'étude est menée en sol homogène, et comporte également une étude de maillage. Les principaux résultats du modèle numérique (cuvette transversale de tassements, déplacements horizontaux en surface, etc.) sont confrontés à la littérature afin d'en éprouver la cohérence. De larges études paramétriques sont ensuite consacrées à l'ensemble des paramètres caractéristiques des conditions de pilotage du tunnelier (pression frontale, pression d'injection du mortier de bourrage, etc.) et au comportement du terrain (module sécant, résistance au cisaillement, etc.).

Le quatrième chapitre conduit une étude similaire au chapitre précédent, mais cette fois avec une approche bidimensionnelle en section courante, plus rapide à mettre en œuvre dans le cadre des projets. Des études paramétriques sont en particulier à nouveau réalisées et les résultats obtenus comparés au cas 3D. Des « taux de déconfinement équivalents » à la sortie du bouclier en sont également déduits.

Enfin, le cinquième et dernier chapitre de ce mémoire est consacré à l'application de ces modèles sur quelques sections de chantiers réels (Ligne de tramway parisien T6 et ligne de métro B Lyonnais). L'objectif visé au travers de ce chapitre est d'évaluer la capacité des deux modèles bidimensionnel et tridimensionnel à rendre compte correctement des principaux phénomènes d'interaction tunnelier/sol excavé et par conséquent à reproduire les tassements en surface ainsi que les déplacements autour de la machine.

1. Modélisation analytique du comportement d'un tunnel en milieu élasto-plastique soumis à un déchargement puis rechargement

Le premier chapitre de ce mémoire est consacré à la modélisation analytique et numérique du comportement d'un tunnel en milieu élasto-plastique parfait, soumis à un déchargement en parois lors de l'excavation, puis à un rechargement avec une pression interne dépassant la contrainte géostatique initiale. Ce cas de charge peut être rencontré par exemple dans le cas de galeries de stockage de déchets radioactifs, où la pression interne est induite par le gonflement des barrières en bentonite ou le gonflement de certains déchets soumis à une arrivée d'eau. Ce cas de charge peut être préjudiciable à la pérennité de l'ouvrage car si la pression dépasse un certain seuil de résistance, elle pourrait provoquer l'endommagement du massif, donc l'apparition de chemins d'écoulement hydraulique, lesquels favoriseraient la dissémination des radioéléments. Il est donc important d'avoir une idée sur l'évolution de l'état hydromécanique du massif lors de cette montée en pression et sur les seuils critiques à éviter.

Le comportement élasto-plastique des cavités souterraines est un sujet qui a fait l'objet de nombreuses études. Notamment, Chadwick (1959), Salençon (1969), Carter et al. (1986) ainsi que Yu & Houlsby (1991) ont développé différentes solutions afin d'analyser le comportement du sol soumis à un chargement, tandis que d'autres auteurs tels que Houlsby et al. (1986) et Yu (1992) ont traité le phénomène de déchargement du sol dans le cas d'essais pressiométriques ou de creusements de tunnels. De nombreuses solutions applicables à une variété de problèmes géotechnique ont été décrites par Yu (2000), cependant ces solutions concernent uniquement le cas d'un chargement plastique. Les travaux de Zhao et Wang (2010) constituent une exception notable puisqu'ils analysent le cas d'un déchargement après une première étape de chargement élastoplastique. En revanche, cette seconde phase est limitée au comportement élastique du sol.

Dans ce chapitre, le cycle de déchargement/rechargement d'un tunnel creusé à forte profondeur est idéalisé en considérant un processus en 2 étapes avec une apparition de déformations plastiques dans les deux étapes.

Un modèle analytique simplifié s'appuyant sur les deux hypothèses principales suivantes est développé : (i) déformations planes et axisymétrie rendant le problème unidimensionnel, (ii) massif de comportement élasto-plastique parfait, obéissant au critère de Tresca.

Ces développements ont fait l'objet d'une publication dans la revue Computers and Geotechnics : El Jirari et al. (2020).

1.1 Description du problème à résoudre

On s'intéresse au comportement d'une galerie profonde pendant un cycle de vie simplifié comportant 2 phases :

- - Phase 1: L'excavation de la galerie au sein d'un massif au repos à partir de son état initial;
- - Phase 2: L'application d'une pression intérieure monotone croissante à partir d'une pression nulle. En pratique, cette pression peut venir du gonflement du matériau (argile gonflante, déchets, ...) mis en place après la phase d'excavation.

Dans son état initial (i.e. avant l'excavation de la galerie), le champ de contrainte dans le massif est supposé homogène et isotrope. Sur le pourtour de la future galerie, le terrain à l'intérieur et celui à l'extérieur sont en équilibre avec une contrainte normale d'interaction P_i égale initialement à la contrainte géostatique notée P_0 .

L'excavation est simulée mathématiquement par la décroissance monotone de la pression interne $P_i(t)$ à partir de P_0 jusqu'à zéro avec $\dot{P}_i < 0$. Pour simuler la seconde phase, on réaugmente la même pression interne $P_i(t)$ à partir de zéro avec $\dot{P}_i > 0$ (Figure 1-1).

Signalons ici qu'en l'absence de comportement différé, le "temps" en question n'est que de nature cinématique pour définir la séquence d'événements. Car toute déformation s'arrête si les chargements n'évoluent pas. Tout paramètre t monotone croissant conviendrait. Par exemple, dans une période où la pression interne est croissante, on pourrait choisir incrémentalement $dt = A * dP_i$ comme temps cinématique et lors de la période de

décroissance, on prendrait $dt = -A * dP_i$, où A est une constante quelconque positive ($A = 1$ serait par exemple le plus simple). Pour fixer les idées, on prendra ce choix particulier de paramétrage linéaire, comme l'illustre la Figure 1-1.

Pour simplifier le calcul, on suppose que la galerie est parfaitement circulaire, de rayon a et d'une très grande longueur. Le massif est supposé de dimension infinie et de comportement isotrope, de sorte que la modélisation puisse être effectuée en condition axisymétrique et déformations planes. Notons aussi que dans cette étude, on utilise la convention de la mécanique des milieux continus (contrainte de traction <0 , allongement >0). Compte tenu de la symétrie du problème, le calcul sera effectué en coordonnées cylindriques (r, θ, z) où l'axe z correspond à la direction de l'axe de la galerie. Les vecteurs unitaires $(\mathbf{e}_r, \mathbf{e}_\theta, \mathbf{e}_z)$ sont les directions principales des contraintes et déformations. Toutes les grandeurs physiques ne dépendent que d'une variable spatiale r et du temps t , le déplacement purement radial et les tenseurs de contraintes et déformations diagonaux avec la déformation hors-plan nulle sont de la forme:

$$\mathbf{u} = \begin{pmatrix} u(r, t) \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}; \boldsymbol{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_r(r, t) & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_\theta(r, t) & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_z(r, t) \end{bmatrix}; \boldsymbol{\varepsilon} = \begin{bmatrix} \partial_r u(r, t) & 0 & 0 \\ 0 & u(r, t)/r & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (1)$$

Les conditions initiales sont les suivantes :

$$\boldsymbol{\sigma}(r, 0) = -P_0 \mathbf{I}; \boldsymbol{\varepsilon}(r, 0) = \mathbf{0}; u(r, 0) = 0 \quad (2)$$

Les conditions aux limites sont les suivantes :

$$u(\infty, t) = 0; \sigma_r(\infty, t) = -P_0; \sigma_r(a, t) = -P_i(t) \quad (3)$$

Pour simplifier les notations, on utilisera un point au-dessus d'une variable pour indiquer la dérivée partielle par rapport au temps: $\dot{A} \stackrel{\text{def}}{=} \frac{\partial A}{\partial t}$.

Le comportement du massif est supposé élastoplastique parfait obéissant au critère de Tresca :

$$f(\boldsymbol{\sigma}) = \sigma_1 - \sigma_3 - 2C = 0 \quad (4)$$

Où σ_1 et σ_3 sont les contraintes principales majeures et mineures, et C est la cohésion du massif.

Le taux de déformation plastique est donné par la formule suivante :

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \quad (5)$$

Où λ est un multiplicateur plastique (a priori positif).

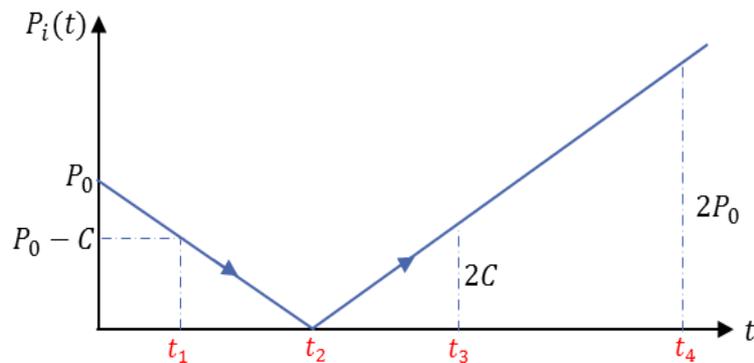


Figure 1-1 : Evolution de la pression interne appliquée en paroi du tunnel

1.2 Equations générales

L'équation d'équilibre statique est la suivante (par symétrie, seule la composante suivant r compte) :

$$r\partial_r\sigma_r = \sigma_\theta - \sigma_r \implies r\partial_r\dot{\sigma}_r = \dot{\sigma}_\theta - \dot{\sigma}_r \quad (6)$$

La loi de Hooke dans les directions principales ($\mathbf{e}_r, \mathbf{e}_\theta, \mathbf{e}_z$) s'écrit :

$$E\dot{\varepsilon}_r = E\partial_r\dot{u} = \dot{\sigma}_r - \nu(\dot{\sigma}_\theta + \dot{\sigma}_z) + \dot{\varepsilon}_r^p \quad (7)$$

$$E\dot{\varepsilon}_\theta = E\frac{\dot{u}}{r} = \dot{\sigma}_\theta - \nu(\dot{\sigma}_r + \dot{\sigma}_z) + \dot{\varepsilon}_\theta^p \quad (8)$$

$$E\dot{\varepsilon}_z = 0 = \dot{\sigma}_z - \nu(\dot{\sigma}_r + \dot{\sigma}_\theta) \implies \dot{\sigma}_z = \nu(\dot{\sigma}_r + \dot{\sigma}_\theta) \quad (9)$$

E étant le module d'Young.

En additionnant les équations (7), (8) et (9) nous obtenons :

$$E\left(\partial_r\dot{u} + \frac{\dot{u}}{r}\right) = (1 - 2\nu)(\dot{\sigma}_r + \dot{\sigma}_\theta + \dot{\sigma}_z) \quad (10)$$

Cette équation générale nous servira à plusieurs reprises pour déterminer le champ de déplacement dans chaque zone du terrain en fonction des contraintes. En éliminant $\dot{\sigma}_\theta$ et $\dot{\sigma}_z$ dans (6) et (9) et en utilisant (7) et (8), on obtient:

$$E\partial_r\dot{u} = (1 + \nu)(1 - 2\nu)\dot{\sigma}_r - \nu(1 + \nu)r\partial_r\dot{\sigma}_r + \dot{\varepsilon}_r^p \quad (11)$$

$$E\frac{\dot{u}}{r} = (1 + \nu)(1 - 2\nu)\dot{\sigma}_r + (1 - \nu^2)r\partial_r\dot{\sigma}_r + \dot{\varepsilon}_\theta^p \quad (12)$$

1.3 Première étape de chargement (excavation du tunnel)

Dans cette première étape de chargement, l'excavation du tunnel est simulée par l'application en paroi ($r = a$) d'une pression interne $P_i(t)$ décroissante de P_0 jusqu'à 0. On distingue deux phases différentes : une première phase élastique où les déformations plastiques sont nulles puis une phase élastoplastique où ces dernières sont non-nulles.

Au cours de cette première étape, comme l'état initial de contraintes est homogène et isotrope en tout point du massif et qu'une décompression dans la direction radiale est appliquée en paroi provoquant une augmentation algébrique de σ_r (moins compressive) et une diminution algébrique de σ_θ (plus compressive), alors on s'attend à ce que : $\sigma_\theta < \sigma_z < \sigma_r < 0$

1.3.1 Phase 1: Un massif partout élastique $EL(\mathbf{a}, \infty)$

Initialement, la contrainte dans le massif est homogène et égale à P_0 partout, le critère n'est donc atteint en aucun point. Par conséquent, le milieu est entièrement élastique (Figure 1-2) avec $\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \varepsilon_{ij}^p = 0$ jusqu'à un temps t que l'on notera t_1 . On a dans ce cas 4 inconnues ($\sigma_r, \sigma_\theta, \sigma_z, u$).

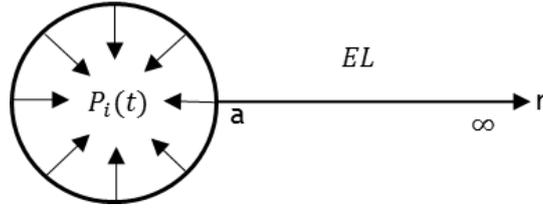


Figure 1-2. Configuration en Phase 1(une zone élastique)

La différence entre (11) est (12) mène à l'équation suivante :

$$E \frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{\dot{u}}{r} \right) = -(1 + \nu) \frac{\partial \dot{\sigma}_r}{\partial r} \quad (13)$$

En intégrant la dernière équation de \dot{u} entre r et l'infini on obtient, en tenant compte de la condition limite à l'infini (b), qui implique que $\dot{u}(\infty, t) = \dot{\sigma}_r(\infty, t) = 0$:

$$E \frac{\dot{u}}{r} = -(1 + \nu) \dot{\sigma}_r \quad (14)$$

Maintenant, les équations (12) et (14) permettent d'affirmer que $\partial_r(r^2 \dot{\sigma}_r) = 0$, on obtient alors:

$$\dot{\sigma}_r = \dot{A}(t) \left(\frac{a}{r} \right)^2 ; \quad \dot{\sigma}_\theta = -\dot{A}(t) \left(\frac{a}{r} \right)^2 ; \quad \dot{\sigma}_z = 0 ; \quad \frac{\dot{u}}{r} = -\frac{(1 + \nu)}{E} \dot{A}(t) \left(\frac{a}{r} \right)^2 \quad (15)$$

où $\dot{A}(t)$ une constante d'intégration qui dépend seulement du temps.

Les relations (15) ci-dessus ont été obtenues en supposant uniquement que le massif entre le rayon r et l'infini soit de comportement incrémentalement élastique (on écrira simplement "zone IE" par la suite). Comme on le verra plus loin, il existe toujours un rayon au-delà duquel le massif reste incrémentalement élastique, voire même simplement élastique (on écrira simplement "zone EL"), ces relations nous seront très utiles dans la suite des calculs. Notons que la condition limite à l'infini a déjà été exploitée dans l'établissement de ces relations et ne peut donc plus servir pour déterminer l'inconnue \dot{A} . La détermination de celle-ci doit s'appuyer sur la condition limite au rayon inférieur. La complexité du calcul dépendra du fait que si cette zone incrémentalement élastique s'étend ou non jusqu'en paroi.

Dans cette première phase, la zone élastique s'étend de la paroi à l'infini. On a donc droit de prendre en compte la condition limite (3) de contrainte en paroi $\dot{\sigma}_r(a, t) = -\dot{P}_i$, ce qui permet d'affirmer que pour cette première phase:

$$\dot{A}(t) = -\dot{P}_i \quad (16)$$

En injectant cette relation dans l'équation (15), puis en intégrant ces expressions entre 0 et t et tenant compte de la condition initiale en contrainte (2), on obtient :

$$\sigma_r + P_0 = -(\sigma_\theta + P_0) = (P_0 - P_i) \left(\frac{a}{r} \right)^2 ; \quad \sigma_z = -P_0 ; \quad \frac{u}{r} = -\frac{1 + \nu}{E} (P_0 - P_i) \left(\frac{a}{r} \right)^2 \quad (17)$$

La solution ci-dessus n'est plus valide lorsque le critère de plasticité est atteint quelque part dans le massif. Les relations exprimées en (15) impliquent que l'ordre des contraintes principale est le suivant : $\sigma_r > \sigma_z > \sigma_\theta$, ce qui signifie que la fonction de charge en (4) s'écrit : $f(\boldsymbol{\sigma}(r, t)) = \sigma_r - \sigma_\theta - 2C$, soit $f(r, t) = 2(P_0 - P_i) \left(\frac{a}{r} \right)^2 -$

2C. Elle est négative partout à des faibles valeurs de $P_i(t)$, monotone croissante avec le temps (car $\dot{P}_i(t) < 0$ dans cette phase) et monotone décroissante suivant le rayon. Comme $f(r, t)$ est toujours maximale en paroi $r = a$. Autrement-dit, le critère est atteint d'abord en paroi du tunnel. Ceci se produit au temps t_1 lorsque la pression interne atteint la valeur critique $P_i^{(1)}$, donnée par:

$$P_i^{(1)} = P_i(t_1) = P_0 - C \quad (18)$$

Le profil des contraintes de cette première phase est illustré en Figure 1-6a.

1.3.2 Phase 2 : Une zone plastique Z1($a, X(t)$) et une zone élastique EL($X(t), \infty$)

Lorsque le critère de plasticité est atteint en $r = a$ à la fin de la phase 1, une zone plastique apparaît en paroi et se développe. A un instant ultérieur, cette zone s'étend de la paroi à un rayon $X(t)$ comme le montre la Figure 1-3. Cette zone plastique est caractérisée par l'ordre suivant des contraintes principales : Z1: $\sigma_r > \sigma_\theta > \sigma_z$.

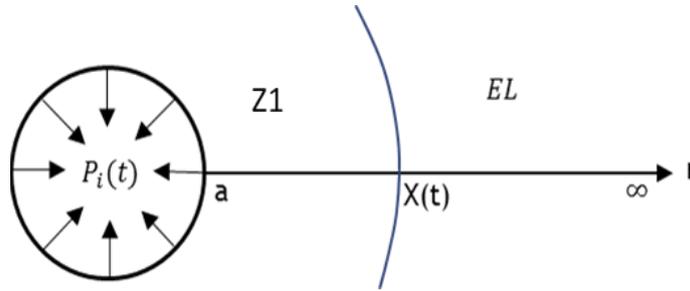


Figure 1-3 Configuration en phase 2 (une zone plastique et une zone élastique)

Dans la zone Z1, le critère de plasticité est partout atteint, et compte tenu de l'ordre des contraintes principales, la fonction de charge s'écrit: $f(\sigma) = \sigma_r - \sigma_\theta - 2C = 0$. En combinant cette équation avec la relation (6), et en tenant compte des conditions aux limites en paroi du tunnel, on obtient:

$$\sigma_r = -P_i - C \times \ln\left(\frac{r}{a}\right)^2 = \sigma_\theta + 2C ; \quad \sigma_z = -P_0 + 2\nu(P_0 - P_i - C \times \ln\left(\frac{r}{a}\right)^2 - C). \quad (19)$$

Notons que l'expression de la contrainte σ_z est obtenue en intégrant l'équation (9) par rapport au temps. Les vitesses de déformations plastiques s'expriment, en tenant compte de l'équation (5) de la manière suivante :

$$\dot{\varepsilon}_r^p = -\dot{\varepsilon}_\theta^p = \dot{\lambda} \quad (20)$$

D'autre part, en sommant les équations (11) et (12) puis en injectant le résultat dans l'équation (20) on trouve après simplification :

$$\partial_r(r\dot{u}) = \frac{(1 - 2\nu)(1 + \nu)}{E} \partial_r(r^2 \dot{\sigma}_r) \quad (21)$$

En intégrant cette expression par rapport au temps et au rayon, en utilisant les relations (2) et (19), on obtient :

$$u(r, t) = \frac{(1 - 2\nu)(1 + \nu)}{E} \left[(P_0 - P_i) - C \cdot \ln\left(\frac{r}{a}\right)^2 \right] r + \frac{B(t)}{r} \quad (22)$$

La constante d'intégration $B(t)$ sera déterminée grâce à la continuité du déplacement entre la zone plastique et la zone élastique extérieure.

Dans la zone élastique extérieure **EL** ($X(t) < r < \infty$), le comportement de la roche est élastique et est régi par les mêmes équations en vitesse que dans la phase (1), la seule différence est au niveau du domaine d'intégration qui ne s'étale pas jusqu'en paroi. En effet, ici l'intégration se fait entre le rayon $X(t)$, qui limite la zone plastique autour de l'excavation, et la limite extérieure du modèle supposée en $r = \infty$.

On pose $\Delta A = \int_0^t \dot{A}(\tau) d\tau$, une intégration de l'équation (15) par rapport au temps donne:

$$\sigma_r(r, t) = -P_0 + \Delta A \left(\frac{a}{r}\right)^2 ; \quad \sigma_\theta(r, t) = -P_0 - \Delta A \left(\frac{a}{r}\right)^2 ; \quad \sigma_z = -P_0 \quad (23)$$

D'autre part, le critère est tout juste atteint au voisinage du rayon plastique X , ce qui se traduit par : $(\sigma_r - \sigma_\theta)_{X^+} = 2C$, on en déduit que : $\Delta A = C \left(\frac{X}{a}\right)^2$. D'où :

$$\sigma_r = -P_0 + C \left(\frac{X}{r}\right)^2 ; \quad \sigma_\theta = -P_0 - C \left(\frac{X}{r}\right)^2 ; \quad \sigma_z = -P_0 \quad (24)$$

Puis, par continuité de σ_r en $X(t)$ ainsi que les relations (19) et (24) permettent de déduire le rayon plastique :

$$\left(\frac{X}{a}\right)^2 = \exp\left(\frac{P_0 - P_i - C}{C}\right) \quad (25)$$

L'intégration par rapport au temps de l'équation (15) et la prise en compte de l'expression $\Delta A = C \left(\frac{X}{a}\right)^2$ permettent de retrouver l'expression de u dans la zone EL:

$$E \frac{u(r, t)}{r} = -C(1 + \nu) \left(\frac{X}{r}\right)^2 \quad (26)$$

Pour déterminer l'expression de la constante $B(t)$, on va se servir de la continuité du déplacement u au rayon X : $u(X^-, t) = u(X^+, t)$, qui mène au résultat suivant :

$$B(t) = -\frac{2C(1 - \nu^2)}{E} X^2 \quad (27)$$

Cette expression est ensuite injectée dans (22) pour obtenir le déplacement dans la zone plastique Z1:

$$\frac{u(r, t)}{r} = C \frac{(1 - 2\nu)(1 + \nu)}{E} \left(1 + \ln\left(\frac{X}{r}\right)\right) - 2C \frac{(1 - \nu^2)}{E} \left(\frac{X}{r}\right)^2 \quad (28)$$

Les déformations plastiques dans la zone Z1 sont calculées par la suite en intégrant l'équation (8) entre 0 et t . On obtient après quelques substitutions :

$$\varepsilon_r^p = -\varepsilon_\theta^p = \lambda = \frac{2C(1 - \nu^2)}{E} \left[\left(\frac{X}{r}\right)^2 - 1\right] ; \quad \varepsilon_z^p = 0 \quad (29)$$

La fin du déchargement est marquée par le temps t_2 lorsque la pression interne s'annule totalement. A cet instant-là, on a :

$$P_i^{(2)} = P_i(t_2) = 0 ; \quad X_2 = X(t_2) = a \exp\left[\frac{1}{2}\left(\frac{P_0}{C} - 1\right)\right] \quad (30)$$

1.4 Seconde étape de chargement (application d'une pression interne croissante en paroi)

Cette partie équivaut à la réalisation d'un essai pressiométrique suite à l'excavation. Autrement dit, une pression $P_i(t)$ croissante à partir de zéro est appliquée sur le pourtour de la galerie, sollicitant le massif et entraînant une évolution des contraintes et des déformations. On distingue trois phases lors du chargement (numérotées 3, 4 et 5), chacune correspond à une séquence différente du processus d'évolution des zones élastoplastiques.

1.4.1 Phase 3 : Une zone Z2 (a, X_2) incrémentalement élastique et une zone élastique EL (X_2, ∞)

Lorsque la pression interne est augmentée à partir de zéro, le sol est incrémentalement élastique en tout point. Compte tenu des déformations plastiques accumulées précédemment en zone Z1 ($a \leq r \leq X_2$), deux zones sont distinguées :

- Une zone intérieure incrémentalement élastique, appelée Z2. Les déformations plastiques y sont non nulles et égales aux déformations plastiques à $t=t_2$, mais la vitesse de déformations plastiques est nulle ($\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p = \mathbf{0}$ et $\boldsymbol{\varepsilon}^p = \boldsymbol{\varepsilon}^p(r, t_2) \neq \mathbf{0}$);
- Une zone extérieure élastique EL où les déformations plastiques ainsi que leurs vitesses d'évolution sont toutes les deux nulles ($\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p = \boldsymbol{\varepsilon}^p = \mathbf{0}$).

Comme $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p = \mathbf{0}$ dans tout le massif, les équations (15) et (16) en vitesse s'appliquent en tout point, en particulier à la paroi. Par conséquent, la solution en vitesse est donc identique à celle déjà obtenue en phase (1) et les intégrations de \dot{u} , $\dot{\sigma}_r$, $\dot{\sigma}_\theta$ et $\dot{\sigma}_z$ se feront suivant le schéma ci-dessous :

$$h(r, t) = h(r, t_2) + \int_{t_2}^t \dot{h}(r, \tau) d\tau \quad (31)$$

Les expressions dépendant de la zone dans laquelle on se situe sont résumées dans le Tableau 1-1 en partie 0 de ce chapitre.

Les profils de contraintes sont affichés en Figure 1-9 et Figure 1-10. Durant cette phase, σ_r décroît tandis que σ_θ augmente, leur ordre sera éventuellement inversé loin de la paroi. Lorsque la pression interne atteint une valeur critique $P_i^{(3)}$, le critère plastique est à nouveau atteint quelque part ce qui marque la fin de cette phase. Une nouvelle zone plastique fait son apparition et se développe dans le massif.

Comme nous ne connaissons pas a priori l'endroit où le critère sera atteint en premier, il faut examiner l'ensemble du massif. Considérons tout d'abord la zone Z2 [a, X_2] où $f(\boldsymbol{\sigma}) = \sigma_\theta - \sigma_r - 2C = 2P_i(t) \left(\frac{a}{r}\right)^2 - 4C$. Le critère est atteint en paroi lorsque $P_i(t) = 2C$. Puis, pour la zone EL [X_2, ∞], nous avons: $f(\boldsymbol{\sigma}) = \sigma_\theta - \sigma_r - 2C = 2P_i(t) \left(\frac{a}{r}\right)^2 - 2C \left(\frac{X_2}{r}\right)^2$ et le critère est atteint en $r = X_2$ lorsque $P_i = 2C \left(\frac{X_2}{a}\right)^2$. Comme $\left(\frac{X_2}{a}\right)^2 > 1$, le critère est donc atteint d'abord en paroi ; la fin de la phase (3) est par conséquent marquée par la condition:

$$P_i(t_3) = P_i^{(3)} = 2C \quad (32)$$

Les expressions à l'instant t_3 sont présentées dans le Tableau 1-2 en partie 0 de ce chapitre. Notons que $\sigma_\theta(a, t_3) = 0$ et $\sigma_r(a, t_3) = -2C$, par conséquent, $\sigma_\theta(a, t_3) > \sigma_r(a, t_3)$ en paroi du tunnel, mais leur ordre est inversé loin de la paroi. Par ailleurs, à l'endroit de leur croisement, $\sigma_r = \sigma_\theta$ implique que $r\partial_r\sigma_r = 0$, donc une tangente horizontale de σ_r (cf Figure 1-8 et Figure 1-9).

1.4.2 Phase 4 : Apparition d'une nouvelle zone plastique Z3: $a < r < Y(t)$

Dans cette phase, une nouvelle zone plastique, nommée Z3 (Figure 1-4), apparaît au voisinage du tunnel suite à l'augmentation de la pression P_i appliquée en paroi au-delà du seuil $P_i^{(3)} = 2C$. Ceci conduit à l'apparition de déformations plastiques de nature différente de celles de la zone Z1 du fait de l'ordre différent des contraintes principales.

En continuité avec la phase 3, le critère de plasticité est atteint avec σ_θ (respectivement σ_r) la contrainte principale majeure (respectivement mineure).

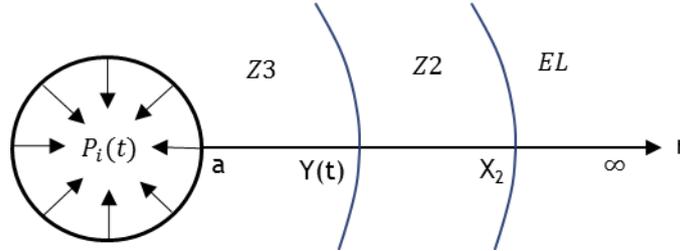


Figure 1-4 : Configuration en phase 4 (une zone plastique, une zone incrémentalement élastique et une zone élastique)

Dans cette nouvelle zone plastique, Z3 ($a < r < Y(t)$), afin de prendre en compte le nouvel ordre des contraintes principales $\sigma_r < \sigma_z < \sigma_\theta$, nous allons écrire :

$$f(\boldsymbol{\sigma}) = \sigma_\theta - \sigma_r - 2C = 0; \quad \dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p = \dot{\xi} \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = \begin{bmatrix} -\dot{\xi} & 0 & 0 \\ 0 & \dot{\xi} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (33)$$

Soit $\dot{\xi} = \dot{\epsilon}_\theta^p = -\dot{\epsilon}_r^p$, avec ξ le multiplicateur plastique, a priori positif. Pour fixer complètement cette variable, on va poser $\xi(r, t_3) = 0$. Ainsi, ξ représente la déformation plastique circonférentielle accumulée depuis l'instant t_3 .

En substituant les équations (31) and (6), puis en intégrant entre a and r , on obtient pour la zone Z3 [$a, Y(t)$]:

$$\sigma_r = -P_i(t) + C \cdot \ln\left(\frac{r}{a}\right)^2; \quad \sigma_\theta = -P_i(t) + C \cdot \ln\left(\frac{r}{a}\right)^2 + 2C \quad (34)$$

Par conséquent, à un rayon r fixé dans cette zone plastique Z3, on a $\dot{\sigma}_r = \dot{\sigma}_\theta = -\dot{P}_i$. Ce dernier résultat combiné à la formule (9) donne, après intégration temporelle entre l'instant initial et l'instant actuel, l'expression de la contrainte σ_z :

$$\sigma_z = -(1 - 2\nu)P_0 + 2\nu \left[-P_i + C + C \cdot \ln\left(\frac{r}{a}\right)^2 \right] \quad (35)$$

On pourrait vérifier que ce résultat peut aussi être obtenu par une intégration temporelle par morceaux de l'expression suivante avec $h = \sigma_z$:

$$h(r, t) = h(r, t_3) + \int_{t_3}^{t_y(r)} \dot{h}(r, \tau) d\tau + \int_{t_y(r)}^t \dot{h}(r, \tau) d\tau \quad (36)$$

où $t_y(r)$ est le moment où le rayon plastique Y croise le rayon r , i.e. $Y(t_y(r)) = r$ (cf. Figure 1-5). La fonction $t_y(r)$ sera explicitée dans le paragraphe suivant après avoir déterminé la fonction $Y(t)$.

On considère maintenant les deux zones extérieures Z2 et EL et on calculera u et ξ par la suite.

Dans les zones Z2 (incrémentalement élastique $Y(t) < r < X_2$) et EL ($X_2 < r < \infty$), les relations (15) sont valides mais pas la relation (16). On pose ici $\Delta A \stackrel{\text{def}}{=} \int_{t_3}^t \dot{A}(\tau) d\tau$. Notons que le symbole ΔA représente ici une grandeur différente de celle de la phase 2. On déduit après une intégration par rapport au temps de l'équation (15):

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \sigma_r(r, t_3) + \Delta A \left(\frac{a}{r}\right)^2 ; \sigma_\theta = \sigma_\theta(r, t_3) - \Delta A \left(\frac{a}{r}\right)^2 ; \\ \frac{u(r, t)}{r} &= \frac{u(r, t_3)}{r} - \frac{\Delta A(1 + \nu)}{E} \left(\frac{a}{r}\right)^2 \end{aligned} \quad (37)$$

Afin de déterminer la constante ΔA nous allons nous servir du critère de plasticité en $r = Y^+$

$$\Delta A = -2C \left[\left(\frac{Y}{a}\right)^2 - 1 \right] \Rightarrow \dot{A}(t) = -2C \frac{\dot{Y}^2}{a^2} \quad (38)$$

Il vient, $Y(t) < r < \infty$:

$$\begin{aligned} \sigma_r(r, t) &= \sigma_r(r, t_3) - 2C \left(\frac{a}{r}\right)^2 \left[\left(\frac{Y}{a}\right)^2 - 1 \right] \\ \sigma_\theta(r, t) &= \sigma_\theta(r, t_3) + 2C \left(\frac{a}{r}\right)^2 \left[\left(\frac{Y}{a}\right)^2 - 1 \right] \end{aligned} \quad (39)$$

La continuité de la contrainte radiale en $Y(t)$ ($\sigma_r(Y^-, t) = \sigma_r(Y^+, t)$) permet de relier le rayon plastique $Y(t)$ à la pression en paroi $P_i(t)$. En utilisant les expressions ci-dessus et celles du Tableau 1-3, on obtient:

$$\left(\frac{Y}{a}\right)^2 = \exp \left[\frac{P_i - 2C}{2C} \right] \Leftrightarrow P_i = 2C \left[1 + \ln \left(\frac{Y}{a}\right)^2 \right] \quad (40)$$

Revenons maintenant à la zone Z3. On va maintenant déterminer le déplacement u par la relation incrémentale par morceaux (36) et en tenant compte du fait que l'expression de \dot{u} dépend de la zone où se situe le rayon r , comme affiché en Figure 1-5.

Pour le premier intervalle $t_3 < \tau < t_y(r)$, le rayon r se situe ici dans une zone incrémentalement élastique (i.e. Z2 et EL) qui s'étend jusqu'à l'infini, \dot{u} est donc régie par l'équation (14), avec une constante d'intégration $\dot{A}(t)$ donnée par la relation (38), il vient :

$$a < r < Y(\tau), t_3 < \tau < t_y(r): \frac{E}{r} \dot{u}(r, \tau) = 2C(1 + \nu) \frac{\dot{Y}^2}{r^2} \quad (41)$$

Pour le second intervalle $t_y(r) < \tau < t$, le rayon r est situé dans la zone plastique Z3. L'équation (10) ainsi que les expressions des contraintes calculées à partir des formules (32) and (33) donnent: $\dot{\sigma}_r = \dot{\sigma}_\theta = -\dot{P}_i$; $\dot{\sigma}_z = -2\nu\dot{P}_i$, ce qui implique après une intégration spatiale:

$$\frac{E}{r} \dot{u}(r, \tau) = -(1 - 2\nu)(1 + \nu)\dot{P}_i(\tau) + \frac{\dot{B}(\tau)}{r^2} \quad (42)$$

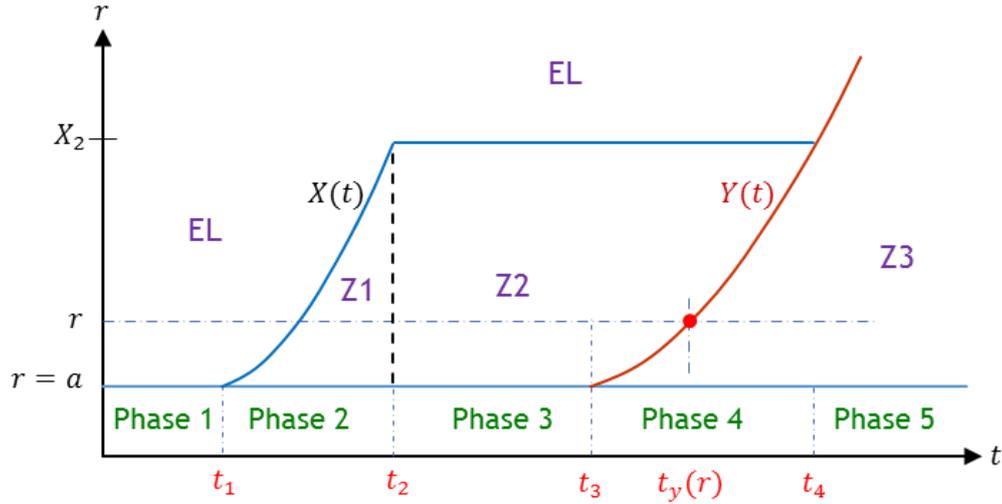


Figure 1-5 : Répartition des zones plastiques Z1, Z2 et Z3 dans le massif

Avec $\dot{B}(\tau)$ une constante d'intégration indépendante de r qui peut être déterminée par la condition de continuité de \dot{u} au rayon $r = Y(\tau)$. La condition de continuité $\dot{u}(Y^+, \tau) = \dot{u}(Y^-, \tau)$, et les relations (37) et (38), mènent à l'expression de $\dot{B}(\tau)$: $\dot{B}(\tau) = 4C(1 - \nu^2)\dot{\bar{Y}}^2$, Par conséquent:

$$a < r < Y(\tau), t_y(r) < \tau < t: \frac{E}{r}\dot{u}(r, \tau) = -(1 - 2\nu)(1 + \nu)\dot{P}_i(t) + 4C(1 - \nu^2)\frac{\dot{\bar{Y}}^2}{r^2} \quad (43)$$

Ayant obtenu les expressions de \dot{u} dans ces deux intervalles, on peut maintenant procéder au calcul du déplacement par une intégration entre t_3 et t . Dans la zone Z3 ($r < Y(t)$), il faut diviser l'intervalle d'intégration en deux parties selon l'équation (34). Tenant compte de la relation (40) liant $Y(t)$ à $P_i(t)$ et des résultats suivants:

$$\int_{t_3}^{t_y(r)} \dot{\bar{Y}}^2(\tau) d\tau = r^2 - a^2 \quad ; \quad \int_{t_y(r)}^t \dot{P}_i(\tau) d\tau = P_i(t) - 2C \left[1 + \ln\left(\frac{r}{a}\right)^2 \right]$$

on obtient après quelques simplifications le déplacement dans la zone Z3 ($r < Y(t)$):

$$\begin{aligned} E \frac{u(r < Y(t), t)}{r} &= (1 + \nu)(1 - 2\nu) \left[P_0 - P_i(t) + C \ln\left(\frac{r}{a}\right)^2 \right] \\ &+ 2C(1 - \nu^2) \left[2\left(\frac{Y(t)}{r}\right)^2 - \left(\frac{X_2}{r}\right)^2 \right] \end{aligned} \quad (44)$$

Pour $r > Y(t)$, le rayon r reste en dehors de la zone Z3 dans tout l'intervalle $t_3 < \tau < t$. On a donc :

$$E \frac{u(r > Y(t), t)}{r} = \frac{E}{r}u(r, t_3) + 2C(1 + \nu) \left[\left(\frac{Y(t)}{r}\right)^2 - \left(\frac{a}{r}\right)^2 \right] \quad (45)$$

Afin de calculer la vitesse de déformation plastique $\dot{\xi} = \dot{\epsilon}_\theta^p$ in zone Z3, on substitue l'équation (44) et on calcule les dérivées des contraintes à partir de (34) and (35): $\dot{\sigma}_r = \dot{\sigma}_\theta = -\dot{P}_i$; $\dot{\sigma}_z = -2\nu\dot{P}_i$ to (8). On obtient après quelques simplifications :

$$\dot{\varepsilon}_{\theta}^p = -\dot{\varepsilon}_r^p = \dot{\xi} = \frac{4C(1-\nu^2)\dot{Y}^2}{E r^2} \quad (46)$$

Pour un rayon r appartenant à la zone Z3 ($a < r < Y(t)$), les déformations plastiques ne sont réactivées qu'à partir de l'instant $t_y(r)$ (i.e. $\dot{\xi} = 0$ pour $t_3 < \tau < t_y(r)$). Il vient donc :

$$\xi(r < Y, t) = \int_{t_y(r)}^t \dot{\xi}(r, \tau) d\tau = \frac{4C(1-\nu^2)}{E} \left[\left(\frac{Y}{r} \right)^2 - 1 \right] \quad (47)$$

Comme $\xi(r > Y, t) = 0$ et que la fonction ξ donne les déformations accumulées à l'intervalle (t_3, t) , les déformations plastiques totales s'écrivent comme suit:

$$\varepsilon_r^p(r, t) = \lambda(r, t_2) - \xi(r, t); \quad \varepsilon_{\theta}^p(r, t) = -\lambda(r, t_2) + \xi(r, t) \quad (48)$$

La validité de la solution ci-dessus s'arrête lorsque le rayon plastique Y rejoint le rayon X_2 . A ce moment précis, nommé t_4 , la zone incrémentalement élastique Z2 s'efface et la zone plastique intérieure Z3 entre en contact direct avec la zone élastique extérieure EL. La condition $Y(t_4) = X_2$ est remplie lorsque :

$$P_i^{(4)} = P_i(t_4) = 2P_0 \quad (49)$$

Les résultats à cet instant particulier t_4 sont donnés Tableau 1-4 en partie 0 de ce chapitre.

1.4.3 Phase 5 : La frontière extérieure de la zone plastique Z3 dépasse le rayon X_2

Lorsque la pression interne dépasse la valeur critique $P_i^{(4)} = 2P_0$, le rayon $Y(t)$ dépasse la borne extérieure X_2 de la zone Z2. La zone plastique Z3 efface alors complètement la zone Z2 et on est en présence de seulement deux zones: Z3 ($a \leq r \leq Y$) et EL ($Y \leq r < \infty$). Dans la zone plastique Z3, les contraintes σ_r , σ_{θ} et σ_z sont déduites de la condition d'équilibre statique (6), du critère de plasticité (33) et de l'équation (9). Leurs expressions sont formellement les mêmes qu'en phase 4, données par les relations (32) et (33).

Dans la zone EL, les relations incrémentales (15) sont valables depuis l'instant initial et conduisent après intégration par rapport aux temps aux expressions (23) des contraintes radiale et tangentielle. Le critère plastique en $r = Y^+$ conduit en revanche cette fois-ci à la relation suivante, différente de (38):

$$\Delta A = -C \left(\frac{Y}{a} \right)^2 \quad (50)$$

Les contraintes dans la zone élastique extérieure EL ($Y \leq r < \infty$) sont donc:

$$\sigma_r = -P_0 - C \left(\frac{Y}{r} \right)^2; \quad \sigma_{\theta} = -P_0 + C \left(\frac{Y}{r} \right)^2; \quad \sigma_z = -P_0 \quad (51)$$

La continuité de la contrainte radiale au rayon $r = Y(t)$, et la prise en compte des expressions (32) et (51) permettent de déterminer la frontière séparant les deux zones Z3 et EL :

$$\left(\frac{Y(t)}{a} \right)^2 = \exp \left[\frac{P_i(t) - P_0 - C}{C} \right] \quad (52)$$

Dans la zone EL extérieure, en suivant la même démarche que dans la phase 4 et en tenant compte des expressions (51), on obtient le champ de déplacement dans la zone plastique Z3 :

$$\frac{E}{r} \mathbf{u}(r > Y, t) = (1 + \nu) C \left(\frac{Y}{r} \right)^2 \quad (53)$$

La continuité du déplacement au rayon $r = Y$ en (53) conduit à:

$$\frac{E}{r} \mathbf{u}(r < Y, t) = -(1 + \nu)(1 - 2\nu) \left[P_i - P_0 - C \ln \left(\frac{r}{a} \right)^2 \right] + 2(1 - \nu^2) C \left(\frac{Y}{r} \right)^2 \quad (54)$$

Comme la phase 4, la vitesse de déformation plastique $\dot{\xi} = \dot{\varepsilon}_\theta^p$ en zone Z3 est calculée en utilisant l'équation (8) et les expressions des contraintes dans la zone 3 sont présentées en (34) et (35), on obtient:

$$\dot{\varepsilon}_\theta^p = \frac{2(1 - \nu^2) C \dot{Y}^2}{E r^2} \quad (55)$$

Par définition :

$$\varepsilon_\theta^p(r, t) = \varepsilon_\theta^p(r, t_4) + \int_{t_4}^t \dot{\varepsilon}_\theta^p(r, \tau) d\tau$$

Pour un rayon $X_2 < r < Y$, $\dot{\varepsilon}_\theta^p$ est nulle dans l'intervalle de temps $(t_4, t_y(r))$ donc l'intégrale ci-dessus se réduit à l'intervalle $(t_y(r), t)$. On obtient après quelques substitutions :

$$\varepsilon_\theta^p(r, t) = \frac{2(1 - \nu^2) C}{E} \left[\left(\frac{Y}{r} \right)^2 - 1 \right] \quad (56)$$

Pour un rayon $a < r < X_2$, l'intervalle d'intégration s'étend bien sur (t_4, t) . On obtient cependant la même expression de ε_θ^p que ci-dessus.

Les résultats pour cette phase sont donnés Tableau 1-5 en partie 0 de ce chapitre.

1.5 Exemples d'application du modèle analytique

Pour illustrer la répartition de contraintes et son évolution avec le chargement, considérons un cas particulier arbitrairement choisi avec des paramètres suivants :

$$P_0 = 4 \text{ MPa}, C = 1 \text{ MPa}, E = 400 \text{ MPa}, \nu = \frac{1}{2}, a = 1 \text{ m}$$

De même, prendre une valeur unitaire pour la cohésion revient à normaliser les grandeurs ayant la dimension d'une contrainte ($E' = E/C$ et $P'_0 = P_0/C$). En l'occurrence on a ici $P'_0/C = 4$ et $E'/C = 400$. On a pris la valeur de $\nu = 1/2$ pour éviter le régime d'arrêt car dans ce cas σ_z est la moyenne arithmétique de σ_r et σ_θ .

Dans l'étape 1 de la décompression qui simule l'excavation de la galerie, le massif de sol reste entièrement élastique à condition que la pression interne reste dans la fourchette $P_0 - C < P_i < P_0$, soit dans le cas présent $3 < P_i < 4$. Durant cette phase, σ_r augmente tandis que σ_θ diminue partout, cependant σ_z demeure inchangée. La Figure 1-6a ci-dessous présente la distribution de σ_r , σ_θ et σ_z à la fin de la phase 1 (lorsque $P_i = 3$). A cet instant, le critère plastique est atteint en paroi.

Lorsque P_i descend en dessous de $P_i^{(1)} = 3$, la zone plastique Z1 apparait paroi du tunnel et elle se développe. La Figure 1-6b montre la distribution des contraintes pour $P_i = 2$. Le rayon plastique est donné par $X = \exp \left[\frac{P_0 - P_i - C}{2C} \right]$, soit dans le cas présent $X = \exp \left[\frac{4 - 2 - 1}{2} \right] \cong 1.65$. A ce rayon, la contrainte tangentielle σ_θ change brusquement la direction afin suivre la contrainte radiale σ_r et de ne pas s'écarter de ce dernier de plus de deux fois la cohésion.

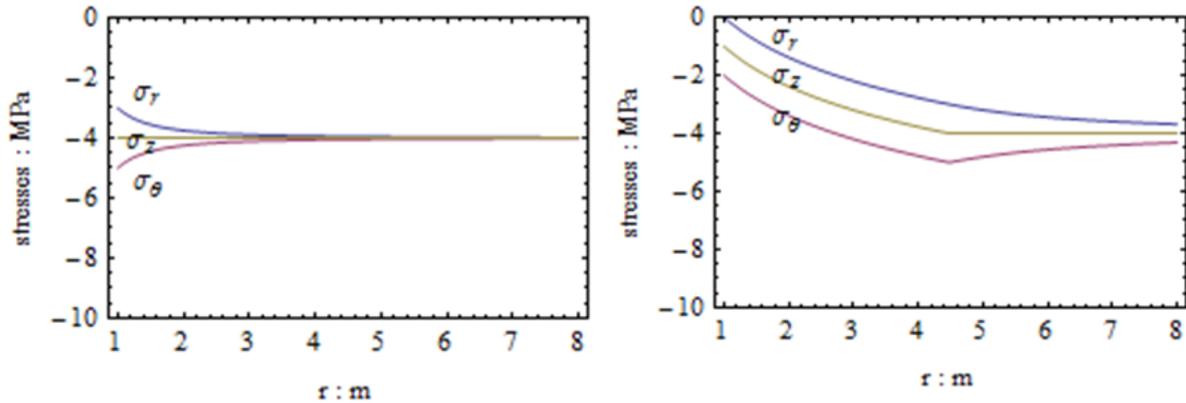


Figure 1-6 : (a) Distribution des contraintes en fin de la phase 1 lorsque $P_i = P_i^{(1)} = P_0 - C$, $P_i = 3$;
(b) Distribution des contraintes en fin de la phase 2, pour $P_i = 0$

Au fur et à mesure que la pression interne P_i chute, la zone plastique Z1 s'étend (i.e. X augmente) jusqu'à la fin de la phase, lorsque $\sigma_r(a, t_2) = P_i^{(2)} = P_i^{(2)} = 0$.

En phase 3, lorsque la pression interne augmente, la contrainte radiale devient plus compressive et la contrainte orthoradiale moins compressive. Les contraintes qui étaient précédemment sur le critère (zone Z1) retournent au domaine élastique et le massif est partout incrémentalement élastique dans cette phase. Un instant après, σ_θ devient la contrainte principale majeure et σ_r la contrainte principale mineur au voisinage de la paroi. A un moment donné, σ_r et σ_θ se croisent. Du fait de la valeur particulière $\nu = 0.5$, donc σ_z est la moyenne arithmétique des deux autres contraintes, elle les rejoint au même rayon, comme l'illustre la Figure 1-7. La fin de cette phase est atteinte lorsque le critère de plasticité est atteint en paroi lorsque P_i atteint la valeur critique $P_i^{(3)} = 2C$.

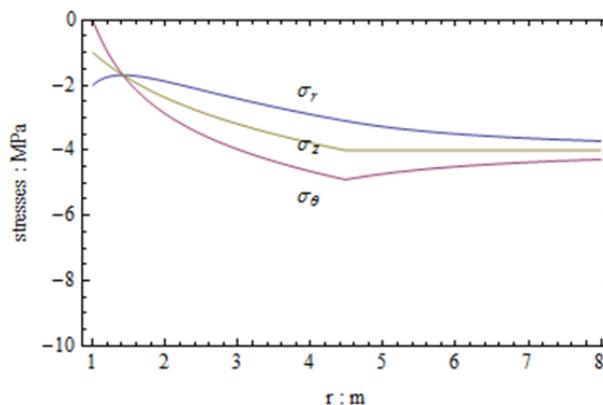


Figure 1-7 : Distribution des contraintes en fin de la phase 3 lorsque le critère de plasticité est atteint en paroi :
 $\sigma_\theta(a, t_3) - \sigma_r(a, t_3) = 2C$ et $\sigma_\theta(a, t_3) = 0$. Paramètres : $P_0 = 4$, $C = 1$, $\nu = 0.5$, $P_i = P_i^{(3)} = 2C = 2$.

Lorsque P_i augmente au-delà de $P_i^{(3)} = 2C$, une nouvelle zone plastique Z3 apparait en paroi du tunnel et elle se développe. L'ordre des contraintes dans Z3 est : $\sigma_r < \sigma_z < \sigma_\theta$, et l'écart des deux contraintes principales extrêmes

est constant et vaut $\sigma_r - \sigma_\theta = 2C$, comme le montre la Figure 1-8. Cette zone Z3 est bornée extérieurement par le rayon plastique $Y = a * \exp\left[\frac{P_i - 2C}{4C}\right] = \exp\left[\frac{5-2}{4}\right] \cong 2.12$, pour $P_i = 5$. Ce rayon correspond au premier changement brutal de la pente de la contrainte tangentielle partant de la paroi. Le deuxième changement de σ_θ correspond au rayon $X_2 \cong 4.48$ qui reste constant dans cette phase 3.

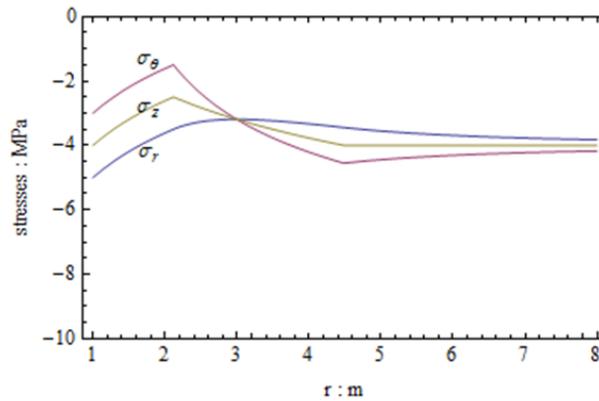


Figure 1-8 : Distribution des contraintes en phase 4 pour $P_i = 5$.

La fin de la phase 4 arrive lorsque le rayon plastique intérieur Y arrive au rayon plastique extérieur X_2 . Cet événement a lieu à la pression interne critique $P_i = P_i^{(4)} = 2P_0$, soit dans le cas présent $P_i = 8$. La zone Z2 est alors totalement effacée. La répartition des contraintes est affichée en Figure 1-9 pour $P_i = 9$.

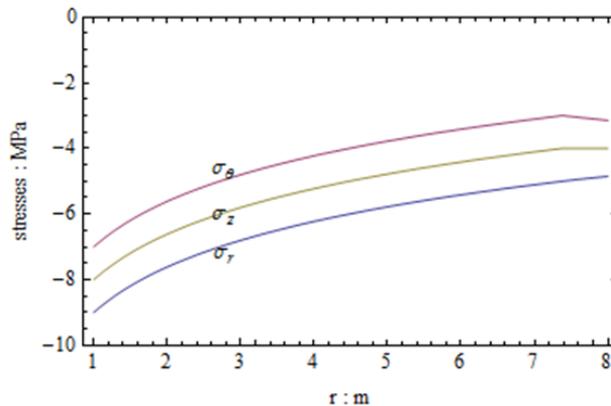


Figure 1-9 : Distribution des contraintes en phase 5, à $P_i = 9$

Quant aux déformations plastiques, comme ε_z^p est toujours nulle et que $\varepsilon_\theta^p = -\varepsilon_r^p$, il suffit de visualiser ε_r^p . Ici, c'est surtout l'allure qui nous intéresse. On va donc plutôt visualiser la version adimensionnée, définie par :

$$\varepsilon_r^{p*} = \frac{\varepsilon_r^p}{\frac{2C}{E}(1-\nu^2)}$$

La Figure 1-10 montre la croissance graduelle de la déformation plastique induite par la décompression du tunnel, lorsque la pression interne baisse de la pression géostatique initiale à zéro, puis augmente de zéro à $P_i^{(3)} = 2C = 2$. Les déformations plastiques radiales sont induites par la décompression durant le creusement de la galerie, tandis qu'elles restent invariantes durant le début du chargement jusqu'à ce que P_i atteigne $P_i^{(3)} = 2$, car le sol demeure incrémentalement élastique en tout point.

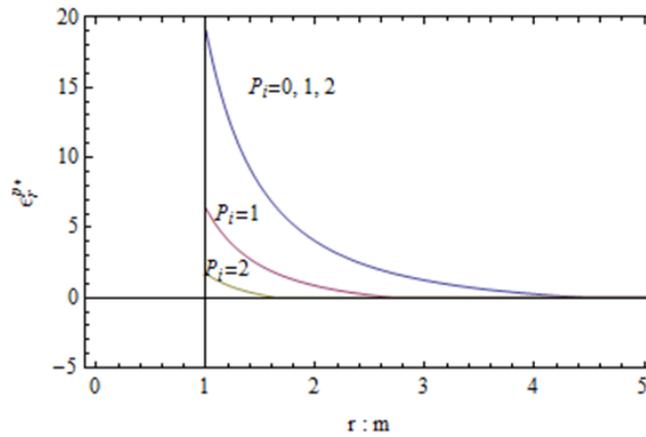


Figure 1-10 : Evolution de la déformation plastique radiale normalisée ϵ_r^{p*} lorsque P_i baisse de P_0 à 0 puis augmente de 0 à 2

Lorsque P_i augmente au-delà de $P_i^{(3)} = 2$ (i.e. phase 4 et 5), le critère de plasticité est atteint et la déformation plastique radiale décroît algébriquement partout Figure 1-9. En revanche, contrairement à la phase 2, la déformation plastique radiale est compressive (vitesse de déformation négative), ce qui est cohérent avec la pression interne croissante. Cela est illustré en Figure 1-11 où l'on observe clairement une baisse de la déformation plastique lorsque P_i augmente.

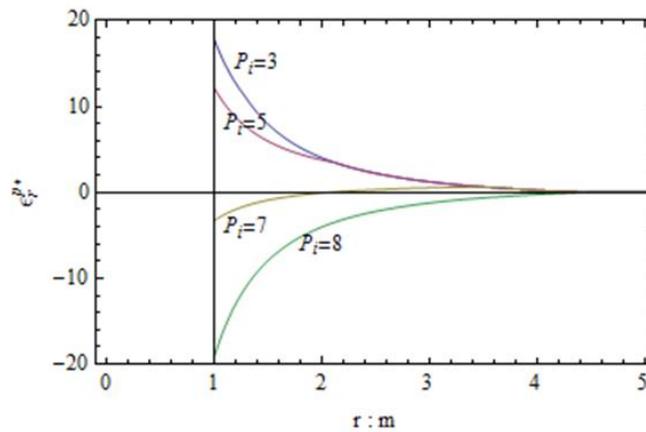


Figure 1-11 : Evolution de la déformation radiale plastique ϵ_r^{p*} durant la phase 4 lorsque P_i augmente de 3 à 8.

1.6 Comparaison des résultats analytiques avec ceux d'un modèle numérique aux éléments finis

Théoriquement, le modèle analytique donne la solution exacte d'un problème mathématique bien défini avec l'hypothèse des petites déformations. Cependant, son développement implique des calculs longs et fastidieux, il est donc souhaitable de vérifier si les expressions explicites sont en accord avec celles d'une méthode numérique éprouvée et fiable (aux éléments finis ici) appliquée à ce même problème. Pour ce faire, on considère la même configuration que celle traitée par le modèle analytique auparavant : un tunnel isolé dans un massif infini. Cependant, le domaine théorique infini doit être remplacé par un domaine fini qui est « suffisamment grand » pour rendre les effets de bord négligeables.

Le code de calcul aux éléments finis utilisé ici est CESAR-LCPC 2D et les calculs sont effectués en déformations planes. En vue de la symétrie du problème, seulement le quart du domaine physique est modélisé comme le montre la Figure 1-12.

Les dimensions du modèle sont de $(50m \times 50m)$, le maillage de celui-ci comporte 42940 nœuds et 21351 éléments à interpolation quadratique (Figure 1-12a). Quant aux conditions aux limites du modèle, nous bloquons le déplacement normal sur le bord horizontal inférieur et le bord vertical de gauche, et nous laissons ces deux bords libres de bouger tangentiellement par symétrie. Quant aux deux bords restants (horizontal supérieur et vertical droit), une contrainte purement normale et uniforme correspondant à la contrainte géostatique initiale du sol est imposée.

Le rayon a du tunnel est de 5m et les propriétés mécaniques du sol sont les suivants : $E = 5000 \text{ MPa}$, $C = 9 \text{ MPa}$, $\nu = 0.499$. La force de pesanteur est négligée comme dans le modèle analytique.

Afin de respecter les mêmes étapes que dans le cas analytique, le phasage des calculs adopté dans le modèle numérique est le suivant :

- - Phase 1: Initialisation des contraintes géostatiques dans le sol via l'application d'une pression $P_0 = 13 \text{ MPa}$ sur le bord horizontal supérieur et le bord vertical droit mais également sur le pourtour de l'excavation comme affiché en Figure 1-12c ;
- - Phase 2: Déconfinement total de la paroi via l'application d'un taux de déconfinement $\lambda = 1$;
- - Phase 3: Rechargement de la paroi en appliquant une pression interne croissante de 0 à $3P_0 = 39 \text{ MPa}$ afin de traiter les 5 phases étudiées analytiquement.

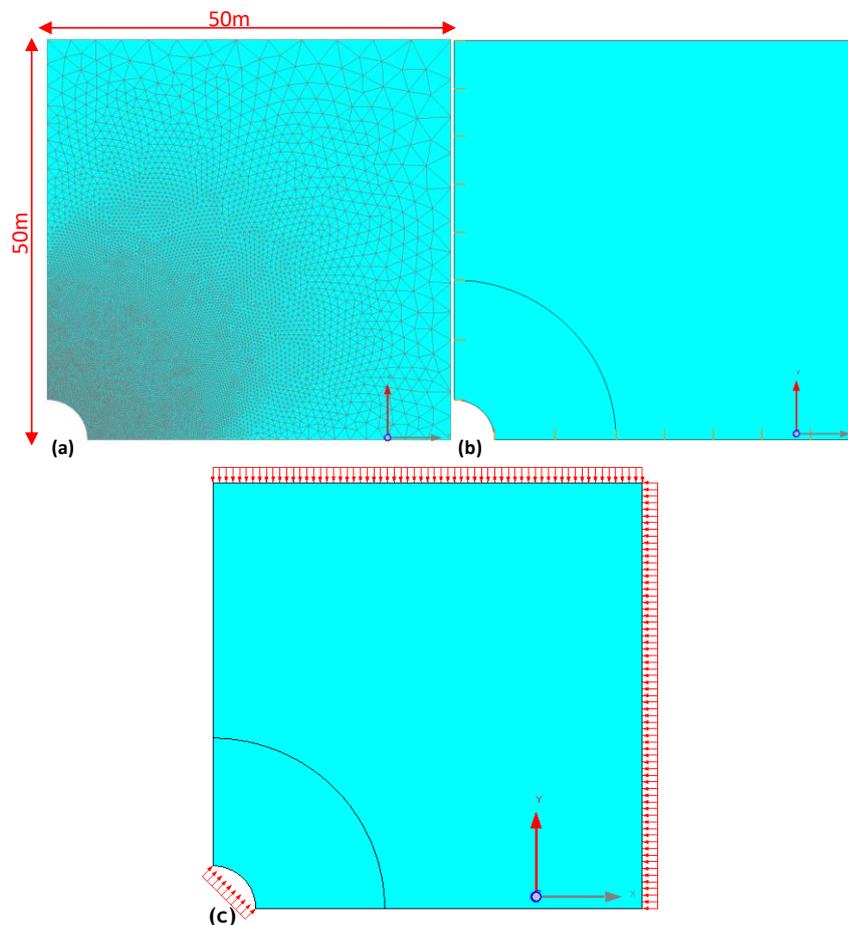


Figure 1-12 : (a) géométrie et maillage, (b) conditions aux limites, (c) phase d'initialisation des contraintes dans le sol pour le modèle numérique aux éléments finis

La Figure 1-13 montre l'évolution de la zone plastique autour de l'excavation pour trois valeurs particulières de la pression interne: $P_i = 13 \text{ MPa}$ (état initial), $P_i = 2 \text{ MPa}$ et $P_i = 0$ (fin de l'excavation). On observe que la zone plastique apparaît en paroi du tunnel puis se propage progressivement dans le sol comme l'a mis en évidence la solution analytique.

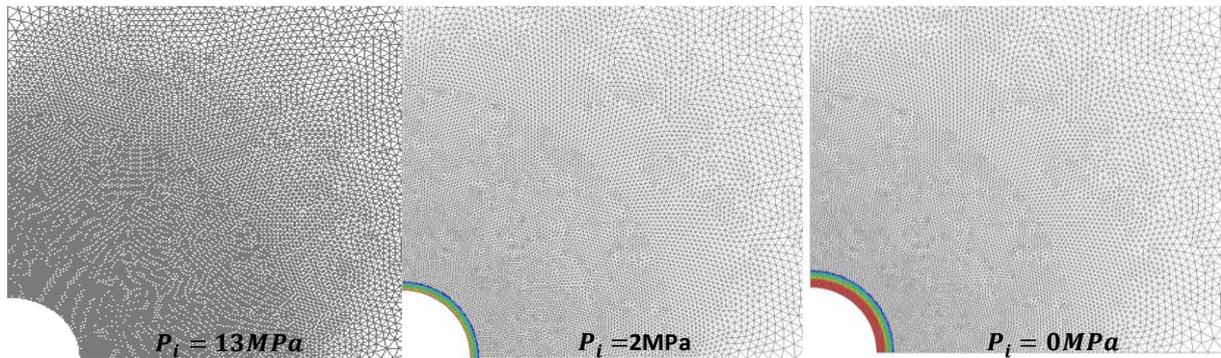


Figure 1-13 : Evolution de la zone plastique durant l'excavation du tunnel

La Figure 1-14 présente les mêmes paramètres que la figure précédente pour l'étape de chargement/compression pour trois valeurs particulières de la pression interne: $P_i = 13 \text{ MPa}$, 26 MPa et 39 MPa (correspondant à $P_i = P_0, 2P_0$ et $3P_0$).

Conformément à la solution analytique, l'extension de la zone plastique reste inchangée jusqu'à $P_i = 2P_0$. On voit également que la propagation de la zone plastique reprend son cours et augmente considérablement lorsque la pression interne dépasse $2P_0$. Une comparaison plus précise en terme de déformation radiale sera présentée plus loin et montrera la pertinence du modèle numérique.

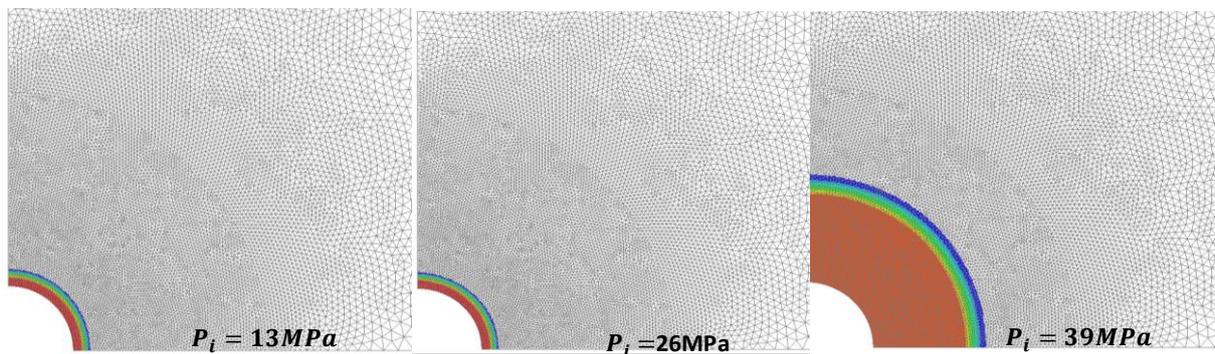


Figure 1-14 Evolution de la zone plastique durant le chargement de la paroi

La Figure 1-15 compare les résultats numériques et analytiques en terme de déplacement radial en paroi du tunnel durant les deux étapes d'excavation et de rechargement. Afin de distinguer les deux phases et de représenter clairement l'évolution du déplacement, la pression interne est prise artificiellement négative pour l'excavation et positive pour le rechargement. Dans cette figure, la phase d'excavation correspond à l'intervalle $-13 \text{ MPa} < P_i < 0$ et la phase de rechargement correspond à l'intervalle $0 < P_i < 39 \text{ MPa}$. Les résultats numériques et analytiques sont en très bon accord. La paroi du tunnel converge vers l'axe du tunnel durant l'excavation pour atteindre un déplacement radial maximal de 21 mm au point A. Ensuite, pendant la phase de rechargement, la paroi du tunnel est refoulée radialement et le déplacement radial augmente en passant par 0 à $P_i = 14 \text{ MPa}$ puis continue à augmenter pour atteindre une valeur maximale proche de 100 mm à $P_i = 39 \text{ MPa}$. Son évolution est linéaire jusqu'à $P_i = 2C = 18 \text{ MPa}$, puis elle devient non-linéaire au-delà de cette valeur, exactement comme l'a prédit la solution analytique.

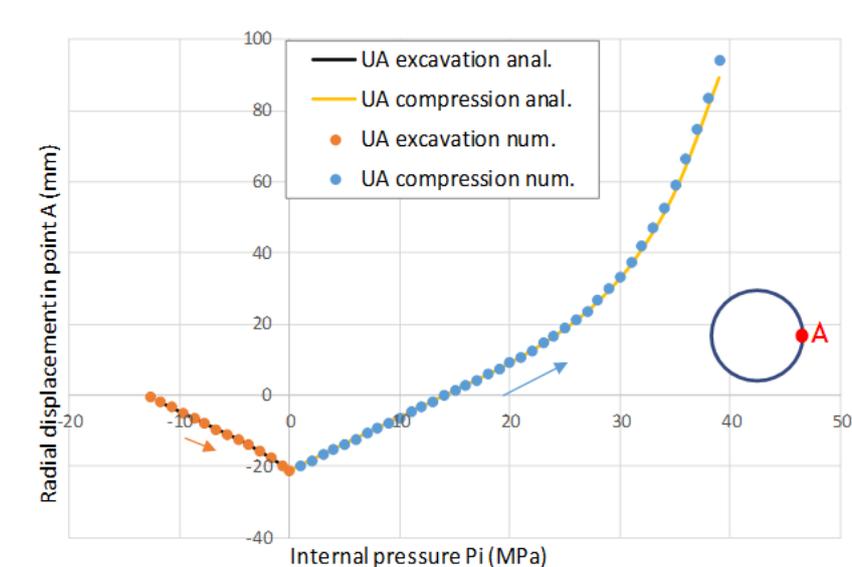


Figure 1-15 : Evolution du déplacement radial en paroi du tunnel durant les étapes d'excavation et de compression

L'évolution du rayon plastique est présentée en Figure 1-16. Elle compare les solutions numérique et analytique dans les deux étapes d'excavation et de rechargement. Le signe de la pression est inversé comme dans le graphe précédent, l'étape d'excavation correspond ici à l'intervalle: $-P_0 \leq P_i \leq 0$.

Une légère différence entre les deux résultats est constatée, ce qui peut être lié à l'effet de la taille du maillage considéré. Cependant, les deux résultats sont globalement en bon accord ce qui confirme la pertinence des calculs numériques menés.

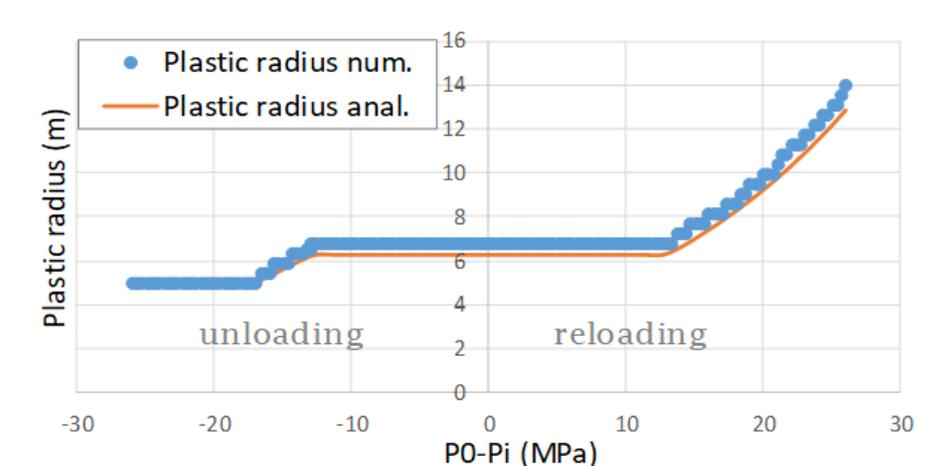


Figure 1-16 Evolution du rayon plastique en fonction de la pression interne

1.7 Expressions détaillées des contraintes, des déformations et des déplacements pour les phases 3 à 5

Zone Z2 [a, X_2]	Zone EL [$X_2, +\infty$]
$\sigma_r = C \cdot \ln\left(\frac{a}{r}\right)^2 - P_i \left(\frac{a}{r}\right)^2$ $\sigma_\theta = C \cdot \ln\left(\frac{a}{r}\right)^2 + P_i \left(\frac{a}{r}\right)^2 - 2C$ $\sigma_z = -P_0(1 - 2\nu) + 2\nu C \left(\ln\left(\frac{a}{r}\right)^2 - 1\right)$ $\varepsilon_r^p = -\varepsilon_\theta^p = \lambda(r, t_2) = \frac{2C(1 - \nu^2)}{E} \left[\left(\frac{X_2}{r}\right)^2 - 1\right]$ $E \frac{u}{r} = (1 + \nu)(1 - 2\nu)(P_0 - C \ln\left(\frac{r}{a}\right)^2) - 2C(1 - \nu^2) \left(\frac{X_2}{r}\right)^2 + (1 + \nu)P_i \left(\frac{a}{r}\right)^2$	$\sigma_r = -P_0 + C \left(\frac{X_2}{r}\right)^2 - P_i \left(\frac{a}{r}\right)^2$ $\sigma_\theta = -P_0 - C \left(\frac{X_2}{r}\right)^2 + P_i \left(\frac{a}{r}\right)^2$ $\sigma_z = -P_0$ $\varepsilon_r^p = \varepsilon_\theta^p = 0$ $E \frac{u}{r} = -C(1 + \nu) \left(\frac{X_2}{r}\right)^2 + (1 + \nu)P_i \left(\frac{a}{r}\right)^2$

Tableau 1-1 : Résultats des champs de contraintes, de déformations et de déplacements à la phase 3

Zone plastique Z2 [a, X_2]	Zone élastique EL [$X_2, +\infty$]
$\sigma_r = C \cdot \ln\left(\frac{a}{r}\right)^2 - 2C \left(\frac{a}{r}\right)^2$ $\sigma_\theta = C \cdot \ln\left(\frac{a}{r}\right)^2 + 2C \left(\frac{a}{r}\right)^2 - 2C$ $\sigma_z = -P_0(1 - 2\nu) + 2\nu C \left(\ln\left(\frac{X_2}{r}\right)^2 - 1\right)$ $\varepsilon_r^p = -\varepsilon_\theta^p = \lambda(r, t_2); \quad \varepsilon_z^p = 0$ $E \frac{u(r, t_3)}{r} = C(1 + \nu)(1 - 2\nu) \left(1 + \ln\left(\frac{X_2}{r}\right)^2\right) - 2C(1 - \nu^2) \left(\frac{X_2}{r}\right)^2 + 2C(1 + \nu) \left(\frac{a}{r}\right)^2$	$\sigma_r = -P_0 + C \left(\frac{X_2}{r}\right)^2 - 2C \left(\frac{a}{r}\right)^2$ $\sigma_\theta = -P_0 - C \left(\frac{X_2}{r}\right)^2 + 2C \left(\frac{a}{r}\right)^2$ $\sigma_z = -P_0$ $\varepsilon_r^p = \varepsilon_\theta^p = \varepsilon_z^p = 0$ $E \frac{u(r, t_3)}{r} = -C(1 + \nu) \left(\frac{X_2}{r}\right)^2 + 2C(1 + \nu) \left(\frac{a}{r}\right)^2$

Tableau 1-2 : Résultats des champs de contraintes, de déformations et de déplacements à la fin de la phase 3, $t=t_3$, lorsque $P_i(t_3) = P_i^{(3)} = 2C$.

Zone plastique Z3 [$a, Y(t)$]	Zones Z2 et EL [Y, ∞]
$\sigma_r = -P_i(t) + C \cdot \ln\left(\frac{r}{a}\right)^2$ $\sigma_\theta = -P_i(t) + C \cdot \ln\left(\frac{r}{a}\right)^2 + 2C$ $\sigma_z = -(1 - 2\nu)P_0 + 2\nu \left[-P_i + C + C \cdot \ln\left(\frac{r}{a}\right)^2 \right]$ $\varepsilon_r^p(r, t) = \lambda(r, t_2) - \xi(r, t)$ $\varepsilon_\theta^p(r, t) = -\lambda(r, t_2) + \xi(r, t)$ $\frac{E}{r}u(r, t) = (1 + \nu)(1 - 2\nu) \left[P_0 - P_i(t) + C \ln\left(\frac{r}{a}\right)^2 \right]$ $+ 2C(1 - \nu^2) \left[2\left(\frac{Y(t)}{r}\right)^2 - \left(\frac{X_2}{r}\right)^2 \right]$	$\sigma_r = \sigma_r(r, t_3) + 2C \left[\left(\frac{a}{r}\right)^2 - \left(\frac{Y}{r}\right)^2 \right]$ $\sigma_\theta = \sigma_\theta(r, t_3) - 2C \left[\left(\frac{a}{r}\right)^2 - \left(\frac{Y}{r}\right)^2 \right]$ <p>Z2: $\sigma_z = -P_0(1 - 2\nu) + 2\nu C \left(\ln\left(\frac{a}{r}\right)^2 - 1 \right)$</p> <p>EL: $\sigma_z = -P_0$</p> $\varepsilon_r^p(r, t) = \lambda(r, t_2)$ $\varepsilon_\theta^p(r, t) = -\lambda(r, t_2)$ $\frac{E}{r}u(r, t) = \frac{E}{r}u(r, t_3)$ $+ 2C(1 + \nu) \left[\left(\frac{Y(t)}{r}\right)^2 - \left(\frac{a}{r}\right)^2 \right]$

Tableau 1-3 : Résultats des champs de contraintes, de déformations et de déplacements à la phase 4

Zone plastique Z3 [a, X_2]	Zone EL [X_2, ∞]
$\sigma_r = -2P_0 + C \cdot \ln\left(\frac{r}{a}\right)^2$ $\sigma_\theta = -2P_0 + C \cdot \ln\left(\frac{r}{a}\right)^2 + 2C$ $\sigma_z = -(1 - 2\nu)P_0 + 2\nu \left[-P_i + C + C \cdot \ln\left(\frac{r}{a}\right)^2 \right]$ $\varepsilon_r^p = -\varepsilon_\theta^p = -\frac{2C(1 - \nu^2)}{E} \left[\left(\frac{X_2}{r}\right)^2 - 1 \right]$ $\frac{E}{r}u = (1 + \nu)(1 - 2\nu) \left[-P_0 + C \ln\left(\frac{r}{a}\right)^2 \right]$ $+ 2C(1 - \nu^2) \left(\frac{X_2}{r}\right)^2$	$\sigma_r = -P_0 - C \left(\frac{X_2}{r}\right)^2$ $\sigma_\theta = -P_0 + C \left(\frac{X_2}{r}\right)^2$ $\sigma_z = -P_0$ $\varepsilon_r^p = \varepsilon_\theta^p = 0$ $\frac{E}{r}u = C(1 + \nu) \left(\frac{X_2}{r}\right)^2$

Tableau 1-4 : Résultats des champs de contraintes, de déformations et de déplacements à la fin de la phase 4 lorsque $P_i(t_4) = P_i^{(4)} = 2P_0$

Zone plastique Z3 [a, Y]	Zone EL [Y, ∞)
$\sigma_r = -P_i(t) + C \cdot \ln\left(\frac{r}{a}\right)^2$	$\sigma_r = -P_0 - C \left(\frac{Y}{r}\right)^2$
$\sigma_\theta = -P_i(t) + C \cdot \ln\left(\frac{r}{a}\right)^2 + 2C$	$\sigma_\theta = -P_0 + C \left(\frac{Y}{r}\right)^2$
$\sigma_z = -(1 - 2\nu)P_0 + 2\nu \left[-P_i + C + C \cdot \ln\left(\frac{r}{a}\right)^2\right]$	$\sigma_z = -P_0$
$\varepsilon_\theta^p(r, t) = -\varepsilon_r^p(r, t) = \frac{2(1 - \nu^2)C}{E} \left[\left(\frac{Y}{r}\right)^2 - 1\right]$	$\varepsilon_r^p = \varepsilon_\theta^p = 0$
$\frac{E}{r}u = -(1 + \nu)(1 - 2\nu) \left[P_i - P_0 - C \ln\left(\frac{r}{a}\right)^2\right] + 2(1 - \nu^2)C \left(\frac{Y}{r}\right)^2$	$\frac{E}{r}u = (1 + \nu)C \left(\frac{Y}{r}\right)^2$

Tableau 1-5: Résultats des champs de contraintes, de déformations et de déplacements à la phase 5

1.8 Conclusion

Une solution analytique a été développée pour simuler l'évolution des grandeurs mécaniques (déplacements, contraintes, déformations) d'une galerie souterraine au cours d'un cycle de vie simplifié comportant deux étapes :

(1) Excavation de la galerie à partir d'un état initial du massif supposé isotrope et homogène en terme de contraintes ;

(2) Application d'une pression monotone croissante à la paroi de cette galerie.

Un ensemble d'hypothèses simplificatrices a été adopté afin de rendre le problème unidimensionnel dépendant uniquement d'une seule variable d'espace ; le comportement du massif (sol ou roche) est supposé élastique-parfaitement plastique obéissant au critère de Tresca et sa fonction de charge associée.

Durant les deux étapes de chargement, le comportement mécanique observé est initialement élastique, ensuite une zone plastique apparaît en paroi et s'étend progressivement dans le sol. A l'étape 2, l'inversion de la direction de chargement (compression de la paroi) comparée à l'étape 1 (déconfinement de la paroi) entraîne des déplacements et des déformations dans une direction inversée. Si la pression interne appliquée en paroi est suffisamment élevée, de nouvelles zones plastiques apparaissent et se rajoutent à la déformation plastique engendrée par la phase d'excavation.

L'apparition d'une zone plastique dans l'étape (1), suivie du "déchargement" élastique puis l'apparition d'une autre zone plastique de nature différente a nécessité une résolution analytique des équations incrémentales par "phase". Chaque phase est marquée par un début et une fin de validité précise, définie par des valeurs particulières de la pression interne. La solution obtenue est particulièrement intéressante à l'étape 2 où se produit l'écoulement plastique en direction inverse. Ce cas d'étude ne semble pas être abordé dans la littérature.

Cette solution analytique a été validée par un modèle aux éléments finis et va être très utile pour anticiper les mécanismes impliqués dans le cadre de cavités souterraines soumises à une pression interne, comme elle peut constituer un outil d'estimation rapide de l'ordre de grandeur des résultats attendus. Elle peut également servir comme référence pour vérifier la validité d'un modèle numérique plus complexe. En particulier, les valeurs critiques de la pression interne pour laquelle la plasticité reprend et ensuite se propage au-delà de son extension initiale sont données pour un cas simple pour lequel les expressions analytiques sont facilement utilisables.

2. Synthèse des travaux existants dans le domaine de la modélisation numérique du creusement pressurisé des tunnels

2.1 Introduction

Depuis le début des années 90, la modélisation numérique du creusement des tunnels par tunnelier à front pressurisé a fait l'objet d'un nombre croissant de travaux de recherche scientifique. Le recours de plus en plus fréquent à l'emploi de tunneliers pour le creusement de tunnels dans des conditions difficiles (sites urbains en particulier) explique en partie cette tendance. Par ailleurs, ces travaux ont également bénéficié durant cette même période de l'augmentation importante de la puissance des calculateurs (ordinateurs, centrales de calculs,) ainsi que du développement de logiciels de calculs basés sur des approches en déplacement (type méthode des éléments finis ou méthode des différences finies) en mesure de résoudre des problèmes aux dérivées partielles complexes.

Dans le cas de la modélisation numérique du creusement par tunnelier à front pressurisé, les méthodes numériques en déplacement (MEF, MDF) présentent l'intérêt de pouvoir fournir une estimation des déplacements induits dans le terrain au cours de l'excavation ainsi que des efforts repris par la machine et par le revêtement du tunnel. D'un point de vue de la justification de l'ouvrage, ces modèles sont donc particulièrement utiles. L'emploi de méthodes numériques se justifie d'autant plus que le problème à traiter n'est pas trivial. Tout d'abord, il s'agit d'un problème réellement tridimensionnel compte tenu de sa géométrie et des conditions aux limites à considérer. Ces dernières sont en particulier fortement liées au mode de contrôle et de pilotage de la machine. Il met par ailleurs en jeu différents types de matériaux (sol excavé, matériaux d'injection, mortiers de bourrage, structure du tunnelier) dont certains présentent des comportements mécaniques non linéaires, de nature élasto-plastique ou visco-plastique. Il nécessite également de considérer dans certains cas les phénomènes de couplage hydromécanique au sein du massif de sol excavé lorsque le creusement du tunnel s'effectue sous nappe.

Dans ce chapitre, nous présentons tout d'abord brièvement les différents types de tunneliers utilisés dans la pratique et décrivons le processus de creusement au tunnelier à front pressurisé qui fait l'objet de ce travail. Nous rappelons également l'origine des différentes pertes de volume se produisant dans le terrain autour de la machine lors de ce processus ainsi que leurs conséquences sur le champ des déplacements dans l'ensemble du massif excavé. Dans un second temps, nous présentons les principales approches traitant de la modélisation numérique du processus de creusement pressurisé des tunnels sur la base d'un certain nombre de travaux de référence disponibles dans la littérature. Nous analysons en particulier par quels procédés ces différents modèles reproduisent les pertes de volume se produisant au niveau du front de taille, le long de la machine, ainsi qu'autour du tunnel revêtu. Dans une dernière partie, et toujours sur la base de données de la littérature, nous analysons l'influence de la loi de comportement du sol excavé sur les mouvements de sols induits par le processus de creusement ainsi que sur les efforts repris par le revêtement.

2.2 Creusement au tunnelier à front pressurisé

2.2.1 Différents types de tunneliers

De nos jours, le recours aux tunneliers à front pressurisé pour l'excavation de tunnels en terrains meubles en sites urbains est relativement fréquent. Outre l'amélioration des conditions de sécurité pour les mineurs et la limitation des risques de désordre pour les ouvrages avoisinants, des études montrent que d'un point de vue économique cette technique devient particulièrement intéressante par rapport à la méthode dite « conventionnelle » pour des ouvrages dont la longueur dépasse le kilomètre.

Mis à part quelques détails technologiques qui peuvent varier selon certaines spécificités des projets, les tunneliers à front pressurisé disposent généralement des mêmes organes principaux, à savoir (Figure 2-1) : une roue de coupe, une chambre d'abattage, des vérins de poussée, un bouclier et une jupe équipée de pipes d'injection, un érecteur de voussoir, un train suiveur.

Le bouclier et la jupe sont généralement constitués de trois cylindres d'acier de quelques centimètres d'épaisseur, dont le diamètre est légèrement décroissant (diamètre du bouclier avant légèrement supérieur au diamètre du bouclier central, légèrement supérieur au diamètre de la jupe). Cette forme a pour objectif de limiter les frottements du terrain à l'extrados de la machine. Une articulation existe généralement entre le bouclier central et la jupe afin de faciliter la progression de la machine dans les courbes. L'ensemble bouclier-jupe est parfois nommé « bouclier » ou « jupe » pour représenter l'ensemble, par abus de langage. Sa longueur totale est de l'ordre de 1 à 1,2 fois le diamètre du tunnelier. L'ensemble bouclier-jupe est en mesure d'assurer un soutènement à court terme du terrain du fait de sa très grande rigidité. Des anneaux de voussoirs en béton préfabriqués, mis en place à l'abri de la jupe du tunnelier, assurent le soutènement et le revêtement définitif du tunnel.

La roue de coupe placée en face avant du tunnelier a pour fonction la découpe du terrain. Pour cela, elle est équipée de différents outils : couteaux, racleurs, molettes. La géométrie de la roue (taux d'ouverture) et son équipement en outils (type d'outils, nombre, position) sont préalablement adaptés aux conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques du projet. Pour découper le massif de sol, la roue de coupe est mise en rotation et plaquée contre le terrain. Le matériau découpé passe à travers les ouvertures de la roue de coupe et entre dans le tunnelier en même temps que celui-ci progresse vers l'avant. Sur certains tunneliers, la roue de coupe peut être équipée à sa périphérie de molettes biaises par rapport à son axe. Celles-ci ont pour rôle de générer une surcoupe du terrain de quelques centimètres afin de limiter les frottements du massif de sol le long du bouclier.

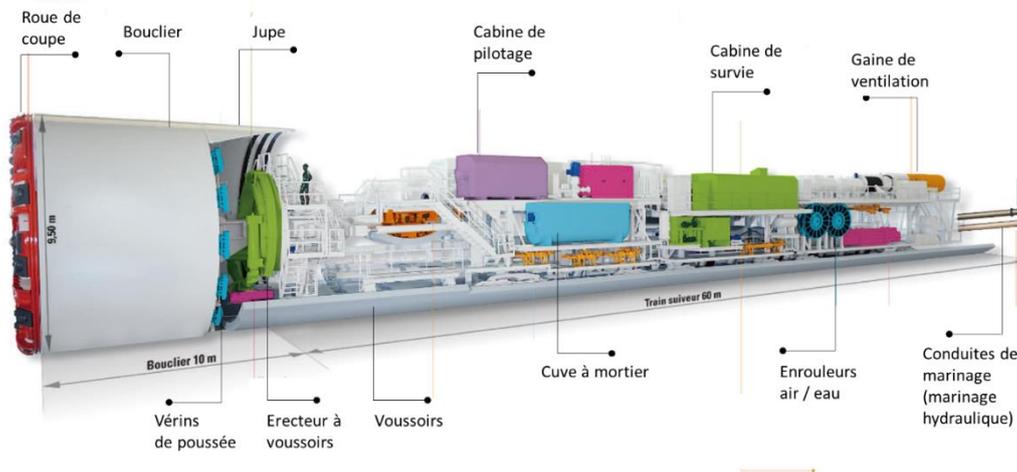


Figure 2-1 : Eléments principaux d'un tunnelier à front pressurisé (source : Herrenknecht)

Dans le cas du creusement en terrains meubles, afin de garantir la stabilité du massif excavé et limiter l'extrusion du front de taille à l'intérieur du tunnel (qui aurait pour conséquence une amplification des tassements en surface), le tunnelier doit être en mesure durant sa progression d'exercer une pression de soutènement sur le front de taille. Dans le cas d'un creusement sous la nappe phréatique, cette pression frontale doit également être en mesure d'équilibrer les pressions hydrostatiques présentes dans le terrain à l'avant de la machine afin d'empêcher les venues d'eau dans le tunnel. Cette pression frontale de soutènement est développée à l'intérieur de la chambre d'abattage du tunnelier dans laquelle transite le matériau excavé. Cette chambre, de forme généralement cylindrique, est située entre la roue de coupe et une cloison rigide. La classification des tunneliers à front pressurisé considère trois natures de pression frontale rencontrées dans la pratique : les tunneliers à pression d'air, les tunneliers à pression de boue et les tunneliers à pression de terre (AFTES, 2000).

Les tunneliers à pression d'air sont plutôt adaptés aux terrains de faible perméabilité et ne présentant pas de discontinuités importantes pouvant entraîner une perte brutale de pression du fait de la faible viscosité de l'air. Dans ce type de machine, l'air sous pression peut être utilisé pour soutenir le front de taille du tunnel et empêcher l'écoulement des eaux souterraines vers le tunnel. Dans ce cas, la pression d'air doit être contrôlée et ajustée en

continu. De nos jours, les tunneliers à pression d'air sont de moins en moins utilisés, excepté pour les faibles diamètres, pour des raisons de sécurité vis-à-vis des mineurs. Outre le risque de chute brutale de la pression frontale de soutènement en terrain hétérogène ou fissuré, le risque d'incendie en présence de terrains organiques ne peut être négligé.

Dans le cas des terrains meubles faiblement perméables ($k \leq 10^{-5}$ m/s), l'utilisation des tunneliers à pression de terre est généralement adaptée (Figure 2-2). Dans ce type de machine, la pression de soutènement sur le front de taille est exercée par le matériau abattu contenu dans la chambre d'abattage. L'extraction de ce matériau de la chambre se faisant au moyen d'une vis inclinée, la pression du matériau dans la chambre d'abattage est régulée par contrôle du débit d'extraction de cette vis. Dans le cas d'un creusement sous nappe, il est indispensable que les pertes de charges hydrauliques le long de la vis d'extraction soient suffisantes pour équilibrer le gradient des pressions d'eau entre l'amont et l'aval de la vis. Cette condition limite le domaine d'utilisation des tunneliers à pression de terre aux sols fins (argile, limons) et aux faibles pressions hydrostatiques (≤ 3.5 bars). Depuis plusieurs années, l'emploi d'adjuvants (tensio-actifs, polymères, boue bentonitique) a permis d'étendre le domaine d'utilisation des tunneliers à pression de terre à des terrains plus grossiers (sables, graviers) bien que la pression hydrostatique reste un facteur limitant. Le conditionnement du matériau contenu dans la chambre d'abattage à l'aide d'adjuvants permet aussi d'améliorer l'homogénéité des pressions appliquées sur le front de taille et de réduire l'usure des outils et le couple résistant sur la roue de coupe.

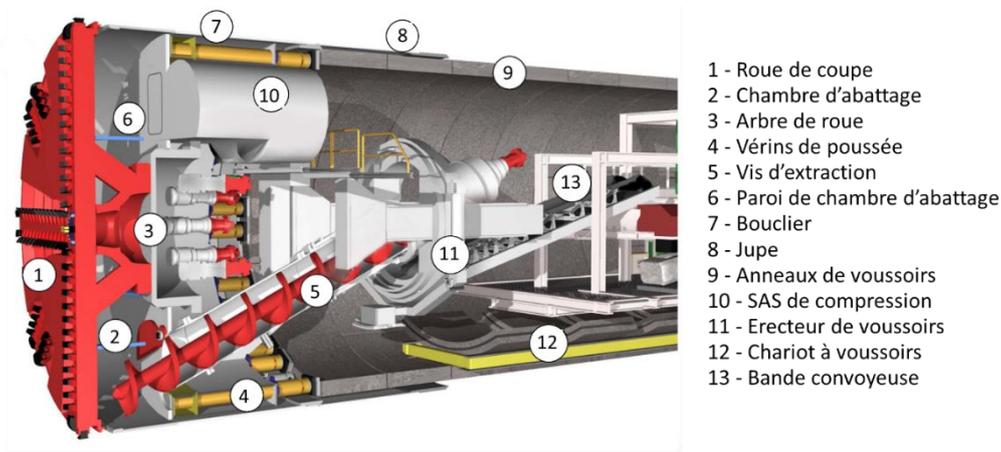


Figure 2-2 : Schéma de principe d'un tunnelier à pression de terre (source : Herrenknecht)

Le mode de creusement à pression de boue peut être considéré comme complémentaire au mode à pression de terre dans le sens où il est adapté à des terrains grossiers plus perméables ($k < 10^{-2}$ m/s), et des pressions hydrostatiques pouvant atteindre jusqu'à au moins 11 Bars (cas du tunnel sous le Bosphore). Dans le cas des tunneliers à pression de boue, le soutènement du front de taille est exercé à l'aide d'une suspension de boue bentonitique amenée par une conduite directement dans la chambre d'abattage du tunnelier depuis une centrale à boue située à l'extérieur du tunnel (Figure 2-3). Dans la chambre d'abattage, la boue bentonitique se mélange avec le sol excavé avant d'être ensuite évacuée par pompage via une conduite de retour jusqu'à la centrale de traitement des boues. Le mélange sol/boue contenu dans la chambre d'abattage est ainsi mis sous pression par contrôle du débit de décharge. Cette pression de confinement est transmise au front de taille via les ouvertures de la roue de coupe. L'action de soutènement du mélange sol / boue sur le front de taille sera d'autant plus efficace que ce mélange sera en mesure de générer un cake imperméable en surface du front. Dans le cas des tunneliers récents, la pression de confinement du mélange sol/boue contenu dans la chambre d'abattage est contrôlée à l'aide d'une pression d'air (bulle d'air) appliquée sur la surface du mélange en partie haute de la chambre. L'intérêt de ce dispositif est de pouvoir appliquer des pressions de confinement plus élevées sur le front de taille et d'améliorer le contrôle de ces pressions grâce au caractère compressible de l'air qui permet un amortissement des variations brutales de pression.

A noter que dans le cas des tunneliers à pression de terre ou à pression de boue, le remplacement d'outils de coupe sur la roue de coupe durant une étape de creusement exige la vidange partielle de la chambre d'abattage afin que les ouvriers puissent intervenir pour assurer ces travaux de maintenance. Dans ce cas, la chambre d'abattage est mise sous pression d'air comprimé et le soutènement du front de taille est assuré temporairement par cette pression d'air.

Noter également que récemment, les tunneliers « à densité variable » sont apparus : ceux-ci sont assez proche des tunneliers à pression de boue avec les spécificités suivantes : (i) la capacité d'augmenter significativement la densité de la boue si nécessaire, et (ii) une évacuation des matériaux excavés par une vis sans fin puis, après concassage, par des conduites de marinage.

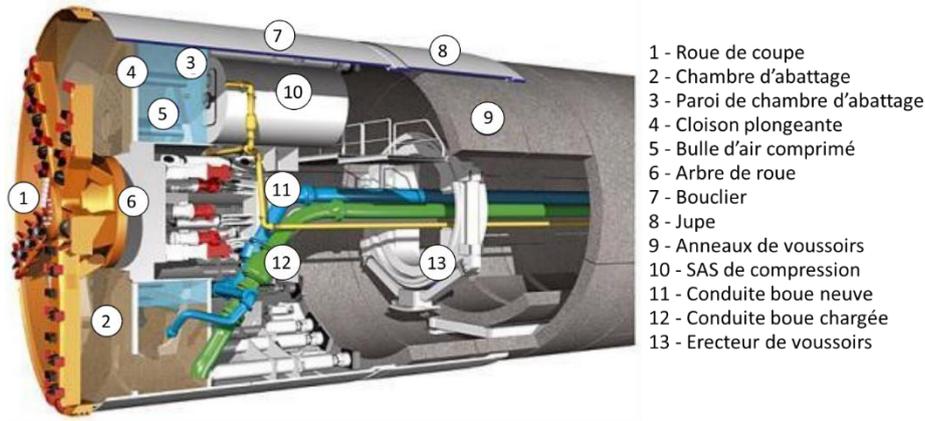


Figure 2-3 Schéma de principe d'un tunnelier à pression de boue (source : Herrenknecht)

2.2.2 Principe du processus de creusement pressurisé

Le creusement au tunnelier à front pressurisé peut être considéré comme l'alternance en continu de deux phases distinctes. D'une part une phase d'excavation durant laquelle la roue de coupe découpe le terrain et le tunnelier progresse vers l'avant en prenant appui à l'aide de ses vérins de poussée sur le dernier anneau de voussoirs (revêtement définitif) mis en place à l'arrière du bouclier. Au cours de cette phase d'excavation, le tunnelier avance sur une longueur égale à la longueur d'un anneau de revêtement, généralement comprise entre 1 m et 2 m. D'autre part, une phase durant laquelle le tunnelier est immobile, sa roue de coupe généralement à l'arrêt, pendant laquelle un nouvel anneau de voussoirs préfabriqués est mis en place à l'aide d'un érecteur à ventouse à l'abri du bouclier pour former un nouvel anneau de revêtement.

Lorsque durant la phase d'excavation, le tunnelier progresse vers l'avant, les derniers anneaux de voussoirs mis en place sortent progressivement de la jupe du tunnelier. Du fait de la présence d'une éventuelle surcoupe (a), de la « conicité » du système bouclier-jupe (b) et de l'épaisseur de la jupe (c + d), il existe inévitablement un espace entre l'extrados de l'anneau de voussoirs débouchant de la jupe et la paroi du massif excavé (Figure 2-4). L'épaisseur de ce vide annulaire (e) peut être comprise entre 70 et 200 mm. En conséquence, le massif de sol a tendance à converger radialement du fait du déconfinement généré en paroi de massif. Afin de limiter ce mouvement de convergence radial qui peut entraîner des tassements de surface importants dans le cas des tunnels creusés à faible profondeur, un mortier de bourrage est injecté dans le vide annulaire à partir de buses d'injection situées dans l'épaisseur de la jupe du tunnelier. Cette injection est généralement pratiquée dans la partie supérieure de la jupe, au niveau de l'avant dernier anneau de voussoir mis en place. Un dispositif d'étanchéité, aussi appelé joint de queue, constitué de broches métalliques et de graisse, empêche le retour du mortier de bourrage le long de la paroi interne de la jupe.

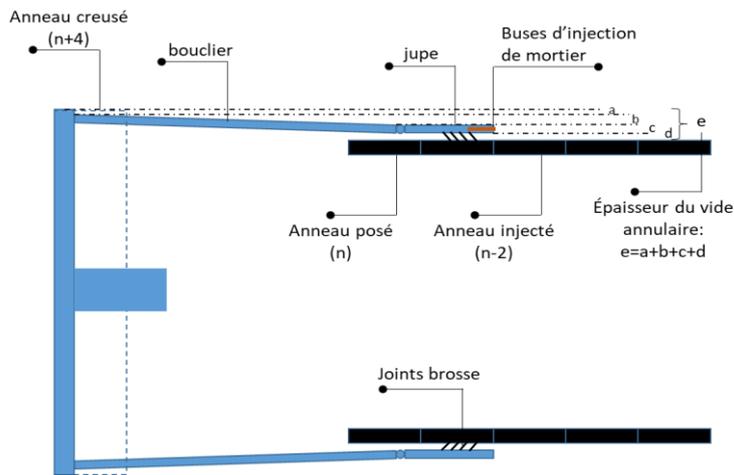


Figure 2-4 Schéma de principe de formation du vide annulaire entre l'extrados des anneaux de voussoirs et les parois du massif excavé.

2.2.3 Pertes de volume autour d'un tunnelier à front pressurisé

Comparé à la méthode de creusement dite « conventionnelle », le creusement de tunnel à l'aide de tunnelier à front pressurisé permet de réduire de manière significative les mouvements générés dans le massif de sol au cours de son excavation. Un certain nombre de progrès technologiques apportés aux tunneliers depuis les années 90 ont en particulier permis de réduire l'amplitude de ces mouvements : conditionnement des matériaux abattus contenus dans la chambre d'abattage, contrôle de la pression de confinement par bulle d'air, injection de boue bentonitique le long du bouclier, utilisation de mortier de bourrage à prise rapide...

Néanmoins, lors du processus de creusement au tunnelier, un certain nombre de mouvements de sol demeurent inévitables à l'interface tunnelier/sol ainsi qu'à l'interface revêtement/sol. Pour quantifier ces déplacements, il est généralement fait référence à la notion de perte de volume (« ground loss » ou « volume loss » en anglais). Cette perte de volume correspond au volume de sol qui, du fait des déformations du terrain, va converger radialement à l'intérieur des limites théoriques de l'excavation (Figure 2-5) En général, cette perte de volume est exprimée en pourcentage du volume nominal du tunnel.

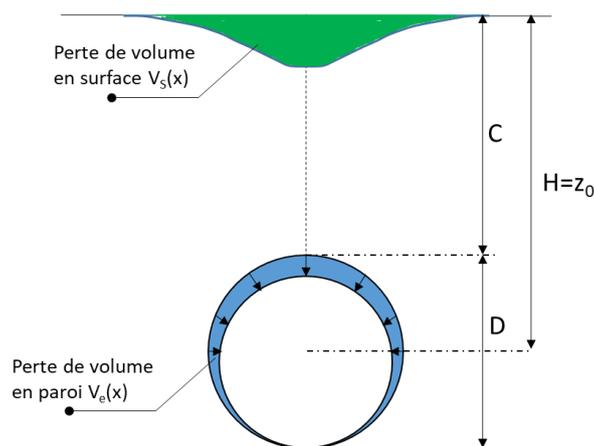


Figure 2-5. Schéma de principe 2D des pertes de volume se produisant en paroi de tunnel

Il est possible de classer les différentes sources de perte de volume générées lors du processus de creusement pressurisé des tunnels en fonction du lieu où elles se produisent. Ainsi il est commun de distinguer les pertes de

volume générées au front de taille (I), celles se produisant le long du bouclier et au débouché de la jupe (II), et celles apparaissant le long du revêtement définitif du tunnel à court terme (III) puis à long terme (IV sur la Figure 2-6).

Les pertes de volume se produisant au niveau du front de taille (I) correspondent à un mouvement d'extrusion du front en direction du tunnel. Ce mouvement d'extrusion s'explique par le fait que la poussée horizontale des terres au niveau du front de taille n'est pas parfaitement équilibrée par la pression de confinement exercée par le tunnelier sur le front. Dans la pratique, cet équilibre est difficile à trouver. En théorie, il supposerait entre autre que la densité du matériau contenu dans la chambre d'abattage soit égale à celle du sol en place ; ce qui est n'est généralement pas le cas du fait de l'état foisonné du matériau abattu contenu dans la chambre. Le pilote du tunnelier doit par conséquent contrôler la pression dans la chambre d'abattage pour limiter ce mouvement d'extrusion. Dans le même temps, il doit veiller à ne pas imposer une pression de confinement trop forte qui pourrait entraîner un refoulement du sol à l'avant de la machine, voire un soulèvement de la surface du terrain.

Les pertes de volume se produisant le long du bouclier et au débouché de la jupe (II) sont à associer à un mouvement de convergence radiale du massif de sol en direction du tunnel. Cette convergence radiale est induite par la présence d'un vide annulaire autour du bouclier ainsi qu'autour de l'anneau de voussoirs débouchant à l'arrière de la jupe comme expliqué plus haut (cf Figure 2-4). Ce vide annulaire conduit à la réduction, voire par endroits à l'annulation, de la contrainte radiale en paroi du massif excavé. Trois sources distinctes contribuent à l'existence de ce vide annulaire comme vu précédemment (Figure 2-4 et Figure 2-6) : la différence de diamètre entre la roue de coupe et le bouclier avant, la différence de diamètre entre le bouclier avant et la jupe, et l'épaisseur de la jupe.

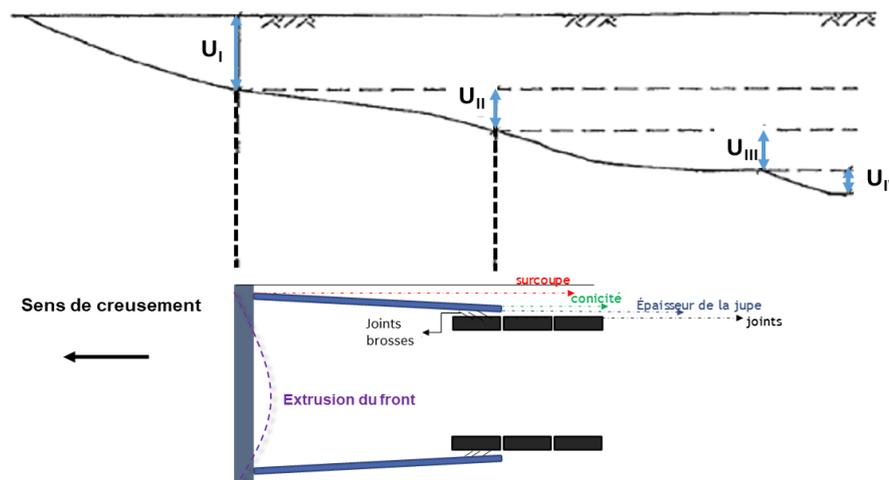


Figure 2-6. Schéma de principe de l'origine des pertes de volume se produisant autour d'un tunnelier et profil de tassement associé.

En pratique la convergence radiale du terrain dans l'ensemble de cet espace annulaire n'est pas libre. Tout d'abord le vide annulaire existant en débouché de jupe, à l'extrados du premier anneau se trouvant à l'extérieur de la jupe, est rempli par injection d'un mortier de bourrage. Les retours d'expériences montrent que les mouvements de sol dans cet espace peuvent être limités, voire éliminés, si le processus d'injection de mortier est rapide et convenablement réalisé. Comme pour la pression de soutènement frontal, la valeur de pression d'injection du mortier doit être contrôlée avec précision afin de limiter les déplacements du sol (convergence ou refoulement). Par ailleurs le long du bouclier, certains auteurs (Bezuijen, 2007, 2009, Bezuijen et al., 2012) soulignent qu'un flux de boue bentonitique (cas des tunneliers à pression de boue) ou de sol conditionné (cas des tunneliers à pression de terre) provenant du front peut remonter le long du bouclier sous l'effet de la pression. Il en est de même pour le mortier de bourrage injecté en sortie de jupe. Outre l'intérêt de réduire les frottements à l'interface bouclier / sol, ces remontées de matière sont également susceptibles de limiter la convergence du terrain en remplissant

partiellement le vide annulaire autour du bouclier. Dans le cas de chantiers en site urbain, un certain nombre de machines sont aujourd'hui équipées de dispositifs qui permettent une injection de boue bentonitique directement au travers du bouclier ; ceci dans le but de remplir les deux fonctions décrites précédemment. A noter que dans la pratique, la géométrie du vide annulaire présent autour du bouclier n'est pas nécessairement régulière. Une correction continue de l'alignement du tunnelier par le pilote est souvent nécessaire en raison des phénomènes de cabrage, tangage ou plongée de la machine, en particulier dans les terrains hétérogènes et les trajectoires en courbe.

En ce qui concerne les pertes de volume se produisant le long du revêtement définitif du tunnel à court terme (III), celles-ci peuvent avoir deux origines : la déformation des anneaux de voussoirs, ou un défaut d'injection du mortier de bourrage. Compte-tenu de la grande rigidité du revêtement, la déformation des anneaux de voussoirs est généralement considérée comme négligeable.

A plus long terme (IV), des pertes de volume associées à des phénomènes de consolidation peuvent apparaître le long du revêtement définitif du tunnel. Ces phénomènes de consolidation concernent en particulier les sols fins sous nappe. Ils traduisent une dissipation progressive des surpressions interstitielles générées lors du processus d'excavation. L'amplitude des pertes de volume liées à la consolidation du terrain est toutefois difficile à estimer car elle dépend de l'amplitude des surpressions interstitielles générées par le processus de creusement. Or celles-ci dépendent de divers paramètres comme les pressions frontale et d'injection imposées, le poids du tunnelier, les conditions de contact à l'interface sol / bouclier, la vitesse d'avancement de la machine, la perméabilité des terrains. Il est important que les calculs d'estimation de ces effets à long terme prennent en compte le changement des conditions aux limites induit par la construction du tunnel. En particulier, l'hypothèse classique qui considère que le revêtement du tunnel agit comme une limite imperméable peut ne plus être valable si la perméabilité du terrain est suffisamment faible et que la possibilité d'un drainage le long de l'extrados du tunnel est envisageable.

A noter que des mouvements de sol au niveau du tunnel revêtu peuvent dans certains contextes être engendrés par une remontée du tube sous l'effet de la poussée d'Archimède lorsque le tunnel est construit sous nappe. Dans ce cas, il est souvent nécessaire de lester le tunnel après passage du train suiveur du tunnelier, par exemple en remblayant le radier, afin d'éviter cette remontée et les désordres qu'elle peut engendrer.

2.3 Estimation des déplacements du sol autour d'un tunnelier : des approches semi-empiriques aux modélisations numériques

Le calcul des déplacements induits dans un massif de sol lors d'un creusement au tunnelier à front pressurisé est un problème complexe du fait de la géométrie tridimensionnelle du domaine concerné, de la diversité des conditions aux limites à considérer, du comportement mécanique non linéaire d'un certain nombre de matériaux mis en jeu, de la présence possible de couplages hydromécaniques au sein du massif de sol et de la dépendance vis-à-vis du temps de ces déplacements. Aussi, dans le cas général, aucune méthode analytique n'est en mesure de donner une solution exacte à ce problème. Dans la pratique, au stade des études d'avant-projet, des méthodes semi-empiriques basées sur des retours d'expériences de chantiers sont utilisées pour fournir une estimation des déplacements en surface de massif. Au-delà, le recours aux méthodes numériques (approches en déplacement) semble indispensable pour évaluer les déplacements occasionnés par la progression du tunnelier dans le terrain et quantifier leur impact éventuel sur les avoisinants.

2.3.1 Approches semi-empiriques

2.3.1.1 Profil transverse de la cuvette de tassement en surface

Dans le cas du creusement d'un tunnel à faible profondeur, les pertes de volume occasionnées par la progression du tunnelier dans le terrain sont susceptibles de conduire à l'apparition d'une cuvette de tassement en surface de massif. Cette cuvette s'étend généralement à l'avant du front de taille et de part et d'autre de la verticale du tunnel. Il est aujourd'hui communément admis que le profil transverse de cette cuvette de tassement s'apparente à un profil de forme gaussienne bien décrit par la formule de Peck (1969) (Figure 2-7):

$$S(x^*, y) = S_{max}(x^*) \cdot \exp\left(\frac{-y^2}{2i_y^2}\right)$$

- avec : $S(x^*, y)$: le tassement de la surface du massif à la position (x^*, y) ,
- x^* : l'abscisse longitudinale de la section transversale considérée,
- y : la distance horizontale transverse par rapport à l'axe du tunnel,
- $S_{max}(x^*)$: le tassement maximal au-dessus de la section transversale considérée,
- i_y : la distance horizontale entre le point d'inflexion du profil transverse de tassement et l'axe du tunnel.

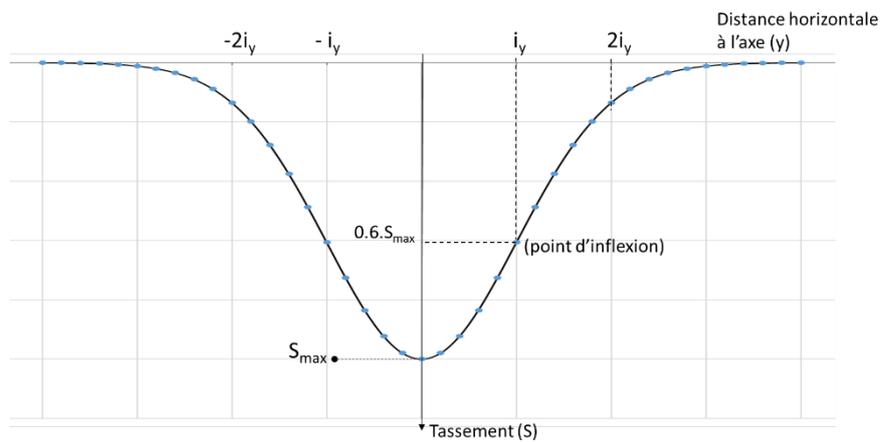


Figure 2-7. Fonction gaussienne utilisée pour décrire le profil transverse de la cuvette de tassement

En se plaçant suffisamment loin à l'arrière du front de taille afin de pouvoir considérer les tassements de la surface du sol stabilisés, il est alors possible, par intégration de cette expression, de calculer le volume final V_S (par mètre de longueur) de la cuvette de tassement. On obtient :

$$V_S = \sqrt{2\pi} \cdot i_y \cdot S_{max(\infty)}$$

avec : $S_{max(\infty)}$: le tassement maximale au-dessus de l'axe loin à l'arrière du front de taille.

Dans la pratique, il est courant d'identifier le volume V_S de la cuvette de tassement aux pertes de volume V_e se produisant au niveau du tunnel (cf Figure 2-5). Cette démarche ne peut être pertinente que si le creusement du tunnel se fait en absence de variation de volume dans le massif. Par conséquent, elle est utilisable en conditions non drainées (cas des sols fins argileux), mais devient plus discutable en conditions drainées (cas des sables) en raison des phénomènes de dilatance ou de contractance qui peuvent intervenir dans le massif pendant le creusement.

Dans la pratique, il est aujourd'hui admis qu'un tunnelier à front pressurisé, dont le pilotage est bien maîtrisé et adapté aux conditions géotechniques rencontrées, est en mesure de creuser avec un taux de perte de volume ΔV inférieur à 1 %. Ce taux de perte de volume est défini comme le rapport entre le volume final V_S (par mètre de longueur) de la cuvette de tassement et le volume (par mètre de longueur) du tunnel. Il vient donc :

$$\Delta V = \frac{V_S}{\left(\frac{\pi D^2}{4}\right)}$$

avec D : diamètre du tunnel.

L'estimation du tassement maximal final $S_{\max(\infty)}$ à partir du taux de perte de volume ΔV suppose de connaître la distance horizontale à l'axe (i_y) du point d'inflexion du profil transverse de tassement. Sur la base des travaux de différents auteurs (Peck, 1969 ; O'Reilly & New, 1982 ; Rankin, 1988), et après avoir rassemblé un grand nombre de mesures in situ, Mair & Taylor (1997) ont montré qu'il était possible de supposer une évolution linéaire du paramètre (i_y) avec la profondeur de l'axe du tunnel (z_0), ceci pour une nature de sol donnée. Ainsi ils proposent la relation :

$$i_y = k \cdot z_0$$

avec $k \in [0.4 ; 0.6]$ dans le cas des sols argileux et limoneux et $k \in [0.25 ; 0.45]$ pour les sols sableux et graveleux.

Dans le cas des massifs de sol stratifiés, ces mêmes auteurs préconisent de tenir compte de l'épaisseur (z_i) et du facteur (k_i) des n différentes couches de sol en considérant la relation :

$$i_y = \sum_{i=1}^n k_i \cdot z_i$$

2.3.1.2 Profils transverses des déplacements verticaux dans la couverture

En ce qui concerne les déplacements verticaux dans la couverture du tunnel, Mair *et al.* (1993) ont montré, sur la base d'essais en centrifugeuse sur massifs argileux, qu'à une profondeur z donnée, ces déplacements verticaux internes présentaient une distribution gaussienne du même type que celle observée en surface. Toutefois, sur la base de ces essais de laboratoire et de plusieurs retours d'expériences de chantiers en terrains argileux, ces mêmes auteurs proposent une évolution non linéaire du paramètre (i) avec la profondeur z pour ces profils transverses de déplacement verticaux internes, telle que :

$$i_y = k_c \cdot (z_0 - z)$$

avec $k_c = \frac{0.175 + 0.325(1 - \frac{z}{z_0})}{1 - z/z_0}$

2.3.1.3 Déplacements horizontaux transverses en surface

L'évaluation des déplacements horizontaux de la surface du sol dans la direction transverse présente un intérêt en présence d'ouvrages de surface (bâtiments, infrastructures de transport, ...). En effet, ces déplacements peuvent occasionner des contraintes de traction dans ces ouvrages et conduire à l'apparition de dommages structurels (fissures). Ces déplacements horizontaux sont toutefois peu mesurés dans la pratique. Certains auteurs (Attewell, 1978 ; O'Reilly & New, 1982) ont fait l'hypothèse que, pour une section transverse donnée, les vecteurs déplacement de la surface du sol étaient dirigés en direction de l'axe du tunnel. Une telle hypothèse suppose alors qu'en un point de la surface située à la distance horizontale y de l'axe du tunnel, les déplacements vertical (S_v) et horizontal (S_h) de ce point sont liés par la relation :

$$S_h = \frac{y}{z_0} S_v$$

avec z_0 : profondeur de l'axe du tunnel.

En supposant que le déplacement vertical vérifie la forme gaussienne donnée au paragraphe 2.3.1.1, le déplacement horizontal aura alors pour expression :

$$S_h = 1,65 \cdot S_{hmax} \cdot \frac{y}{i_y} \cdot \exp\left(\frac{-y^2}{2i_y^2}\right)$$

avec S_{hmax} : déplacement horizontal transverse maximal. Celui-ci se produit à la distance horizontale i_y de l'axe et vaut $0,61 \cdot k \cdot S_{vmax}$.

Sur la base de retours d'expériences en massifs argileux ou sableux, différents auteurs (Atewell, 1978 ; Hong & Bae, 1995) ont montré la pertinence de la formulation ci-dessus pour des distances allant jusqu'à 2D de l'axe du tunnel. Bel (2018) a également retrouvé cette distribution de la composante horizontale des déplacements de surface lors de ces essais de creusement sous gravité réalisés dans les sables avec un modèle réduit de tunnelier. Mair & Taylor (1997) soulignent toutefois que d'un point de vue théorique, en condition de déformations planes, une orientation des vecteurs de déplacement de surface en direction de l'axe du tunnel n'est pas compatible avec l'absence de variation de volume dans la couverture (cas d'un creusement en conditions non drainées). Celle-ci supposerait que ces vecteurs déplacements soient dirigés vers un point situé en dessous du radier du tunnel.

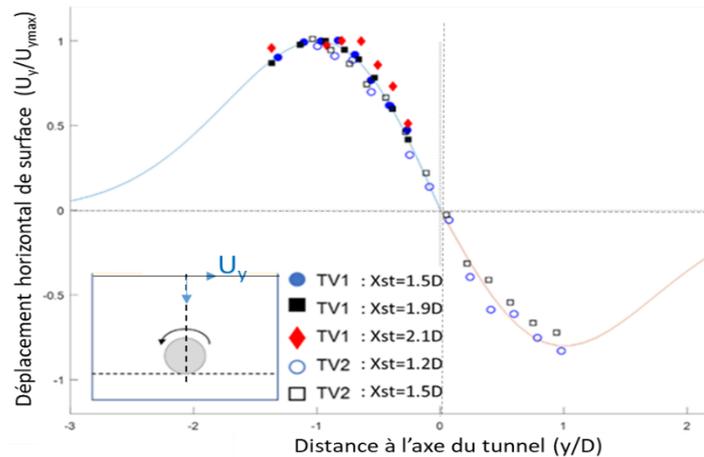


Figure 2-8 : Déplacements horizontaux transverses (U_y) mesurés sur le modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE par Bel (2018) et confrontés à la formule analytique d'Atewell (1978).

2.3.1.4 Profil longitudinal de tassement en surface

Dans la pratique, une estimation réaliste du profil longitudinal de tassement en surface de massif généré lors de la progression du tunnelier dans le terrain est nécessaire pour s'assurer du respect des seuils de tassement différentiel en présence d'ouvrages de surface. Généralement ce profil longitudinal est calculé à l'aplomb de l'axe du tunnel.

En supposant que le profil transverse de la cuvette de tassement est de forme gaussienne (cf § 2.3.1.1) et que le creusement du massif de sol se fait à volume constant (conditions non drainées), New & O'Reilly (1991), cités par Mair & Taylor (1997), ont montré que le profil longitudinal de tassement est dans ce cas de type « gaussienne cumulée ». Sur la base de retour d'expériences de tunnels creusés en mode ouvert dans les argiles de Londres, Atewell & Woodman (1982), toujours cités par Mair & Taylor (1997), ont par conséquent proposé la formule analytique suivante pour estimer le profil longitudinal de tassement au-dessus de l'axe du tunnel :

$$S(x) = S_{max} \cdot \frac{1}{i_x \cdot \sqrt{2\pi}} \int_x^{+\infty} e^{\frac{-X^2}{2i_x^2}} \cdot dX$$

avec : x : distance par rapport au front de taille ($x > 0$ à l'avant du front de taille),

S_{max} : tassement maximal observé loin à l'arrière du front de taille,

i_x : paramètre de longueur caractérisant le profil longitudinal de tassement.

Cette formule suppose que le tassement observé à la verticale du front ($x=0$) est égal à 50 % du tassement maximal (S_{max}) observé loin à l'arrière du front de taille. Mair & Taylor (1997) font remarquer que si cette hypothèse peut s'avérer pertinente dans le cas de tunnels creusés en mode ouvert dans les argiles, elle est discutable dans le cas de tunnels creusés au tunnelier à front pressurisé pour lesquels l'action de la pression de soutènement appliquée sur le front aura pour effet de réduire la part de tassement se produisant à l'avant du front. Dans la littérature, la gamme des valeurs du rapport entre tassement au front et tassement mesuré loin à l'arrière du front pour des tunnels creusés au tunnelier à front pressurisé est assez étendue. Citons par exemple les valeurs de 0.11 pour Nomoto *et al.* (1995), de 0.07 à 0.2 pour Sugiyama *et al.* (1999), de 0.25 à 0.3 (Ata, 1996) cité par Mair & Taylor (1997), de 0.35 à 0.42 pour Wan *et al.* (2017). Notons enfin que lors d'essais réalisés sur modèle réduit de tunnelier, Berthoz (2012) a clairement montré l'influence du niveau de pression appliquée sur le front sur la valeur du rapport entre tassement au front et tassement maximal. Sur la base de ces observations, Berthoz *et al.* (2018) ont proposé une formulation analytique du profil longitudinal de tassement, déduite de celle de Attewell & Woodman (1982), qui tient compte du fait qu'en présence d'un confinement au front, le tassement à la verticale du front de taille peut être inférieur à 50% du tassement final :

$$U(X) = U_{max} \cdot \frac{1}{I_X \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot \int_X^{+\infty} e^{-\frac{(X_1 - \alpha)^2}{2I_X^2}} \cdot dX_1$$

où : - X est la distance au bouclier ($X > 0$ devant le front) adimensionnée par le diamètre de la roue de coupe.

- α est un coefficient additionnel permettant de prendre en compte le fait que le tassement au passage du front de taille n'est pas toujours égal à la moitié du tassement maximal.

- I_X : paramètre de longueur caractérisant le profil longitudinal de tassement, adimensionné par le diamètre de la roue de coupe.

- U_{max} : le tassement maximal loin à l'arrière du front de taille.

2.3.2 Modélisations numériques

En parallèle des approches semi-empiriques décrites précédemment, de nombreux auteurs ont développé des modèles numériques pour estimer les déplacements occasionnés par la progression du tunnelier dans le terrain et son impact éventuel sur les avoisinants (approches en déplacement). Ces modèles contribuent également à la compréhension des mécanismes mis en jeu et permettent d'étudier l'influence de certains paramètres du problème (caractéristiques géotechniques du terrain, paramètres de pilotage du TBM par exemple) sur l'évolution des champs de contraintes et de déformations dans le terrain ou le revêtement du tunnel. Ces modèles ne peuvent toutefois être considérés comme pleinement pertinents que lorsque leurs résultats sont comparés à des mesures réalisées dans le cadre d'expériences de laboratoire (modélisation physique sous gravité ou en centrifugeuse) ou bien issues d'auscultations sur chantiers.

2.3.2.1 Méthodes numériques de résolution utilisées : MEF, MDF, MED.

Comme indiqué en introduction de ce chapitre, le calcul des déplacements occasionnés par la progression du tunnelier dans le terrain est un problème non trivial. Plusieurs facteurs sont à l'origine de cette complexité comme la géométrie parfaitement tridimensionnelle du problème, la nature des conditions imposées aux limites du domaine étudié qui pour certaines sont étroitement liées au mode de contrôle et de pilotage de la machine, le comportement non-linéaire (comportement élasto-plastique, comportement visco-plastique) de certains matériaux en présence (sol, mortier de bourrage), les phénomènes de couplage hydromécanique au sein du massif de sol lorsque le creusement se fait sous nappe...

Les modèles numériques traitant du creusement pressurisé des tunnels reposent principalement sur deux méthodes numériques de résolution : la méthode des éléments finis (MEF) et la méthode des différences finies (MDF). Chacune de ces deux méthodes correspond à une formulation différente des équations de la physique. En effet, la

méthode des éléments finis consiste à écrire le système d'équations différentielles du problème considéré sous une forme variationnelle, appelée principe des travaux virtuels pour les problèmes de mécanique du solide. Suite à cette écriture, le domaine fini (espace divisé en éléments finis) dans lequel l'intégration de ces équations sera effectuée est construit. L'intégration de la formulation variationnelle sur cet espace fini conduit à des matrices élémentaires que l'on assemble via la table de connectivité. Le système d'équations formé s'écrit sous la forme $K.U = F$ (U vecteur des déplacements nodaux, K matrice de rigidité du système, F vecteur chargement contenant plusieurs termes dont les conditions aux limites en contraintes imposées). On arrive donc à en déduire les déplacements nodaux qui permettent ensuite de calculer les déformations puis les contraintes en utilisant la loi de comportement des différents matériaux en présence.

Parmi les nombreux auteurs ayant eu recours à la méthode des éléments finis pour modéliser le creusement au tunnelier à front pressurisé, on peut citer les travaux de *Komiya et al.* (1999), *Broere & Brinkgreve* (2002), *Kasper & Meschke* (2004, 2006a, 2006b), *Mroueh & Shahrour* (2003, 2008), *Migliazza et al.* (2009), *Kavvadas et al.* (2017), *Losacco & Viggiani* (2019). *Komiya et al.* (1999) ont développé un modèle numérique visant à reproduire l'état déformé du matériau se trouvant juste à l'avant de la roue de coupe du fait du mouvement d'extrusion du front de taille. Pour cela, ils ont introduit une procédure spécifique de remaillage à chaque pas de calcul. Leur modèle a été calibré par confrontation à des données issues du creusement d'un tunnel à Tokyo. *Broere & Brinkgreve* (2002) se sont intéressés à l'estimation des déformations occasionnée par le creusement du deuxième tunnel d'Heinenoof (Pays-Bas). Ils ont également examiné l'influence du creusement sur des bâtiments en surface. Pour cela, les auteurs ont utilisé le code aux éléments finis PLAXIS 3D. *Kasper & Meschke* (2004, 2006a, 2006b) ont développé un modèle aux éléments finis en mesure de reproduire les principales composantes du processus de creusement pressurisé des tunnels (soutènement frontal, injection de bourrage, géométrie et poids du tunnelier). Ils s'intéressent à la fois à l'estimation des déplacements en surface et des efforts dans le revêtement. *Mroueh & Shahrour* (2003, 2008) ont élaboré un modèle éléments finis visant à prédire les mouvements du sol durant le creusement dans le cas d'un tunnel peu profond en sol meuble. Le code aux éléments finis PECPLAS 3D a été utilisé dans ce but. Dans ce modèle, les conditions de chargement imposées en parois du tunnel sont en partie déduites de la méthode convergence-confinement (*Panet & Guenot*, 1982). *Migliazza et al.* (2009) ont développé un modèle éléments finis sous ABAQUS 3D afin d'estimer les tassements générés par l'excavation du tunnel de la ligne 1 du métro de Milan. Ce modèle simule à la fois l'excavation du terrain, la pose du revêtement et le remplissage du vide annulaire. Toujours sous ABAQUS 3D, *Kavvadas et al.* (2017) ont proposé un modèle éléments finis en mesure de simuler un nombre important de composantes du creusement au tunnelier à pression de terre comme le soutènement frontal, les effets de la surcoupe et de la conicité de la jupe, le remplissage du vide annulaire et le durcissement progressif du mortier de bourrage. Leur étude a également permis une analyse détaillée de la répartition des efforts repris dans le soutènement. Les résultats numériques obtenus n'ont toutefois pas été confrontés à des données expérimentales ou à des mesures de chantier. *Losacco & Viggiani* (2019) ont modélisé le processus de creusement au tunnelier au niveau d'une section renforcée de mesures de la ligne C du métro de Rome. Ces travaux numériques ont été produits au préalable du passage du tunnelier. Leur modèle éléments finis, inspiré de celui de *Kavvadas et al.* (2017), reproduit les principales caractéristiques du tunnelier (surcoupe, conicité de la jupe) et les différentes étapes du processus de creusement à pression de terre (soutènement frontal, remplissage du vide annulaire). Différents modèles de comportement de sol avancés de nature hypoplastique, calés sur des essais de laboratoire, ont été utilisés pour reproduire le champ des déplacements et des pressions interstitielles dans les différentes couches de sol (en particulier sable, sable et gravier, argile) lors du passage du tunnelier.

En ce qui concerne la méthode des différences finies (MDF), celle-ci consiste à calculer les déformations de chaque élément en supposant connues les vitesses nodales et en s'appuyant sur l'hypothèse de linéarité des vitesses à l'intérieur de chaque élément. Ensuite, le champ de contraintes est déterminé grâce à la loi de comportement considérée. Le calcul est direct du fait de la formulation explicite du problème. Les forces non équilibrées en chaque nœud considéré sont ensuite déterminées, suivies par la discrétisation temporelle de l'équation indéfinie du mouvement pour définir les nouvelles valeurs des vitesses nodales afin de rééquilibrer le système. La particularité de la méthode des différences finies est qu'elle ne nécessite pas un espace d'interpolation car les grandeurs ne sont

pas intégrées sur chacun des éléments et que les temps de calcul sont généralement plus faibles que pour la méthode des éléments finis.

Plusieurs auteurs, parmi lesquels Melis *et al.* (2002), Viggiani & Soccodato (2004), Jenck & Dias (2004), Melis & Medina (2005a), Dias & Kastner (2013), Do *et al.* (2013a, 2013b, 2013c, 2014), Chakeri *et al.* (2013), Nematollahi & Dias (2019) ont utilisé des codes aux différences finis pour le calcul de tunnels creusés au tunnelier à front pressurisé. Melis *et al.* (2002) et Melis & Medina (2005a) utilisent le code FLAC3D pour développer un modèle qui reproduit les principales étapes du processus de creusement à pression de terre (soutènement frontal, surcoupe / conicité, remplissage du vide annulaire). En particulier, la structure du tunnelier est modélisée. Le modèle développé a été utilisé pour la prédiction des tassements dans le cas des travaux d'extension du métro de Madrid (1999 – 2003). Les résultats numériques ont pu être comparés avec des mesures in situ. Viggiani & Soccodato (2004) utilisent également le code FLAC3D pour analyser l'effet de la construction de la ligne C du métro de Rome sur les bâtiments historiques avoisinants. Si la procédure de modélisation du processus de creusement proposé par les auteurs est simplifiée (contraction des parois du tunnel pour retrouver le niveau de perte de volume), l'intérêt de ce modèle réside en particulier dans la modélisation de l'interaction entre le tunnel, le sol et les ouvrages historiques avoisinants ; ceux-ci étant modélisés afin d'en évaluer les dommages potentiels. Dans le même esprit que l'étude de Viggiani & Soccodato (2004) décrite précédemment mettant en œuvre une modélisation simplifiée du processus de creusement, Jenck & Dias (2004) étudient l'interaction entre un tunnel peu profond en construction et une structure en surface de moyenne hauteur, fondée sur radier. Les auteurs analysent en particulier l'influence de la rigidité de la structure sur les déplacements du sol en surface. Dias & Kastner (2013) modélisent plusieurs sections instrumentées lors du prolongement de la ligne D du métro de Lyon réalisé au tunnelier à pression de boue. L'analyse menée à l'aide du code aux différences finies FLAC3D porte sur les déplacements en surface et dans le terrain. Les auteurs comparent les résultats numériques obtenus à partir d'approches bidimensionnelle et tridimensionnelle. L'approche 2D est basée sur le concept de perte de volume en paroi de tunnel alors que l'approche 3D simule les principales caractéristiques du creusement au tunnelier (soutènement frontal, conicité du bouclier, remplissage du vide annulaire, prise du mortier de bourrage). Do *et al.* (2013b, 2013c) ont développé sous FLAC3D un modèle tridimensionnel simulant la progression du tunnelier dans le terrain prenant en compte le soutènement frontal, la conicité du bouclier, les remontées de boue et de mortier à l'extrados du bouclier, le remplissage du vide annulaire. Outre l'estimation des déplacements dans le terrain excavé, l'étude met l'accent sur l'analyse des efforts repris par le soutènement (anneaux de voussoirs) pendant le creusement. En particulier, l'influence des conditions de liaison au niveau des joints entre anneaux et entre voussoirs sur les efforts transitant dans le revêtement est étudiée. Dans le cadre de leur approche 3D, les auteurs se sont également intéressés à l'influence de la loi de comportement du sol sur les déplacements dans le terrain et les efforts dans le soutènement (Do *et al.*, 2013c). Dans un second temps, ces mêmes auteurs (Do *et al.*, 2013a, 2014) ont comparé leur modèle tridimensionnel à des approches bidimensionnelles basées sur la méthode convergence - confinement ou sur la méthode dite de « perte de volume ». Là encore, l'analyse porte à la fois sur les déplacements dans le terrain et les efforts repris par le soutènement, avec prise en compte de la présence des joints entre anneaux et entre voussoirs. Chakeri *et al.* (2013) ont développé un modèle aux différences finies tridimensionnel dans le but de simuler le passage du tunnelier à pression de terre au travers d'une section de mesure lors du creusement de la ligne 7 du métro de Téhéran. Le modèle développé sous Flac3D simule le soutènement frontal et l'injection de mortier dans le vide annulaire. La structure du tunnelier est modélisée avec des éléments de coque. Les auteurs étudient l'influence de différents paramètres (diamètre et couverture du tunnel, surcharge en surface, pression de soutènement frontale) sur l'amplitude des tassements de surface. Les résultats numériques sont comparés à ceux de modèles semi-empiriques. Nematollahi & Dias (2019) étudient deux scénarios dans le cas de la construction d'une ligne de métro à Shiraz (Iran) : l'effet du passage du tunnelier à proximité de pieux existants et l'effet de la mise en charge de pieux à proximité d'un tunnel existant. Les principales caractéristiques et étapes du creusement au tunnelier à pression de terre sont simulées : soutènement frontal, conicité du bouclier, remplissage du vide annulaire par le mortier de bourrage, consolidation du mortier. Par ailleurs, la présence des joints au niveau des anneaux de soutènement est également prise en compte. L'influence du modèle rhéologique utilisé pour modéliser le comportement du terrain est également étudiée. Dans cette étude, les résultats numériques ne sont toutefois comparés à aucune donnée in situ.

Berthoz (2012) a comparé les résultats donnés par la MDF et la MEF dans le cas d'un tunnel creusé à grande profondeur (état de contraintes initial isotrope) dans un milieu élastique plastique parfait régi par le critère de Tresca. Le calcul aux éléments finis en déformations planes est mené avec Cesar LCPC et le calcul aux différences finies est réalisé dans les mêmes conditions avec Flac3D. La convergence des parois du tunnel lors du creusement est pilotée soit en contraintes (annulation de la contrainte normale en paroi), soit en déplacements ou vitesses de déplacement (convergence finale imposée sur Cesar-LCPC ou vitesses de déplacement normale à la paroi avec « servo-control » imposées sur Flac3D). Quel que soit le mode de pilotage des conditions aux limites en paroi, Berthoz souligne la capacité des deux méthodes de résolution à produire des résultats numériques qui coïncident parfaitement avec la solution analytique du problème, tant en termes de déplacements que de contraintes, et ce dans les zones élastiques et plastiques du domaine étudié. Il note toutefois les précautions à prendre dans le cas d'un pilotage en déplacement (ou vitesse de déplacement) d'une part pour maintenir le système constamment dans un état proche de l'équilibre (nécessité d'utiliser la procédure d'asservissement dite de « servo-control » sous Flac3D), d'autre part pour empêcher l'apparition de contraintes de traction non réalistes dans le cas de massif de sol cohésif. Cette dernière observation recoupe les constats faits par Hoefsloot & Verweij (2005), Möller (2006) et Möller & Vermeer (2008).

En parallèle des approches numériques utilisant les éléments finis ou les différences finies, quelques auteurs (Maynar & Rodriguez, 2005b ; Wu *et al.*, 2013 ; Park *et al.*, 2019) ont développé des modèles basés sur la méthode des éléments distincts (MED), ou associant méthode des différences finies et méthode des éléments distincts (Yin *et al.*, 2020), pour traiter certaines problématiques associées au creusement des tunnels au tunnelier. La méthode des éléments distincts consiste à considérer le sol comme un assemblage de particules, généralement sphériques et indéformables, reliées entre elles par une loi de contact. Les contacts sont dans ce cas considérés comme ponctuels et la déformation est supposée concentrée au voisinage du contact. La résolution du système se fait à l'aide d'un algorithme explicite qui suppose l'accélération et la vitesse des particules constantes pour chaque pas de temps. Le procédé de résolution vérifie alternativement les équations fondamentales de la dynamique pour déterminer le mouvement des particules et la loi de contact inter-particules pour déterminer les nouvelles forces de contact résultant du mouvement relatif de chaque contact.

Les travaux utilisant la MED dans le domaine des tunnels creusés au tunnelier ne traitent généralement pas de l'estimation des déplacements du sol occasionné par la progression du tunnelier dans le terrain. Ils s'intéressent soit à l'étude de la stabilité du front de taille (Maynar & Rodriguez, 2005b ; Yin *et al.*, 2020), soit à l'estimation des efforts (effort de poussée, couple sur la roue de coupe) repris par la machine (Maynar & Rodriguez, 2005b ; Wu *et al.*, 2013 ; Park *et al.*, 2019). Il semble que ce soit dans ce second domaine que la MED puisse fournir des informations intéressantes même si la mise en œuvre de modèles 3D en éléments distincts nécessite des moyens de calculs importants. En particulier parce qu'elle semble en mesure de décrire la cinématique des particules de sol au contact de la roue de coupe et dans la chambre d'abattage (Wu *et al.*, 2013), elle pourrait être avantageusement utilisée pour optimiser la géométrie de la roue de coupe ainsi que la position et la forme des outils de coupe afin d'accroître leur efficacité et leur durée de vie.

Dans la suite de ce rapport, nous ne reviendrons pas sur les modèles aux éléments distincts qui restent très minoritaires par rapport aux modèles de calculs aux éléments finis ou aux différences finies

2.3.2.2 *Prise en compte du caractère tridimensionnel du problème*

Le caractère tridimensionnel du champ des déplacements générés dans le terrain lors de la progression du tunnelier ne peut être négligé. Il est en partie associé à la présence du front de taille à l'avant de la machine mais aussi à l'évolution des conditions cinématiques et de chargement en parois du tunnel dans la zone située entre le front de taille et l'arrière du tunnel. En conséquence, l'estimation des déplacements dans le terrain ne peut être obtenue de manière triviale par un calcul en déformations planes qui consisterait à calculer les déplacements générés dans le sol autour d'une section courante de tunnel.

De la même manière, il n'est pas possible d'imaginer pouvoir traiter de façon rigoureuse le problème en conditions axisymétriques comme cela a pu être fait dans la littérature pour les tunnels à grande profondeur pour lesquels

L'état de contrainte initial est considéré isotrope. En effet, les tunnels creusés au tunnelier à front pressurisé sont souvent des tunnels construits en site urbain, présentant des hauteurs de couverture comprises entre un et quatre diamètres de tunnel. Dans ce cas, la variation du champ des contraintes géostatiques entre la clef et le radier de l'ouvrage ne peut être négligée à l'échelle de l'ouvrage en question.

La démarche préconisée par certains auteurs (Leca, 2000 ; Dias & Kastner, 2013 ; Do *et al.*, 2014 ; Janin, 2017), et qui sera reprise dans cette thèse, consiste à utiliser les modèles numériques tridimensionnels pour analyser et comprendre la phénoménologie dans le but de développer dans un second temps des outils analytiques de prédimensionnement (abaques par exemple) ou des méthodes de calculs bidimensionnelles en section courante en mesure de prendre en compte les effets tridimensionnels. Historiquement, notons toutefois que les premiers modèles de calcul de déplacements générés lors du creusement au tunnelier ont été réalisés en déformations planes, essentiellement du fait de la puissance limitée des moyens de calcul de l'époque (Finno & Clough, 1985 ; Addenbrooke & Potts, 2001 ; Karakus, 2007 ; Karakus *et al.*, 2003, 2007 ; Möller & Vermeer, 2008 ; ...). Ces modèles, qui restent encore d'actualité dans le domaine de l'ingénierie en particulier lors des phases de prédimensionnement d'un projet, font appel à différentes méthodes pour prendre en compte les effets tridimensionnels du problème. Ces méthodes, qui seront décrites plus en détail au paragraphe 2.4, nécessitent d'être calibrées dans le cadre de retours d'expériences de chantiers.

L'augmentation des puissances de calcul a permis dans un second temps le développement de modèles tridimensionnels dans lesquels le creusement est généralement modélisé « étape par étape ». Citons notamment les travaux de Lee & Rowe (1991), Melis *et al.* (2002), Kasper & Meschke (2004, 2006a, 2006b), Mroueh & Shahrour (2003, 2008), Migliazza *et al.* (2009), Lambrugh *et al.* (2012), Dias & Kastner (2013), Do *et al.* (2013b, 2013c), Kavvadas *et al.* (2017), Ochmanski *et al.* (2018), Losacco & Viggiani (2019). Dans ces modèles, différentes variantes sont utilisées pour modéliser le processus de creusement au tunnelier à front pressurisé. Celles-ci font appel à différentes natures de conditions aux limites imposées en parois du tunnel. Dans certains de ces modèles, la structure du tunnelier peut être explicitement modélisée afin d'avoir une estimation des efforts qui y transitent. Ces modèles se différencient également en termes de lois de comportement mises en œuvre pour rendre compte du comportement des matériaux en présence (massif de sol, mortier de bourrage). Ces différentes approches 3D seront décrites au paragraphe 2.5 et l'influence de la loi de comportement du massif de sol sur les déplacements autour du tunnelier sera discutée au paragraphe 3.3.

2.3.2.3 Prise en compte du caractère stationnaire du problème

Considérons une portion de tunnel de longueur suffisante, située à une profondeur constante, creusée par un tunnelier à front pressurisé en régime établi dans un massif de sol vierge, dont le profil géologique reste inchangé sur la longueur considérée. Lors du processus de creusement, le tunnelier creuse une longueur égale à la longueur d'un anneau de voussoir (généralement comprise entre 1.5 et 2 m pour des tunnels de diamètre compris entre 6 et 11 m), s'arrête le temps de la mise en place de l'anneau, puis reprend le creusement. Par conséquent, l'alternance en continu de ces deux phases de travaux (creusement puis pose de l'anneau de voussoirs) dans les conditions géométriques et géologiques décrites ci-dessus peut s'apparenter à un processus permanent (aussi appelé stationnaire). La modélisation numérique d'un tel processus peut être réalisée suivant deux approches différentes : l'approche eulérienne ou l'approche lagrangienne (Figure 2-9).

L'approche eulérienne, typiquement employée en mécanique des fluides, consiste à décrire le déplacement du sol comme une fonction de l'espace et du temps (x, y, z, t). Le mouvement du sol est indépendant du mouvement du maillage, ce dernier étant fixe au cours du temps, ce qui constitue un des principaux avantages. Un autre atout de la description eulérienne est qu'elle permet d'atteindre des grands niveaux de déformations sans rencontrer de problèmes liés au maillage car celui-ci est fixe dans l'espace. Cette approche est utilisable dans le cas d'un terrain vierge homogène ou stratifié verticalement. En revanche, elle n'est plus exploitable dans le cas de faciès géologiques variant horizontalement le long du tracé, ou en présence d'éléments de structure (tunnel existant, fondation profondes) situés à proximité du tunnel en construction et présentant un faible élanement dans la direction de creusement.

Dans le cas de l'approche lagrangienne couramment adoptée en mécanique des solides, les nœuds du maillage sont attachés aux points matériels du massif de sol. Cela signifie que le sol et les nœuds du maillage se déplacent tous les deux au cours du temps et que les déplacements du matériau coïncident à tout instant avec les déplacements des nœuds du maillage. Cette description est valable lorsqu'il s'agit de petites déformations. Cependant, elle perd sa précision et ne permet pas de converger vers la solution lorsque certains éléments du maillage sont trop élancés. Cette approche permet également de prendre en compte assez aisément les conditions d'interface entre les différents matériaux (sol / structure, différentes couches de sol), par conséquent elle traite correctement les problèmes de contact.

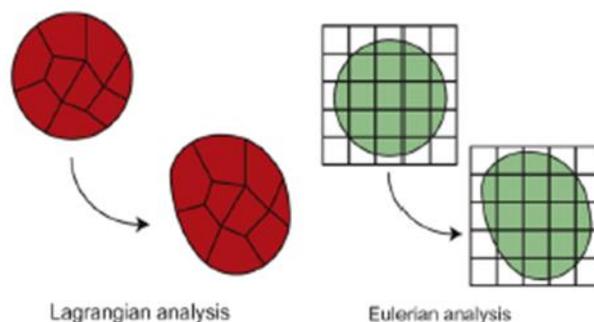


Figure 2-9 : Approches lagrangienne et eulérienne de la déformation d'un milieu continu solide (d'après Qiu et al., 2011).

En génie civil, et plus particulièrement dans le domaine des tunnels, l'approche lagrangienne est beaucoup plus utilisée que l'approche eulérienne. Elle a été adoptée par de nombreux auteurs tels que Komiya *et al.* (1999), Melis *et al.* (2002), Broere & Brinkgreve (2002), Viggiani & Soccodato (2004), Kasper & Meschke (2004, 2006a, 2006b), Mroueh & Shahrour (2003, 2008), Migliazza *et al.* (2009), Dias & Kastner (2013), Losacco & Viggiani (2019). Cette approche lagrangienne est également appelée approche par étapes. En effet, l'avancement du tunnelier dans le sol se fait par étapes successives simulant les principales phases du processus de creusement : excavation du terrain, puis pose du revêtement et remplissage du vide annulaire (Figure 2-10a). Ainsi à chaque phase de calcul, les éléments correspondant à la zone excavée sont désactivés (généralement une rigidité nulle leur est attribuée dans le code), les conditions aux limites imposées au front de taille sont transférées au nouveau front de taille et un anneau de voussoirs est activé. La valeur du pas d'avancement (c.a.d. la longueur d'excavation considérée lors d'une étape de calcul) est variable. Berthoz (2012) a montré que dans la littérature cette longueur était généralement comprise entre un tiers et un cinquième du diamètre du tunnel, par conséquent proche de la longueur d'un anneau de voussoir. Dans le cas où le modèle rhéologique utilisé pour modéliser le comportement du sol est un modèle avancé à grand nombre de paramètres, certains auteurs peuvent faire le choix d'augmenter la longueur d'excavation afin de limiter les temps de calcul. Ainsi dans le cas du modèle aux différences finies de Losacco & Viggiani (2019), la longueur d'excavation est de l'ordre de 0.4 diamètre de tunnel.

Losacco *et al.* (2015) ont combiné les avantages des approches lagrangiennes et eulériennes pour former ce qu'ils appelle l'approche Lagrangienne-Eulérienne arbitraire (Arbitrary Lagrangian-Eulerian method ALE) dans leur étude ayant comme objectif d'estimer les pertes de volume autour de l'excavation ainsi que les tassements de surface engendrés par l'opération de creusement (Figure 2-10b). Cette méthode consiste à supposer que le mouvement du sol est indépendant du maillage comme dans l'approche Eulérienne, cependant, les nœuds ne sont pas fixes dans l'espace, et les déformations du maillage se font suivant une règle visant à réduire les problèmes de distorsion des éléments. Généralement, les limites du maillage coïncident avec les surfaces du matériau (approche Lagrangienne), ce qui permet de définir précisément des conditions d'interfaces. D'autres parties du maillage peuvent être traversées par le flux du matériau en question (approche Eulérienne). Cette méthode a été implémentée dans le logiciel ABAQUS. Les résultats numériques de cette étude ont été comparés aux résultats expérimentaux obtenus avec le modèle réduit du tunnelier à pression de terre installé à l'ENTPE. La forme des profils des cuvettes de tassements obtenues avec le modèle ALE est en bon accord avec celle des profils observés

expérimentalement. En revanche, les auteurs soulignent l'écart observé en termes d'amplitudes de tassement qu'ils attribuent au caractère trop simpliste de la loi de comportement utilisée (modèle élastique plastique parfait).

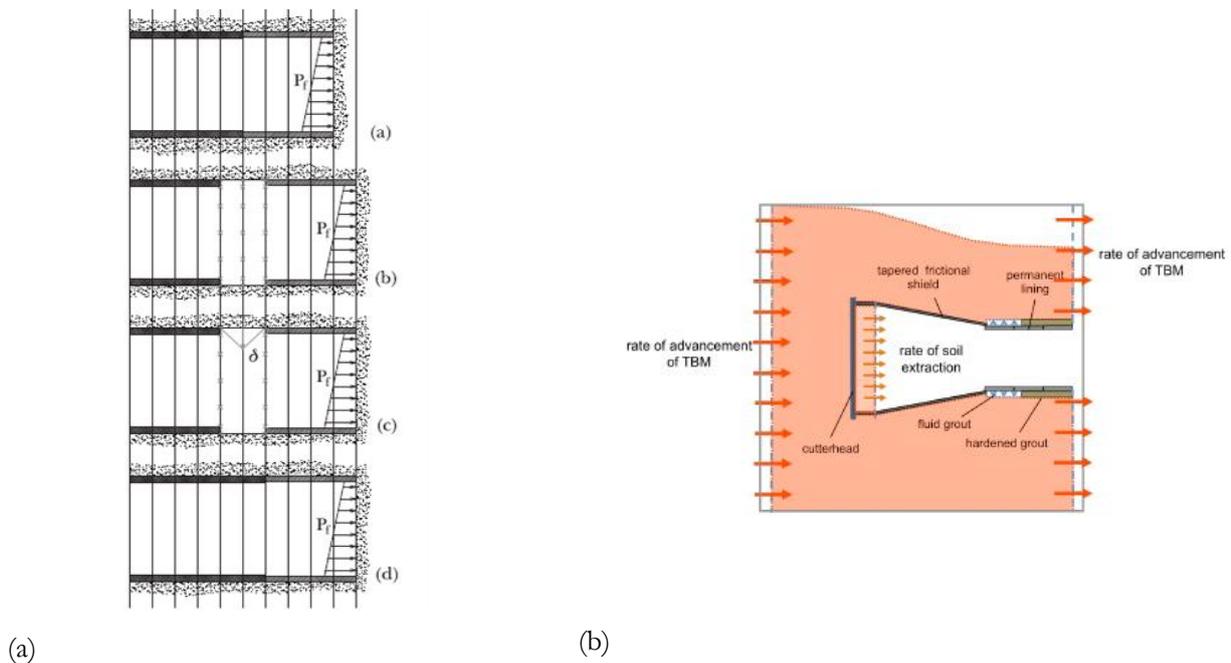


Figure 2-10 : Approche Lagrangienne (a) d'après Viggiani & Soccodato (2004) ; Approche Eulérienne (b) d'après Losacco et al. (2015).

2.4 Approches numériques bidimensionnelles

Comme indiqué précédemment, les tassements observés en surface de massif lors du creusement d'un tunnel au tunnelier à front pressurisé sont le résultat de phénomènes tridimensionnels (extrusion du front, convergence radiale, consolidation des terrains, ...) qui se produisent dans le massif le long de l'ouvrage en construction. Les approches numériques bidimensionnelles utilisées pour estimer ces tassements de surface sont généralement basées sur des calculs en déformations planes dans un plan vertical perpendiculaire à l'axe du tunnel (Finno & Clough, 1985 ; Addenbrooke & Potts, 2001 ; Moller & Vermeer, 2008 ; Dias & Kastner, 2013 ; ...). Ces approches donnent donc une estimation du profil transverse de la cuvette de tassement et des déplacements du sol autour d'une section courante de tunnel. Nécessairement simplificatrices par rapport aux approches 3D mais beaucoup plus rapides à mettre en œuvre, ces approches 2D permettent des dimensionnements préliminaires à la base d'approches 3D plus complètes. En effet, les modèles 2D ne permettent pas d'étudier des phénomènes associés à des déformations dans la direction longitudinale comme la stabilité du front, le profil longitudinal de la cuvette de tassement, ou bien les efforts axiaux engendrés par la poussée du tunnelier.

Il convient de noter que ces approches en déformations planes font appel à des procédés de modélisation plus ou moins « artificiels » pour reproduire les effets tridimensionnels du processus de creusement et leurs conséquences sur le champ des déplacements autour d'une section courante de tunnels (Karakus, 2007 ; Vlachopoulos et Diederichs, 2014). La plupart de ces méthodes, initialement développées dans le cas des tunnels creusés en méthode conventionnelle, ont progressivement été adaptées au creusement au tunnelier. Du fait des hypothèses fortes sur lesquelles ces méthodes 2D reposent, la principale difficulté lors de leur utilisation est la définition des valeurs des paramètres pilotant les procédés de modélisation mis en œuvre dans ces modèles.

2.4.1 Méthodes dites « à rigidité variable »

Une première famille de méthodes utilisées dans le cadre de modèles éléments finis (ou différences finies) 2D pour le calcul des déplacements de sol se produisant autour d'une section courante de tunnel (approche en déformation plane) rassemble les méthodes dites « à rigidité variable ». Dans ces approches, la convergence radiale du sol en paroi de tunnel est générée de manière artificielle par réduction de la rigidité du noyau de sol excavé ou bien du revêtement du tunnel.

Ainsi la méthode dite « du ramollissement » (Swoboda, 1979 ; Swoboda *et al.*, 1994) consiste à réduire le module de déformation élastique du sol au voisinage du front de taille (noyau de sol excavé) pour générer une convergence radiale du terrain en paroi du tunnel. Le coefficient de réduction du module de déformation est fixé de manière arbitraire ou calibré à partir de rétro-analyse de données de chantiers.

Dans le même ordre d'idée, Powell *et al.* (1997), Karakus & Fowell (2003), Karakus *et al.* (2007) ont modélisé la convergence radiale du terrain autour d'une section courante de tunnel en faisant varier la rigidité du revêtement (méthode du revêtement à rigidité variable – HME). Ainsi les auteurs définissent trois zones en fonction de la distance au front de taille. Pour la première zone située près du front, la rigidité à court terme du revêtement est réduite d'un facteur δ dont la valeur est déterminée par rétro analyse de données de chantiers (0.02 à 0.1 dans les argiles surconsolidées de Londres par exemple). Dans la seconde zone (zone intermédiaire), le module de rigidité à court terme du revêtement est pris en compte (3 à 7 GPa dans Karakus & Fowell (2003)). Enfin dans la troisième zone (la plus éloignée du front de taille), le module de rigidité à long terme du revêtement est considéré.

2.4.2 Méthode dite du «gap»

La méthode du « gap » a été introduite par Rowe *et al.* (1983) puis améliorée par Lo & Rowe (1984). Vermeer & Brinkgreve (1993) ont proposé une variante de cette méthode, appelée « méthode de contraction », et implémentée dans le logiciel PLAXIS.

La méthode du « gap » considère les pertes de volume se produisant autour du tunnel lors du processus 3D d'excavation, en les assimilant à une réduction de la section du tunnel. Pour cela, les auteurs (Lo & Rowe, 1984) définissent un paramètre de contraction GAP tel que (Figure 2-11 **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**) :

$$GAP = U_{3D}^* + \omega + 2\Delta + \delta$$

Chacun des quatre termes du membre de droite de cette égalité caractérise un type de perte de volume se produisant autour du tunnel. Ainsi U_{3D}^* est à associer aux pertes de volume dues au mouvement d'extrusion du front de taille, ω caractérise les pertes de volume dues aux écarts de guidage de la machine, $(2\Delta + \delta)$ caractérise les pertes de volume dues à la présence du vide annulaire entre le terrain excavé et l'extrados du revêtement.

La méthode du « gap » proposée par Rowe *et al.* (1983) suppose par conséquent que le terrain est libre de converger jusqu'à ce qu'il entre en contact avec le revêtement du tunnel mis en place au cours du processus de modélisation. La « méthode de contraction », variante proposée par Vermeer & Brinkgreve (1993), suppose quant à elle la présence du revêtement dès le début du calcul, et considère une contraction pas à pas de ce revêtement (réduction du diamètre) jusqu'à l'obtention de la perte de volume souhaitée. Benmebarek *et al.* (1998), Dias & Kastner (2013) ont développé des modèles aux différences finies 2D basées sur cette méthode de contraction.

Ce type d'approche considérant un pilotage en déplacement des conditions en parois du tunnel peut ne pas être physique, en générant de la traction en paroi en cas de terrains peu déformables. Il peut toutefois être adapté aux cas de terrains homogènes présentant une faible résistance au cisaillement où les terrains sont dans un état de rupture contrôlé en déplacement par la présence du bouclier. Notons que récemment, Shiau & Sams (2019) ont utilisé ce type d'approche pour étudier l'extension transversale de la cuvette de tassement (paramètre $k = i_y / H$) en fonction de la cohésion non drainée du sol.

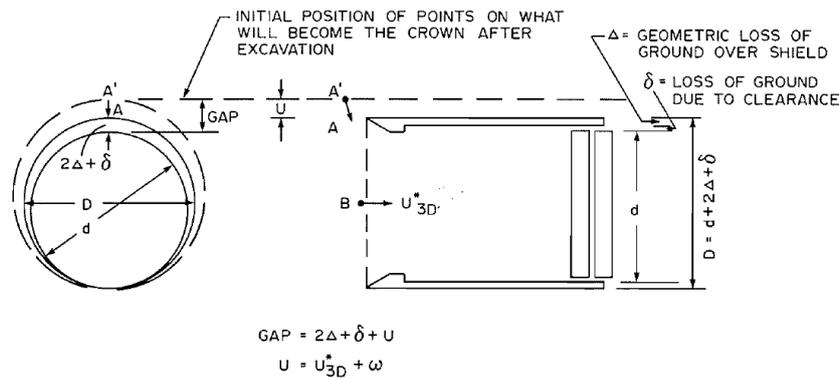


Figure 2-11 : Principe de définition du paramètre de contraction GAP proposé par Lo et al. (1984).

2.4.3 Méthode convergence – confinement

La méthode convergence – confinement (CV-CF) est une méthode approchée de calcul des tunnels initialement développée pour les tunnels creusés en méthode conventionnelle à grande profondeur (Panet et Guénot, 1982 ; Panet, 1995, Panet *et al.*, 2002). Elle est basée sur la prise en compte de l'interaction entre le terrain excavé et le soutènement mis en place lors du creusement. Cette méthode permet de ramener l'ensemble du problème 3D à une étude en déformation plane, en tenant compte de l'avancement du front de taille par l'intermédiaire d'une pression radiale fictive $P^f(x)$ appliquée en paroi du tunnel (Figure 2-12). A l'origine, la méthode CV-CF considère les hypothèses suivantes : massif de sol homogène, état de contrainte initiale isotrope P_∞ , $\bar{\delta}$, tunnel de forme circulaire.

La pression fictive $P^f(x)$ est définie, pour une section située à une distance x du front de taille, comme la pression qu'il faudrait exercer en paroi du tunnel dans un calcul en déformation plane pour obtenir la même convergence $U_r(x) = \frac{u_r(x)}{R}$ que celle donnée par le calcul 3D du tunnel non soutenu. Noter la distinction entre la convergence U_r et le déplacement radial u_r , avec R le rayon du tunnel.

De manière équivalente, il est courant d'utiliser le taux de déconfinement $\lambda(x)$ défini par:

$$P^f(x) = [1 - \lambda(x)] P_\infty$$

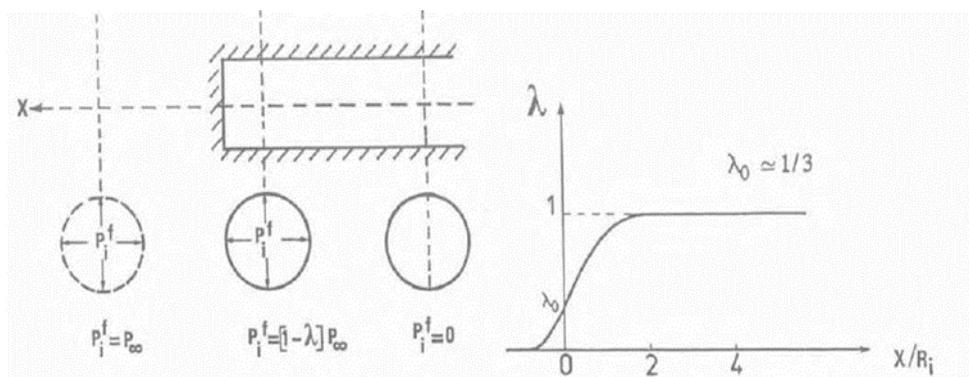


Figure 2-12 : Pression fictive et taux de déconfinement considérés dans la méthode convergence – confinement (d'après Panet et Guénot, 1982).

L'évaluation du taux de déconfinement λ à une distance x du front de taille nécessite deux étapes dont l'une requiert un calcul 3D et l'autre un calcul 2D. A noter que dans le cas particulier des hypothèses décrites ci-dessus (sol homogène, état de contrainte isotrope, tunnel circulaire), le calcul 3D peut se ramener à un calcul axisymétrique.

L'approche 3D (première étape) consiste à modéliser le creusement du tunnel de longueur infini en imposant une annulation de la pression en paroi et au front (si l'on considère un creusement en méthode conventionnelle), et à tracer le profil de convergence $U_r(x)$ issu de ce calcul 3D. Ces calculs ont d'abord été réalisés dans le cas d'un tunnel non soutenu dans un terrain élastique (par exemple Hocking (1976)), puis étendus au cas d'un terrain élasto-plastique grâce au principe de similitude de Nguyen-Minh & Corbetta (1992). Bernaud & Rousset (1992, 1996), puis Nguyen-Minh & Guo (1993) ont ensuite montré que la présence du soutènement (dans la zone déjà soutenue) diminue la convergence de la zone non soutenue (à l'avant du front et dans le décaou). Cette diminution est d'autant plus importante que la rigidité du soutènement est grande et que la distance non soutenue est faible. Le chapitre 5.2 de Panet (1995) donne les solutions obtenues pour chacune de ces hypothèses.

L'approche 2D (deuxième étape) consiste à mener un calcul en déformation plane (section courante) avec les mêmes conditions initiales de contraintes et les mêmes propriétés de matériau que dans le calcul 3D décrit précédemment et en imposant un déconfinement progressif de la paroi du tunnel (λ variant de 0 à 1), puis à tracer la courbe de convergence $P^f(U_r)$ issue de ce calcul 2D.

En raison de la relation bijective $P^f(U_r)$ d'une part (calcul 2D), et de la relation bijective $U_r(x)$ d'autre part (calcul 3D), il est alors possible d'établir la relation bijective $P^f(x)$ qui donne la pression fictive à appliquer dans le calcul en déformation plane pour obtenir à la distance x du front la même convergence U_r que dans le calcul 3D (Figure 2-13).

En particulier, dans le cas de la méthode de creusement en conventionnelle, si l'on connaît d_0 la distance de pose du soutènement par rapport au front de taille, la relation bijective $P^f(x)$ permet de connaître la pression fictive en paroi $P^f(d_0)$ au moment de la pause du soutènement. Il est alors possible d'en déduire la pression reprise par le soutènement à l'équilibre P_{eq} ainsi que la valeur de la convergence radiale des parois U_{eq} (Figure 2-13).

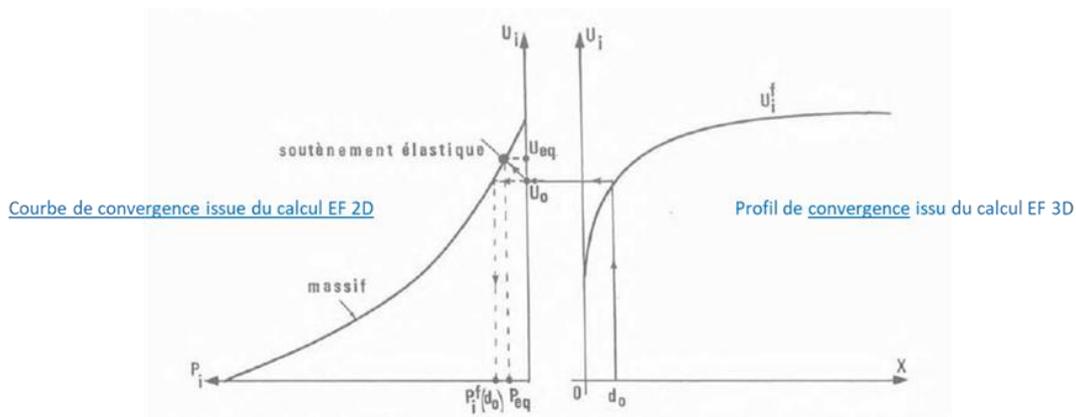


Figure 2-13 : Méthode convergence – confinement : correspondance entre profil de convergence issu d'un calcul numérique 3D et courbe de convergence issue d'un calcul numérique 2D (d_0 correspond à la distance de pose du soutènement et U_0 à la convergence au moment de la pose, d'après Bernaud et Rousset, 1992)

La méthode CV-CF a été développée dans le cadre du creusement en méthode conventionnelle. Son application au cas des tunnels réalisés au tunnelier à front pressurisé présente deux spécificités.

D'une part, les tunnels creusés en terrain meuble au tunnelier à front pressurisé sont généralement creusés à faible profondeur (quelques diamètres de tunnel). Dans ce contexte, l'hypothèse d'isotropie de l'état initial des contraintes dans le massif de sol n'est plus vraie à l'échelle de l'ouvrage, et le calcul 3D de référence doit considérer un état de contraintes initial représentatif de l'état de contrainte géostatique. En conséquence, il est fort probable que le profil de convergence $U_r(x)$ issu de ce calcul 3D diffère selon la position considérée en paroi de tunnel (clé, reins, radier par exemple). A noter que dans le cadre de l'utilisation de la méthode CV-CF pour le calcul de galeries creusées à

faible profondeur en méthode conventionnelle, plusieurs auteurs ont intégré dans leur calcul 3D l'effet de l'anisotropie des contraintes ainsi que la prise en compte d'une forme non circulaire de la galerie (Vlachopoulos & Diederichs, 2014 ; Gaudry & Givet, 2017 ; Mousivand *et al.*, 2017).

D'autre part, le modèle 3D servant au calcul de la courbe de convergence de référence ne peut s'apparenter à celui d'un tunnel semi-infini non soutenu. En effet, le creusement au tunnelier à front pressurisé suppose de prendre en compte dans ce calcul la pression de soutènement appliquée sur le front de taille, ainsi que d'éventuelles pressions fluides le long de la jupe (remontée de boue dans le cas des tunneliers à pression de boue, bentonite injectée au travers de la jupe sur certaines machines pour limiter les tassements). Pour mémoire, au même titre qu'en méthode conventionnelle, le soutènement / revêtement mis en place à la sortie de la jupe doit être pris en compte. Aristaghes & Autuori (2001) proposent de tenir compte de la pression frontale de la manière suivante :

$$\lambda_{TBM\text{-sortie-jupe}} = \lambda_{non\ soutenu} \cdot \left[1 - \frac{P_f'}{P_\infty'}\right]$$

Où $\lambda_{non\ soutenu}$ est le taux de déconfinement obtenu dans le cas classique du tunnel « non soutenu » en sortie de jupe (pour $x = -1.D$ environ), P_f' est la pression frontale effective exercée par le tunnelier, et P_∞' est la contrainte initiale effective dans le terrain. Cette expression suppose en particulier l'absence de pressions le long du bouclier, ainsi que la convergence générée reste inférieure à la convergence permise par la géométrie de la jupe. Addenbrooke & Potts (2001) et Moller & Vermeer (2008) considèrent un déconfinement en paroi imposé pas à pas, combiné à un contrôle des pertes de volume dans le terrain. Lorsque la valeur de perte de volume prédéfinie est atteinte, le déconfinement en paroi est arrêté et le revêtement du tunnel est activé.

2.4.4 Méthodes à pression imposée

Comme indiqué précédemment, l'utilisation des principes de la méthode convergence – confinement pour modéliser dans le cadre d'une approche en déformations planes le creusement au tunnelier à front pressurisé, soit à partir d'une convergence imposée en paroi, soit à partir d'un déconfinement imposé en paroi, s'avère discutable. Pour pallier aux limitations décrites précédemment, plusieurs auteurs (Finno & Clough (1985), Moller & Vermeer (2008), Berthoz *et al.* (2020)) ont proposé des modèles en déformations planes dans lesquels le processus de creusement au tunnelier à front pressurisé est reproduit à partir de champs de pression imposés en paroi du tunnel. De tels modèles reposent sur l'idée de pouvoir relier directement les conditions de chargement en limites du modèle aux valeurs de paramètres de pilotage de la machine.

Dans leur approche 2D, Finno & Clough (1985) reproduisent le processus de progression du tunnelier dans le terrain en quatre étapes de modélisation. Les deux premières étapes sont censées représenter les conditions en pression régnant le long du tunnelier au niveau du front de taille et au débouché de la jupe. La troisième étape modélise la mise en place du revêtement et sa mise en charge. Enfin la quatrième étape modélise les phénomènes de consolidation (dissipation des pressions interstitielles) se produisant dans le terrain autour du tunnel revêtu. Dans ce modèle, le champ de pression radiale imposée en paroi au niveau du front de taille est déduit d'un premier calcul éléments finis 2D mené dans le plan longitudinal de l'ouvrage. Les valeurs de pression radiale sont choisies de telle manière à retrouver les déplacements frontaux et radiaux observés in-situ. La convergence du sol se produisant le long de la jupe (conicité, surcoupe) est générée par une réduction uniforme de la pression radiale sur toute la périphérie du tunnel. Cette convergence est contrôlée en suivant le déplacement vertical du nœud situé en clé de tunnel, elle est limitée à la valeur de l'épaisseur du vide annulaire.

Dans le même type d'approche 2D qui considère un champ de pression appliqué en parois du tunnel pour modéliser la progression du tunnelier, Moller & Vermeer (2008) ont proposé un modèle éléments finis 2D dans lequel les éléments de revêtement du tunnel sont entourés d'une fine couche d'éléments d'interface appelés « gap elements », dont l'épaisseur est analogue à celle du vide annulaire et dans laquelle des conditions de pression fluide peuvent être imposées (« grout pressure »). Dans ce modèle, la convergence du terrain et les efforts repris par le revêtement (celui-ci étant activé dès le début du calcul) résultent directement des conditions en contrainte imposées

au sein de la zone d'interface. A noter que ces éléments d'interface sont libres de se contracter ou dilater radialement en fonction des conditions en contrainte imposées. Initialement, ce sont les contraintes géostatiques qui règnent dans cette zone d'interface. Au cours du processus de creusement, ces contraintes géostatiques (composantes normale et tangentielle au sein des éléments d'interface) sont progressivement réduites d'un facteur λ . Dans le même temps, une pression fluide (« grout pressure ») est progressivement imposée dans ces éléments afin de représenter les conditions de pressions régnant dans le vide annulaire. A la fin du calcul (loin à l'arrière du tunnelier), les contraintes géostatiques sont annulées dans les éléments d'interface ($\lambda = 1$) et seule la pression fluide est présente. Dans tout le calcul, le champ de pression fluide considéré est de nature hydrostatique et fait intervenir le poids volumique du mortier de remplissage. A noter que la contraction des éléments d'interface ne peut dépasser la valeur de leur épaisseur initiale. Dès lors que cette valeur est atteinte, les éléments d'interface sont remplacés par des éléments de sol afin de modéliser le contact sol / revêtement.

Möller & Vermeer (2008) ont montré la capacité de ce modèle à reproduire les profils transverses de cuvettes de tassement (amplitude de tassement, largeur de cuvette) et les déplacements horizontaux dans le terrain (profils inclinométriques) en confrontant les résultats numériques à des mesures issues de chantiers. Les auteurs soulignent la forte sensibilité des tassements vis-à-vis de la pression fluide imposée (« grout pressure »). A ce titre, ils utilisent dans leur démarche ce paramètre physique pour ajuster les résultats numériques aux mesures in situ sans toutefois comparer les valeurs de pression retenues à celles des paramètres machine imposés sur site.

Dans le même état d'esprit, Berthoz *et al.* (2020) ont proposé une approche éléments finis 2D pour modéliser la progression du tunnelier dans le terrain avec comme objectif de pouvoir relier directement les conditions en contraintes imposées en parois de tunnel aux paramètres de pilotage de la machine. Dans ce procédé de modélisation constitué de quatre phases (Figure 2-14), les chargements imposés dans chaque phase dépendent : (i) des pressions exercées physiquement par la machine (pression frontale P_f , pression le long de la jupe P_j , pression de bourrage P_b) simulées de manière explicite, (ii) de l'éloignement du front de taille introduit de façon artificielle dans le modèle via le taux de déconfinement de la méthode CV-CF. Ce procédé de modélisation 2D qui sera décrit plus en détail au chapitre 3 de ce mémoire, et dont les résultats seront confrontés aux résultats du modèle 3D développé dans cette thèse, permet l'évaluation des déplacements finaux (loin à l'arrière du front de taille) générés dans le terrain par le creusement au tunnelier, notamment la cuvette transversale finale de tassement en surface ainsi que les déplacements en profondeur.

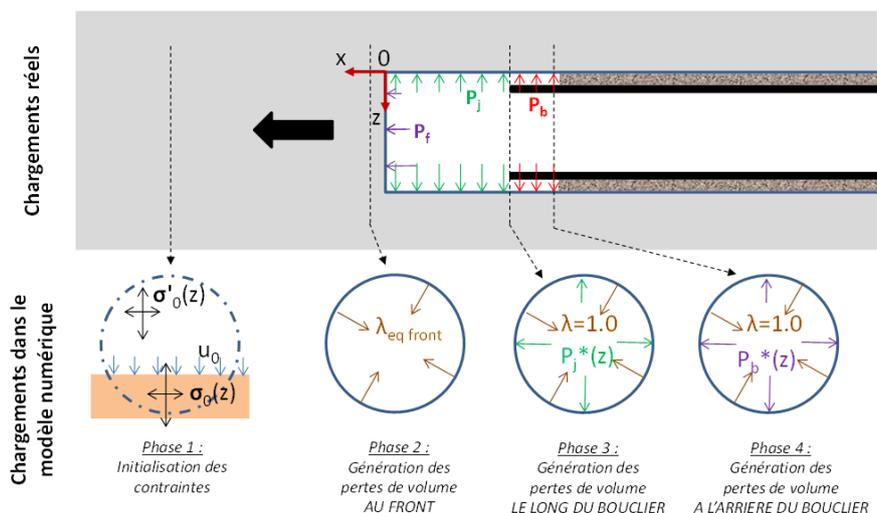


Figure 2-14 : Procédé de modélisation 2D du creusement pressurisé des tunnels proposé par Berthoz *et al.* (2020) tenant compte de l'influence du front de taille et des pressions appliquées sur le terrain par la machine.

2.5 Approches numériques tridimensionnelles

Comme déjà indiqué, les approches numériques tridimensionnelles permettent de prendre en compte de manière plus fidèle la géométrie de la machine et les différentes actions du tunnelier sur le terrain. Elles sont par conséquent en mesure de mieux reproduire la phénoménologie tridimensionnelle associée au creusement pressurisé des tunnels. En revanche, ces approches s'avèrent plus complexes que les approches bidimensionnelles, compte tenu du nombre important de paramètres qu'elles mettent en œuvre. Elles sont aussi beaucoup plus coûteuses en temps de calcul du fait du plus grand nombre de degrés de liberté qu'elles considèrent. Dans la suite de ce paragraphe, nous présentons les principales hypothèses et procédés de modélisation utilisés dans ces approches 3D pour reproduire le processus de creusement pressurisé des tunnels, en particulier les différentes pertes de volume se produisant autour du tunnelier lors de sa progression dans le terrain.

2.5.1 Modélisation de l'avancement du tunnelier (approche lagrangienne)

2.5.1.1 Modèles simulant la progression du tunnelier par succession d'étapes discrètes

Comme déjà indiqué au paragraphe 2.3.2.3, la plupart des modèles numériques 3D développés à ce jour pour modéliser le creusement pressurisé des tunnels (Swoboda & Abu-Krishna, 1999 ; Broere & Brinkgreve, 2002 ; Melis *et al.*, 2002 ; Mroueh & Shahrour, 2003 ; Swoboda *et al.*, 2004 ; Jenck & Dias, 2004 ; Viggiani & Soccodato, 2004 ; Mroueh & Shahrour, 2008 ; Migliazza *et al.*, 2009 ; Lambrughi *et al.*, 2012 ; Castellanza *et al.*, 2013 ; Chakeri *et al.*, 2013 ; Dias & Kastner, 2013 ; Kavvadas *et al.*, 2017 ; Losacco & Viggiani, 2019) considèrent une approche lagrangienne dans laquelle le processus de construction du tunnel est modélisé sous la forme d'une succession d'étapes. Chaque étape représente généralement la situation après que le tunnelier ait avancé d'une distance égale à la longueur d'un anneau de revêtement.

Classiquement, l'avancement du tunnelier est modélisé à chaque étape de calcul en désactivant instantanément les éléments volumiques de sol correspondant au sol excavé et en déplaçant les conditions aux limites en contraintes ou en déplacements appliquées à l'étape précédente sur le nouveau front de taille et en périphérie de la zone de tunnel dernièrement excavée. Un nouvel anneau de revêtement, représentant le dernier anneau mis en place, est activé durant la même étape de calcul.

Une telle approche n'est par conséquent pas en mesure de reproduire l'évolution des champs de contraintes et de déformations de manière continue dans le temps. De même, l'alternance temporelle des phases de creusement et de pose du revêtement n'est pas modélisée. A noter toutefois que les effets du temps et de la vitesse d'avancement du tunnelier ont été considérés dans quelques travaux utilisant ce type de modèles (Swoboda & Abu-Krishna, 1999 ; Swoboda *et al.*, 2004 ; Losacco & Viggiani, 2019). Ceux-ci comportent une analyse hydromécanique couplée afin de prendre en compte les phénomènes de consolidation pouvant se produire dans les sols fins autour de la machine. En particulier ces travaux mettent en évidence l'apparition de surpressions interstitielles dans le terrain lors de l'injection du mortier de bourrage qui tendent à se dissiper plus ou moins vite selon la perméabilité du sol en place.

Parmi les travaux cités dans ce paragraphe, certains ne modélisent pas la structure du tunnelier (par exemple Jenck & Dias, 2004 ; Mroueh & Shahrour, 2008 ; Migliazza *et al.*, 2009 ; Afifpour *et al.*, 2011 ; Dias & Kastner, 2013). Dans ces modèles, les conditions aux limites en contrainte ou en déplacement sont directement appliquées en parois de l'excavation.

Dans les autres modèles, la structure du tunnelier est modélisée de manière simplifiée à l'aide d'éléments volumiques ou d'éléments de coque. Un comportement élastique linéaire isotrope, considérant une rigidité élevée de la structure du tunnelier, est généralement attribué à ces éléments. Le poids du tunnelier est modélisé en attribuant aux éléments volumiques une masse volumique permettant de simuler le poids réel de la machine. Dans certains modèles utilisant des éléments de coques, le poids du tunnelier est simulé par une force ponctuelle équivalente.

Dans la plupart de ces modèles, les nœuds situés à l'interface bouclier / sol sont communs aux deux éléments. Cela conduit à ne pas considérer les déplacements relatifs sol / bouclier au niveau de cette interface et donc en particulier à imposer des déplacements normaux identiques au sol et au bouclier, ou bien à négliger les contraintes de cisaillement pouvant se produire le long du bouclier. Quelques auteurs (Kavvadas *et al.*, 2017 ; Losacco & Viggiani, 2019) ont introduit dans leur modèle une zone d'interface à l'extrados du bouclier permettant de modéliser les déplacements relatifs sol / bouclier. Dans la direction tangentielle, ces auteurs considèrent l'interface parfaitement glissante. En revanche dans la direction normale, ils utilisent les propriétés de l'interface pour modéliser la présence du vide annulaire autour du bouclier et permettre au sol de converger avant de rentrer en contact avec la structure du tunnelier. Pour cela, ils utilisent le modèle d'interface « *Softened pressure - overclosure relationship* » proposé par le logiciel Abaqus.

2.5.1.2 Modèles avancés reproduisant un avancement pseudo-continu du tunnelier

Quelques auteurs ont proposé dans la littérature des modèles avancés visant à reproduire de manière extrêmement détaillée la progression du tunnelier à front pressurisé dans le terrain. Bien que conservant le principe d'une modélisation par étapes du processus de creusement pressurisé, ces modèles visent à se rapprocher du processus de creusement en continu observé dans la pratique afin de reproduire de la meilleure des façons l'histoire des chargements vécue par le terrain au contact du tunnelier.

Parmi ces auteurs, Komiya *et al.* (1999) ont proposé un modèle dans lequel la structure du bouclier à pression de terre est explicitement représentée par des éléments volumiques dont le poids total est équivalent à celui du bouclier réel (Figure 2-15). Une zone d'interface de nature frottante est considérée à l'extrados du bouclier. La progression du bouclier vers l'avant est obtenue en appliquant des forces ponctuelles à l'arrière du bouclier, censées reproduire l'action des vérins de poussée. Des éléments de maillage spéciaux (« excavating elements »), représentant approximativement le volume de sol perturbé par le processus d'excavation durant la phase de calcul considérée, sont placés à l'avant du front pour modéliser la zone de sol excavée. Ces éléments sont en mesure de se déformer « artificiellement » sous l'action de la poussée vers l'avant du tunnelier pour permettre de reproduire le déplacement du bouclier et de retrouver l'équilibre des efforts dans le terrain. A chaque étape de calcul, un algorithme de remaillage est utilisé afin de conserver un maillage identique par rapport au bouclier au début de chaque étape de calcul et d'éviter une distorsion excessive des éléments de maillage situés en périphérie du tunnel en raison des contraintes de cisaillement régnant à l'interface sol/bouclier. A l'aide de ce modèle, les auteurs ont été en mesure de reproduire l'angle d'inclinaison du bouclier lors de sa progression dans des argiles molles. De plus, des calculs hydromécaniques couplés ont permis une analyse des phénomènes de consolidation se produisant pendant la progression du tunnelier dans le terrain.

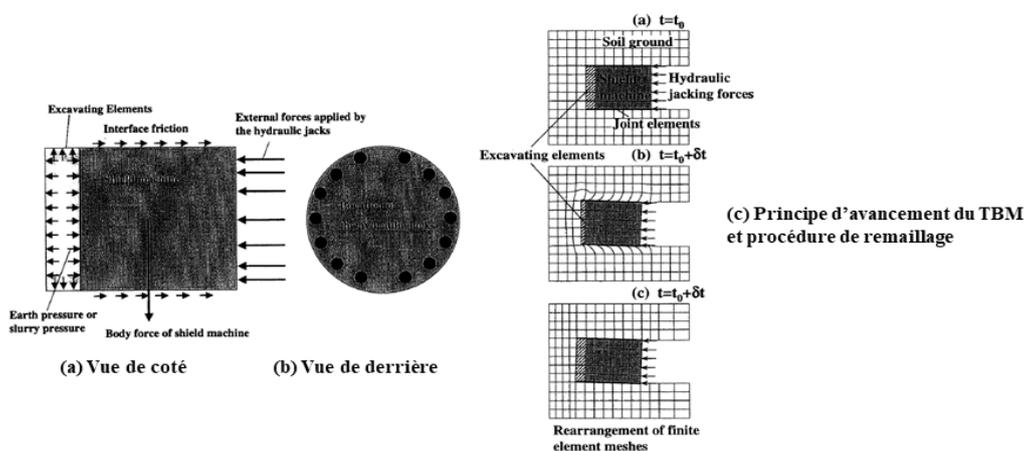


Figure 2-15 : Schéma de principe du modèle avancé de Komiya et al. (1999).

Dans le même esprit, les chercheurs de l'Université de Bochum (Kasper & Meschke, 2004, 2006a, 2006b ; Nagel, 2009 ; Nagel *et al.*, 2010 ; Nagel & Meschke, 2010, 2011 ; Meschke *et al.*, 2011) ont proposé un modèle avancé pour modéliser de façon détaillée l'interaction entre le tunnelier et le sol lors du processus de creusement pressurisé. Bien que basé sur un calcul par étapes, l'objectif est là encore de simuler au plus près la progression en continu du tunnelier dans le terrain afin de pouvoir reproduire de façon réaliste, dans le temps et dans l'espace, l'histoire des chargements appliqués au terrain, en particulier dans le cadre de calculs hydromécaniques couplés tenant compte de la vitesse d'avancement et des phases d'arrêt de la machine.

Dans ce modèle, le tunnelier est modélisé de manière sommaire : seuls le bouclier et la paroi arrière de la chambre d'abattage sont modélisés à l'aide d'éléments de coque (Figure 2-16). Leur poids propre et leur rigidité sont considérés. Le poids des autres composants du tunnelier est également pris en compte à l'aide d'une densité surfacique de force appliquée sur la partie basse du bouclier. La conicité du bouclier est explicitement modélisée et la pression de soutènement frontale est appliquée sur la paroi arrière de la chambre d'abattage. Les vérins de poussée du tunnelier sont modélisés à l'aide d'éléments de barre reliant la paroi de la chambre d'abattage et le dernier anneau de revêtement mis en place. La progression du tunnelier vers l'avant est alors générée au cours du calcul par l'extension imposée des éléments de barre simulant les vérins. Pour modéliser les propriétés de l'interface bouclier/terrain et prendre en compte les efforts normaux et tangentiels agissant à l'extrados du bouclier lors de son fonçage dans le terrain, un algorithme de contact et une loi de frottement sont utilisés et sont décrits dans Nagel (2009). Une fois que le bouclier a progressé d'une longueur d'anneau de revêtement, les éléments correspondant au sol excavé sont désactivés et la pression frontale de soutènement est appliquée sur le nouveau front. Dans le même temps, un nouvel anneau de revêtement est mis en place par activation des éléments correspondants et l'extrémité des éléments de barre simulant les vérins de poussée est alors connectée à cet anneau.

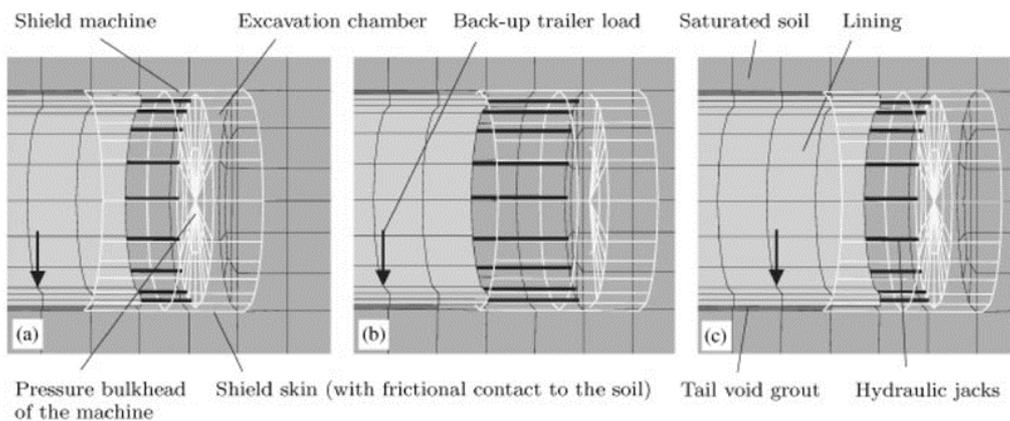


Figure 2-16 : Schéma de principe du modèle de Bochum simulant une progression en continu du tunnelier dans le terrain : (a) état initial ; (b) poussée du bouclier vers l'avant par allongement des éléments de barre simulant les vérins ; (c) excavation du terrain contenu dans la chambre d'abattage et application de la pression de confinement sur le nouveau front de taille (d'après Kasper & Meschke, 2004).

L'une des particularités du modèle de l'université de Bochum est de pouvoir prescrire des efforts de poussée non uniformes à l'arrière du bouclier afin de pouvoir corriger d'éventuels écarts de trajectoire (par exemple plongée ou cabrage du tunnelier dans les sols mous ou stratifiés) ou pour pouvoir suivre des trajectoires courbes (Figure 2-17). Etant donné que la trajectoire suivie par le tunnelier est a priori inconnue au début de l'analyse, un remaillage du domaine éléments finis est nécessaire à chaque étape d'avancement. Cette procédure de remaillage s'applique à la configuration déformée obtenue à la fin de chaque étape d'avancement.

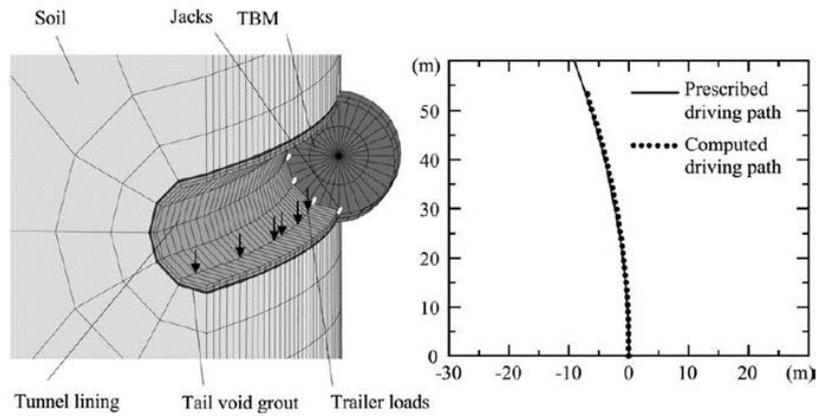


Figure 2-17 : Modélisation d'un creusement le long d'une trajectoire en courbe ($R_{courb.}=200$ m, d'après Kasper & Meschke, 2006b).

Dans le cadre du projet de tunnel Crossrail à Londres, Founta *et al.* (2013) ont comparé les résultats obtenus dans le cadre de deux calculs aux éléments finis : l'un mené à l'aide du logiciel Plaxis 3D utilisant l'approche par succession d'étapes discrètes, l'autre conduit à l'aide du logiciel Kratos-Ekate selon l'approche pseudo-continue développée par Kasper et Meschke (2004). L'analyse considère un sol homogène dont les caractéristiques géotechniques sont conformes à celles de l'argile de Londres et un creusement en conditions non drainées. Deux valeurs de coefficient des terres au repos (K_0) sont considérées : 1 et 1.5. Les auteurs notent une bonne concordance des résultats (déplacements de surface, efforts dans le revêtement) obtenus par les deux approches pour un coefficient de pression des terres au repos K_0 égal à 1. Des écarts notables sont en revanche observés en termes de déplacements de surface et de moments de flexion dans le revêtement pour le cas $K_0 = 1.5$. Les auteurs attribuent ces différences aux conditions aux limites différentes prises en compte dans les deux modèles. On pourra toutefois remarquer que le profil de déplacement donné par Kratos dans le cas $K_0 = 1.5$ est assez conforme aux observations réalisées in-situ par Kastner *et al.* (2010) dans le cas des argiles surconsolidées rencontrées lors du chantier du métro de Toulouse (cf Figure 2-33).

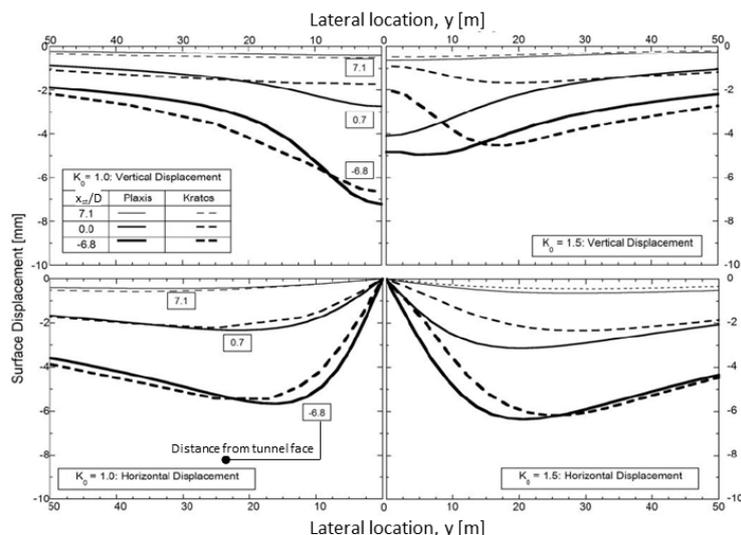


Figure 2-18 : Comparaison des déplacements de surface calculés lors de la progression du tunnelier dans le terrain : approches par succession d'étapes discrètes (logiciel PLAXIS) et par fonçage pseudo-continu (logiciel KRATOS) (d'après Founta *et al.*, 2013).

2.5.1.3 Prise en compte du poids du tunnelier

Dans la pratique, il est commun de considérer que la masse d'un ensemble bouclier / roue de 10 m de diamètre est de l'ordre de 1000 tonnes. D'un point de vue mémotechnique, les professionnels des travaux souterrains parlent aussi souvent d'une masse de 100 tonnes par mètre de diamètre pour cet ensemble bouclier / roue. Concernant la masse du train suiveur, elle est de l'ordre de 500 tonnes pour un tunnelier de 10 m de diamètre, répartie sur 60 à 100 m de longueur.

Dans le cas où le tunnel est creusé au-dessus de la nappe phréatique, l'intégralité du poids de l'ensemble bouclier/roue est transmise au sol porteur. Pour les tunnels creusés sous la nappe phréatique, le sol porteur ne reprend en revanche qu'une partie de cette charge correspondant au poids de l'ensemble bouclier / roue diminuée de la force de flottabilité due à la poussée d'Archimède. Dans ce cas, un rapide calcul montre que pour un ensemble bouclier / roue de 10 m de diamètre et de 10 m de longueur totalement immergé, une force de poussée d'Archimède de l'ordre de 7.9 MN s'oppose au poids de l'ensemble bouclier / roue de l'ordre de 10MN. Il en résulte que la densité surfacique de force verticale dirigée vers le bas, exercée par l'ensemble bouclier/roue sur le sol, est de l'ordre de 20 kPa. Cette densité surfacique de force est censée s'exercer au niveau de la zone de contact bouclier / sol située en dessous de l'axe du tunnel.

Dans les modèles éléments finis 3D décrits précédemment, le poids du bouclier n'est pas toujours considéré, a fortiori lorsque la structure métallique du bouclier n'est pas modélisée (Jenck & Dias, 2004 ; Mroueh & Shahrour, 2008 ; Migliazza *et al.*, 2009 ; Afifipour *et al.*, 2011 ; Dias & Kastner, 2013). On peut toutefois noter que lorsque le bouclier est modélisé à l'aide d'éléments de volume, il est possible d'attribuer à ces éléments une masse volumique qui permette de reproduire le poids réel de la machine (Komiya *et al.*, 1999 ; Melis *et al.*, 2002 ; Melis & Medina, 2005 ; Kavvadas *et al.*, 2017). Lorsque la structure du bouclier est modélisée à l'aide d'éléments de coque, certains auteurs ont reproduit le poids de la machine à l'aide d'une densité surfacique de force ou bien une force ponctuelle appliquée à l'intrados de la partie basse du bouclier (Viggiani & Soccodato, 2004 ; Kasper & Meschke, 2004, 2006b ; Do *et al.*, 2014 ; Ochmanski *et al.*, 2018 ; Nematollahi & Dias, 2019 ; Losacco & Viggiani, 2019).

Kasper & Meschke (2006b) ont conduit à l'aide de leur modèle numérique avancé décrit au paragraphe 2.5.1.2 une étude paramétrique afin d'analyser l'influence du poids du tunnelier et du train suiveur sur les tassements de surface ainsi que sur la trajectoire du tunnelier. L'étude est menée dans le cas d'un tunnel de 6.3 m de diamètre, creusé sous nappe et sous une hauteur de couverture de 1.5 diamètre, dans un sol argileux homogène surconsolidée (OCR = 2.9). Les auteurs montrent au travers de leur étude paramétrique qu'une augmentation de 50 % du poids du bouclier (de 4 MN à 6 MN) entraîne une augmentation des tassements en surface de l'ordre de 30 % (1 mm ici). Les auteurs constatent dans le même temps que l'augmentation du poids du bouclier accroît l'amplitude de l'écart de guidage malgré l'algorithme de contrôle de trajectoire implémenté dans leur modèle.

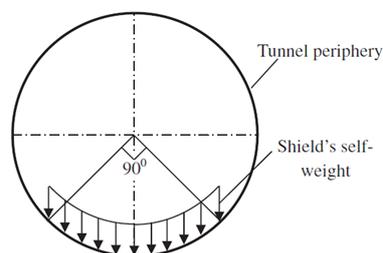


Figure 2-19 : Exemple de schéma de densité surfacique de force prise en compte pour modéliser le poids de l'ensemble bouclier / roue de coupe dans le modèle de Do *et al.* (2014).

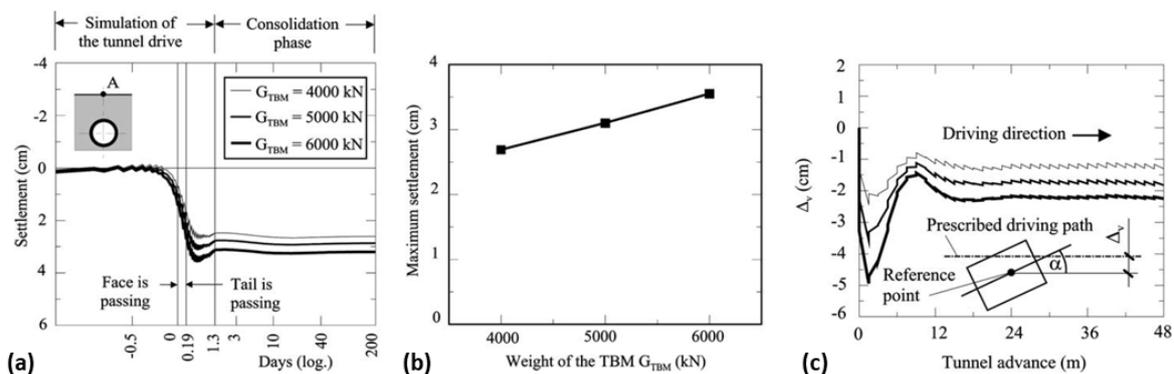


Figure 2-20 : Influence du poids du bouclier sur les tassements de surface (a, b) et sur l'amplitude de l'écart de guidage de la machine (d'après Kasper & Meschke, 2006b).

2.5.2 Modélisation de la pression frontale de soutènement

2.5.2.1 Retours d'expérience

Dans le cas du creusement de tunnel en terrain meuble, la pression frontale de soutènement exercée par le tunnelier sur le massif de sol a pour objectif premier de garantir la stabilité du front de taille et d'équilibrer les pressions hydrostatiques lors d'un creusement sous nappe phréatique, ceci afin d'empêcher les venues d'eau dans le tunnel. Au-delà, un contrôle continu et précis de la pression frontale de soutènement peut permettre de réduire les mouvements d'extrusion du front de taille et donc limiter, voire éliminer, les pertes de volume au front.

Comme indiqué au paragraphe 2.2.1, les modes de confinement à pression de boue et à pression de terre sont les deux principaux modes de soutènement du front de taille utilisés aujourd'hui en creusement mécanisé. Dans la pratique, le choix du mode de confinement dépend de plusieurs paramètres en particulier liés à la nature des terrains rencontrés (granulométrie, perméabilité, présence de karst, ...), à l'environnement du chantier (sensibilité du bâti, ..) mais aussi au niveau de pression frontale à appliquer (AFTES, 2000).

Dans le cas du creusement à pression de boue, la pression frontale de soutènement est exercée à l'aide d'une boue bentonitique (mélange d'eau et de bentonite) amenée par circuit hydraulique jusque dans la chambre d'abattage. Dans les tunneliers actuels, cette pression de boue est réglée dans la chambre à l'aide d'une bulle d'air sous pression située en partie haute de la chambre, à l'arrière d'une cloison plongeante. Il est généralement admis que la pression de boue appliquée sur le front de taille via les ouvertures de la roue de coupe augmente linéairement avec la profondeur en fonction du poids volumique de la boue (Bakker, 2003).

Sous l'effet du gradient de pression entre la boue contenue dans la chambre d'abattage et l'eau dans le terrain (pression de nappe), la boue imprègne le terrain au niveau du front de taille (processus de filtration). Du fait de ses propriétés visqueuses (fluide de Bingham), la vitesse d'écoulement de la boue diminue progressivement jusqu'à son blocage. Ce processus de filtration conduit à la formation d'une membrane étanche (cake) au niveau du front de taille dont l'épaisseur dépend des caractéristiques visqueuses de la boue et de la perméabilité du terrain (cake membrane vs cake d'imprégnation, Figure 2-21).

Conséquence du processus de filtration, la pression P sur la surface du front, contrairement à ce que l'on suppose dans la plupart des cas, ne s'exerce pas directement sur le front, car celui-ci n'est pas imperméable vis-à-vis du fluide de confinement. Ce dernier peut se propager dans le terrain sur une certaine distance L qu'il faut savoir estimer et limiter de sorte que le confinement soit efficace. Une estimation de L peut être donnée par la formule d'Aristaghes & Autuori (2002) :

$$\frac{L}{P'} = 450 \cdot \frac{A}{\tau_0} \sqrt{\frac{2kV}{ng}}$$

Avec :

- A un paramètre fonction du diamètre minimal des grains (compris entre 5 et 10),
- P' la pression au front (MPa),
- V la vitesse d'écoulement du fluide (m/s),
- n la porosité,
- τ_0 le seuil de cisaillement du fluide (Pa)
- k le coefficient de perméabilité du milieu (m/s)

Compte tenu des remarques précédentes, il convient de retenir que pour obtenir la même valeur de force stabilisatrice (contraintes de cisaillement) s'exerçant sur les particules solides du sol, le gradient de pression entre la boue contenue dans la chambre d'abattage et l'eau présente dans le terrain devra être d'autant plus élevé que l'épaisseur du cake est importante.

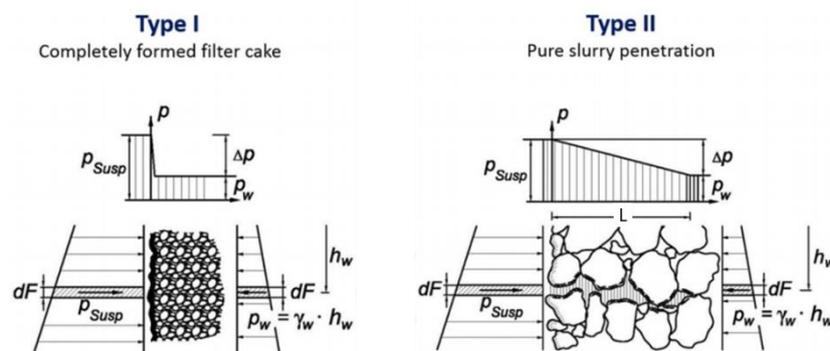


Figure 2-21 : Schéma de principe de l'imprégnation du terrain par la boue bentonitique à l'avant d'un tunnelier à pression de boue : cas du cake membrane (type I) et du cake d'imprégnation (type II) (d'après Zizka et al., 2018).

Dans le cas des tunneliers à pression de terre, la pression de soutènement exercée sur le front de taille par le matériau abattu contenu dans la chambre d'abattage est réglée par ajustement de la vitesse d'avancement de la machine et du débit d'extraction du matériau de la chambre d'abattage. Cette pression de soutènement transite entre la chambre d'abattage et le front de taille via les ouvertures de la roue de coupe. Dans la pratique, des mesures de « pression » du matériau contenu dans la chambre d'abattage sont réalisées en continu pendant le creusement au moyen de capteurs de pression totale placés à différentes hauteurs sur la paroi verticale située en fond de chambre. Les pressions mesurées dans le cadre du creusement à pression de terre sont généralement moins régulières que celles observées en mode à pression de boue. En particulier, ces pressions sont influencées par le mouvement de rotation de la roue de coupe et la présence de la vis d'extraction en pied de chambre, par conséquent leur évolution n'est généralement pas linéaire avec la profondeur (Bezuijen *et al.*, 2005). Ces pressions mesurées présentent aussi des oscillations dont la fréquence est fonction de la vitesse de rotation de la roue de coupe (Branque *et al.*, 2002 ; Bejuizen & Talmon, 2014). Berthoz *et al.* (2018) soulignent également la possible présence d'un gradient de pression dans la chambre d'abattage et le rôle d'écran mécanique joué par la roue de coupe qui justifieraient que les pressions mesurées sur la paroi arrière de la chambre soient différentes de celles appliquées au front de taille. L'ajout d'additifs (tensio-actifs, polymères) dans la chambre d'abattage qui ont pour effet de fluidifier le matériau contenu dans la chambre semble pouvoir dans certains cas limiter cette différence de pression (Bejuizen & Talmon, 2014).

2.5.2.2 Procédés de modélisation du soutènement frontal

Quel que soit le mode de confinement (pression de terre ou pression de boue), il apparaît que la mise en pression du matériau contenu dans la chambre d'abattage et le transfert de cette pression de confinement sur le front d'abattage afin d'en assurer le soutènement relèvent de mécanismes complexes. Dans le cadre des modèles numériques 3D, cette action de soutènement frontal est généralement modélisée de manière simplifiée à partir d'un contrôle en contraintes ou en déplacements des conditions au front de taille.

Dans la littérature, les deux principaux modes de confinement ont été modélisés dans le cadre d'approches numériques 3D. Ainsi à titre d'exemples, Komiya *et al.* (1999), Melis *et al.* (2002), Viggiani & Soccodato (2004), Melis et Medina (2005), Afifpour *et al.* (2011), Migliazza *et al.* (2009), Lambrughini *et al.* (2012), Founta *et al.* (2013) ont consacré leurs travaux au mode de creusement à pression de terre. Dans le même temps, Swoboda & Abu-Krishna (1999), Broere & Brinkgreve (2002), Swoboda *et al.* (2004), Meschke & Kasper (2004, 2006a, 2006b), Nagel (2009), Nagel *et al.* (2010), Dias & Kastner (2013) ont modélisé le mode de creusement à pression de boue.

Komiya *et al.* (1999) ont développé un modèle numérique 3D avancé dans le but de modéliser le creusement d'un tunnel au tunnelier à pression de terre dans des argiles molles à Tokyo. En particulier, les auteurs mènent un calcul hydromécanique couplé afin d'évaluer les tassements à long terme liés aux phénomènes de consolidation (dissipation des surpressions) autour de l'ouvrage. Lors de ce calcul, des éléments spéciaux (« excavating elements ») sont introduits au niveau du front de taille. La pression frontale imposée comme condition aux limites sur ces éléments est considérée constante sur la hauteur du front et prise égale à la pression de la bulle d'air mesurée dans la chambre du tunnelier.

Swoboda & Abu-Krishna (1999) et Swoboda *et al.* (2004) se sont également intéressés aux phénomènes de consolidation dans le cas d'un tunnel creusé dans l'argile à l'aide d'un tunnelier à pression de boue. Au travers de calculs hydromécaniques couplés, ils ont analysé l'influence de la pression de boue et de la pression de bourrage sur les champs de pression interstitielle et de déplacement autour de l'ouvrage. Dans leur étude paramétrique, les auteurs considèrent une pression de confinement du front de taille constante sur toute sa hauteur.

Melis *et al.* (2002) ainsi que Melis & Medina (2005) ont modélisé le creusement du tunnel du Métro de Madrid dans un sol meuble (argiles, sables) au tunnelier à pression de terre. Dans leur modèle 3D, les auteurs imposent une pression de soutènement du front qui augmente linéairement avec la profondeur. Les valeurs des pressions minimale (clé du tunnel) et maximale (radier du tunnel) correspondent aux pressions mesurées sur la machine. A titre indicatif, notons que la pression imposée à hauteur d'axe du tunnel est comparable à la contrainte géostatique horizontale totale censée s'exercer dans le terrain à cette profondeur.

Viggiani & Soccodato (2004) ont développé un modèle 3D aux différences finies dans le cadre des études préliminaires du creusement du métro de Rome (Ligne C). Dans ce modèle, la pression de soutènement frontal imposée augmente linéairement avec la profondeur, elle est prise égale à la contrainte géostatique horizontale totale estimée. Dans le cadre de leur étude paramétrique, les auteurs ont aussi considéré une variation de +/- 30% de cette pression.

Pour effectuer la rétro-analyse du creusement du métro de Milan au tunnelier à pression de terre, Migliazza *et al.* (2009) impose dans leur modèle éléments finis 3D une pression frontale de soutènement constante sur tout le front de taille. Elle est prise égale à la contrainte géostatique horizontale totale moyenne censée s'exercer sur ce front.

A noter que dans les modèles de Migliazza *et al.* (2009) et Viggiani & Soccodato (2004), les calculs considèrent des conditions drainées dans le terrain. Par conséquent, aucune surpression interstitielle ou force d'écoulement n'est prise en compte au niveau du front de taille. Lorsque le sol est situé sous la nappe, seul son poids volumique déjaugé est pris en compte dans le calcul des contraintes géostatiques.

Dans leur rétro-analyse du creusement du métro de Lyon (ligne D) au tunnelier à pression de boue, Dias & Kastner (2013) considèrent dans leur modèle aux différences finies 3D une pression frontale de soutènement croissante

avec la profondeur en fonction du poids volumique de la boue contenue dans la chambre d'abattage. Dans ce modèle, la pression moyenne imposée est environ 60 % inférieure à la pression mesurée sur la machine sans que les auteurs en donnent la raison.

Demagh *et al.* (2013) ont simulé le processus de creusement du tunnel de la ligne B du métro de Toulouse en sol argileux surconsolidé ($K_0 = 1.7$) en prenant en compte une pression frontale qui en clé vérifie la relation $\frac{P_{fclé}}{\sigma_{v0}^{clé}} = 0.6$ et qui augmente linéairement avec la profondeur en fonction du poids volumique du matériau abattu (22 KN/m³).

Parmi les modèles numériques qui considèrent un contrôle en contrainte des conditions imposées au front de taille, il convient de citer les modèles avancés développés à l'université de Bochum (Kasper & Meschke, 2004, 2006a, 2006b ; Nagel, 2009 ; Nagel *et al.*, 2010 ; Nagel et Meschke, 2010, 2011 ; Meschke *et al.*, 2011) destinés principalement à reproduire le processus de creusement à pression de boue. Dans ces modèles, la géométrie du tunnelier et le processus de creusement sont modélisés de manière détaillée et les phénomènes de consolidation pouvant se produire dans le terrain autour de la machine sont considérés. En particulier au niveau du front de taille où une pression croissante avec la profondeur est imposée, les phénomènes hydromécaniques couplés associés à l'imprégnation du terrain par la boue de confinement sont pris en compte afin de simuler la formation du cake membrane ou d'imprégnation à l'avant de la machine (Kasper & Meschke, 2004 ; Nagel *et al.*, 2010 ; Meschke *et al.*, 2011).

En parallèle des modèles précédents qui considèrent un contrôle en contrainte du soutènement du front de taille, quelques auteurs ont proposé de prendre en compte l'action de soutènement du front de taille à partir d'un contrôle en déplacement des nœuds du front de taille. Ainsi, Jenck & Dias (2004) dans leur analyse 3D de l'interaction entre un tunnel en cours de construction et un immeuble avoisinant choisissent de bloquer les déplacements des nœuds du front de taille à chaque étape d'avancement du modèle. Les auteurs justifient ce choix en considérant que le mouvement d'extrusion du front contribue faiblement aux pertes de volume autour du tunnel lorsque celles-ci sont bien maîtrisées (Benmebarek *et al.*, 1998). Dans le même ordre d'idée, Soni *et al.* (2013) ont modélisé le creusement d'un tunnel du métro de New Delhi à l'aide d'un tunnelier à pression de terre. Dans leur analyse, les forces nodales agissant sur le front de taille sont progressivement réduites jusqu'à ce que le mouvement d'extrusion du front permette d'obtenir la perte de volume souhaitée.

2.5.2.3 Synthèse

D'une manière générale, il convient de retenir que quel que soit le mode de confinement considéré, les modèles numériques utilisant un contrôle en contrainte des conditions au front de taille sont les plus courants. Certains d'entre eux supposent une pression uniforme sur tout le front de taille (p. ex. Mroueh & Shahrour, 2008 ; Migliazza *et al.*, 2009 ; Lambrughi *et al.*, 2012 ; Chakeri *et al.*, 2013 ; Founta *et al.*, 2013), d'autres considèrent une augmentation linéaire de la pression de soutènement avec la profondeur (p. ex. Broere & Brinkgreve, 2002 ; Viggiani & Soccodato, 2004 ; Afifpour *et al.*, 2011 ; Castellanza *et al.*, 2013 ; Dias & Kastner, 2013 ; Losacco & Viggiani, 2019). Dans ces études, les valeurs de pression appliquée sur le front sont choisies de manière arbitraire ou bien basées sur des mesures directement effectuées dans la chambre du tunnelier pendant le creusement. Dans quelques cas, elles font référence aux méthodes analytiques de calcul de stabilité du front de taille disponibles dans la littérature et utilisées dans la pratique.

Plusieurs auteurs ont conduit une étude paramétrique pour étudier l'influence de la pression frontale sur les tassements de surface. Dans ces études, une variation de pression de l'ordre de +/-30 % de la valeur de référence est généralement imposée. Certains de ces auteurs notent une très faible influence de la pression frontale sur les tassements de surface (Benmebarek *et al.*, 1998 ; Viggiani & Soccodato, 2004). D'autres (Kasper et Meschke, 2006b ; Berthoz, 2012) mettent en évidence une influence non négligeable de cette pression frontale sur ces mêmes tassements (Figure 2-22). En particulier, Berthoz (2012) lors de la modélisation numérique des essais sur modèle réduit de tunnelier à pression de terre à l'ENTPE montre qu'une augmentation de la pression frontale tend à accroître le refoulement horizontal radial du sol autour du tunnelier. Il montre également qu'une pression frontale

trop élevée peut conduire à un refoulement du sol à l'avant de la machine et à une accentuation des tassements à l'arrière du front de taille.

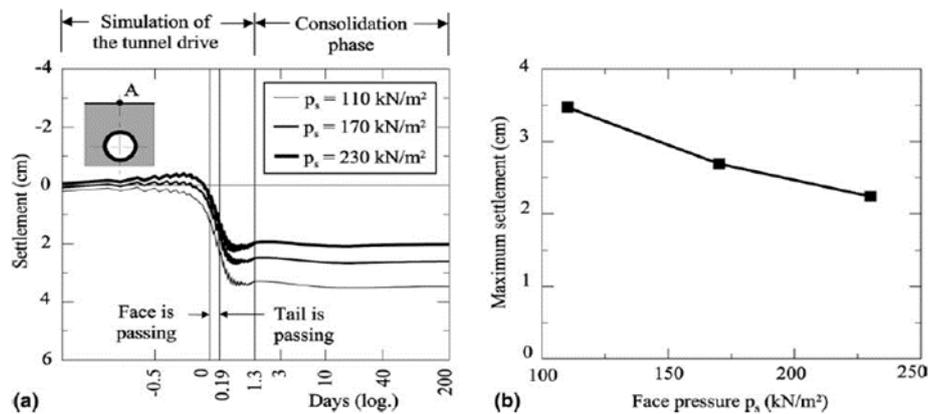


Figure 2-22 : Comparaison entre tassements de surface pour différentes valeurs de la pression frontale de boue (P_s) imposées (d'après Kasper et al., 2005).

2.5.3 Modélisation des pertes de volume autour du bouclier

2.5.3.1 Retours d'expérience

Comme indiqué au paragraphe 2.2.3, les pertes de volume se produisant autour du bouclier sont principalement dues à la présence du vide annulaire autour du bouclier dans lequel le sol est susceptible de converger. Rappelons que ce vide annulaire résulte de la géométrie conique du bouclier (diamètre avant du bouclier supérieur à son diamètre arrière) et qu'il peut être augmenté par la présence de molettes biaisées en périphérie de la roue de coupe afin de créer une surcoupe autour de la machine. Ces deux éléments de conception du tunnelier (conicité, surcoupe) ont pour objet de limiter les frottements du terrain le long du bouclier. Ces pertes de volume autour du bouclier peuvent également être amplifiées en présence de défauts de guidage du tunnelier associés aux phénomènes de cabrage, tangage ou plongée de la machine, en particulier dans les terrains hétérogènes et les trajectoires en courbe.

Les déplacements radiaux du sol se produisant le long du bouclier (convergence) présentent des amplitudes qui ne sont généralement pas uniformes sur toute la périphérie de l'excavation et qui peuvent être influencées par différents facteurs tels que les caractéristiques mécaniques du massif de sol, l'état des contraintes géostatiques du site, les conditions de pilotage de la machine. Ces déplacements radiaux peuvent aussi être limités par l'injection volontaire de boue bentonitique au travers du bouclier dans le cas de tunneliers équipés pour ce type d'injection afin de limiter les tassements en surface. Ils peuvent également être freinés par la remontée accidentelle à l'extrados du bouclier de boue bentonitique depuis le front de taille (cas des tunneliers à pression de boue), ou de mortier d'injection depuis le débouché de la jupe. En conséquence, il convient de retenir que la totalité de l'espace annulaire autour du bouclier ne reste pas nécessairement ni vide, ni rempli de sol (contact sol / jupe), mais qu'il peut être partiellement rempli de sol, de boue bentonitique injectée radialement ou venant du front, ou de mortier de bourrage revenant de l'arrière.

Dans la littérature, il est possible de trouver une grande variété d'approches visant à modéliser des pertes de volume se produisant le long du bouclier. Parmi ces approches, il convient de distinguer celles qui imposent un profil donné de convergence du sol à partir de conditions aux limites en déplacement ou en contrainte appliquées en parois de l'excavation, et celles qui considèrent la convergence du sol comme le résultat d'un calcul dans lequel le sol est laissé libre de se déformer jusqu'à son entrée en contact avec la paroi du bouclier.

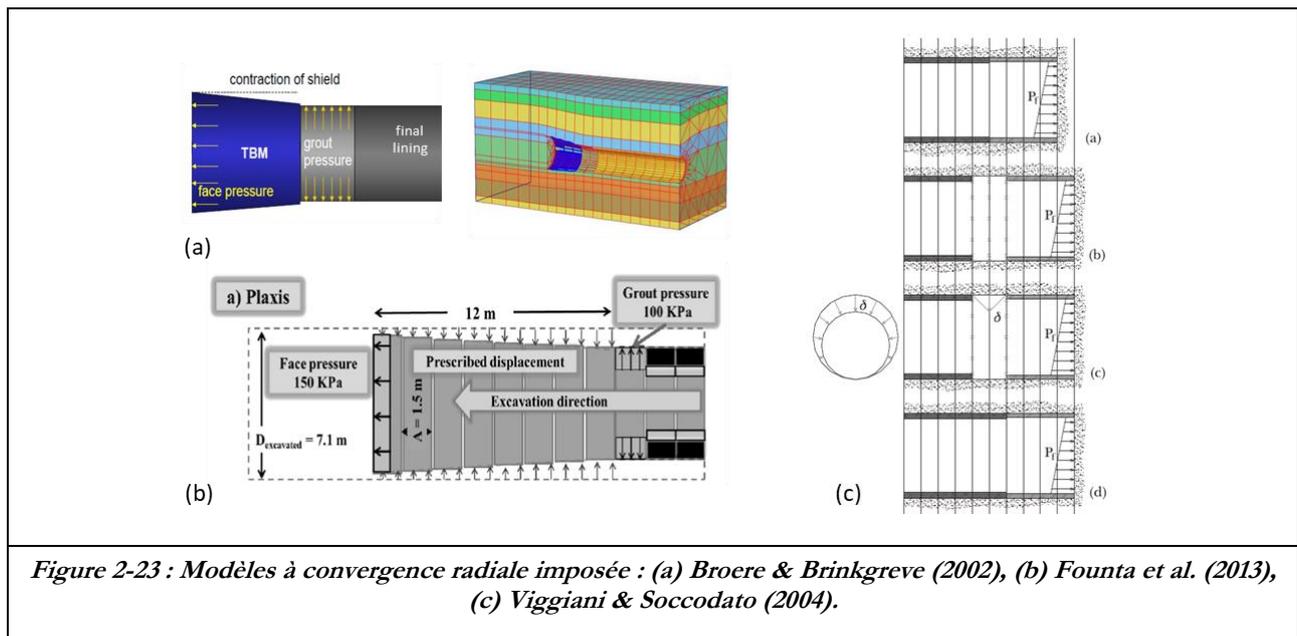
2.5.3.2 Modèles numériques à convergence radiale imposée

Dans leur étude, Broere & Brinkgreve (2002) considèrent un bouclier de forme cylindrique dont la structure est modélisée à l'aide d'éléments de coque (Figure 2-23a). Ils attribuent à ces éléments un poids et une rigidité

permettant de reproduire le poids et la rigidité du bouclier réel. Les pertes de volume le long du bouclier, dues à la surcoupe et à la conicité du bouclier, sont générées en imposant une contraction radiale progressive de la section courante du bouclier (contraction des éléments de coque). Au débouché de la jupe, la réduction de la section du bouclier est prise égale à 0.48 % de sa section initiale.

Dans le même esprit que les travaux décrits précédemment, Founta *et al.* (2013), dans leur modèle développé sous Plaxis et constitué d'une succession d'étapes discrètes, modélisent l'espace annulaire le long du bouclier en imposant une convergence radiale uniforme à chacun des huit segments constituant le bouclier (Figure 2-23b). Cette convergence radiale est censée simuler la conicité du bouclier. Fagnoli *et al.* (2015) adoptent la même technique pour reproduire les pertes de volume le long du bouclier dans leur étude numérique conduite avec Plaxis, et visant à évaluer l'impact du creusement au tunnelier à pression de terre sur des immeubles avoisinant la ligne 5 du Métro de Milan.

Dans leur modèle aux différences finies composé également d'une succession d'étapes de calcul discrètes, Viggiani & Soccodato (2004) modélisent le bouclier sous la forme d'un cylindre creux rigide et considèrent les pertes de volume autour de la machine de manière globale (Figure 2-23c). Ainsi ils ne différencient par les mouvements de convergence se produisant le long du bouclier (liés à la surcoupe ou à sa conicité), de ceux se produisant lors du remplissage du vide annulaire. De ce fait, les auteurs imposent un déplacement radial non uniforme $\delta(\theta)$ aux nœuds situés en périphérie de l'excavation, en partie centrale d'une zone non soutenue située entre le bouclier et le premier anneau de revêtement. La fonction $\delta(\theta)$ est alors calibrée en fonction de la perte de volume souhaitée ou bien de façon à retrouver l'amplitude des déplacements de surface. Cette approche permet entre autres de retrouver la forme gaussienne des profils longitudinaux et transverses de la cuvette de tassement.



2.5.3.3 Modèles numériques à contraintes imposées en parois

Dans leur modèle éléments finis 3D, Mroueh & Shahrour (2008) ont modélisé les pertes de volume le long du bouclier en s'inspirant de la méthode convergence confinement (Panet & Guenot, 1982) décrite au paragraphe 2.4.3. A chaque étape de calcul correspondant à l'avancement du front de taille d'une longueur L_{lin} , une réduction de l'état de contrainte résultant de l'étape de calcul précédente est imposée en paroi d'excavation sur une longueur L_{dec} à l'arrière du front de taille (Figure 2-24a). Cette réduction de contrainte est imposée à l'aide d'un facteur α_{dec} . La longueur L_{dec} est arbitrairement prise égale au diamètre du tunnelier, elle est censée correspondre à la longueur non soutenue du terrain en présence du vide annulaire autour du bouclier. Dans le même temps, la longueur L_{lin} est pris égale à 1/3 du diamètre du tunnelier par les auteurs. A chaque étape de calcul, un nouvel anneau de revêtement est mis en place à la distance L_{dec} du front et les efforts résiduels dans le terrain lui sont transmis. Cette

approche permet entre autres de retrouver la forme gaussienne des profils transverse et longitudinal de la cuvette de tassement et l'extension de zones plastiques au niveau des piédroits du tunnel. Par ailleurs, les auteurs montrent au travers d'une étude paramétrique la forte influence du facteur α_{dec} sur les tassements de surface et celle beaucoup plus réduite du paramètre L_{dec} (Figure 2-24b et c). Dans le cadre d'un projet donné, ils préconisent un calage du facteur α_{dec} sur des mesures de tassement in-situ.

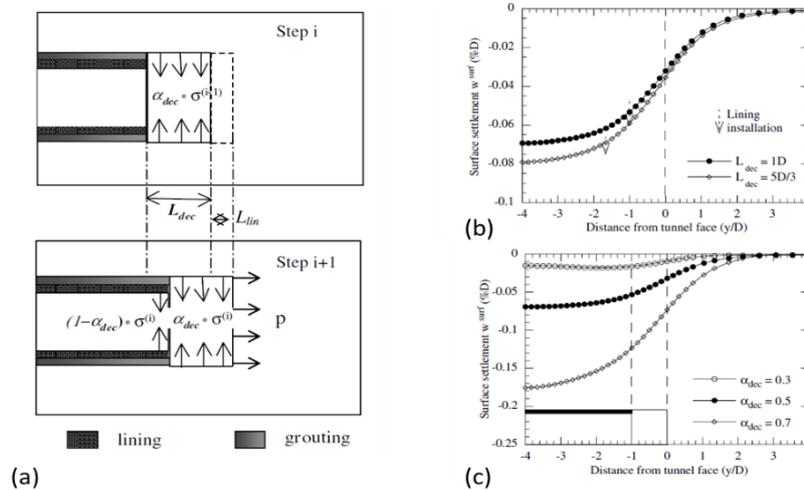


Figure 2-24 : Procédure d'avancement par étapes successives avec déconfinement partiel en paroi (a), influence des paramètres L_{dec} (b) et α_{dec} (c) sur le profil longitudinal de la cuvette de tassement (d'après Mroueh et Sharhour, 2008).

Pour reproduire la convergence du sol le long du bouclier, Lambrughì *et al.* (2012) utilisent une fine couche d'éléments volumiques (épaisseur 30 mm) au comportement élastique linéaire qu'ils positionnent à l'interface entre la structure du bouclier et le sol. A partir d'une étude de sensibilité, les valeurs de rigidités de ces éléments sont ajustées afin d'obtenir au débouché de la jupe du tunnelier, une convergence du terrain compatible avec l'espace annulaire induit par la surcoupe et la conicité du bouclier. De même, ces valeurs de rigidité peuvent être calibrées à partir des déplacements observés en surface de massif.

A l'instar du modèle décrit précédemment, Comodromos *et al.* (2014) considèrent dans leur modèle aux différences finies, utilisé pour analyser l'impact du creusement au tunnelier sur des bâtiments voisins lors du chantier du métro de Thessalonique, une structure de bouclier parfaitement cylindrique à l'extrados de laquelle ils disposent une fine couche d'éléments volumiques (épaisseur 20 mm). Les auteurs attribuent à cette couche les propriétés mécaniques de la boue bentonitique censée remonter le long du bouclier depuis le front de taille, ou bien être injectée au travers du bouclier. Ils contrôlent l'état de pression dans ces éléments volumiques et utilisent un algorithme pour bloquer le déplacement radial des nœuds situés en paroi de l'excavation dès lors que celui-ci atteint la valeur de 20 mm, synonyme d'un contact entre le sol et le bouclier.

Dans leur analyse des mouvements de sol engendrés lors du creusement du métro de Shiraz (Iran), Nematollahi *et al.* (2018) et Nematollahi & Dias (2019) développent un modèle sous Flac 3D dans lequel le bouclier est modélisé à l'aide d'éléments de coque. Pour tenir compte de la conicité du bouclier, les auteurs divisent la structure du bouclier en plusieurs portions (3 à 8) auxquelles ils attribuent un comportement élastique linéaire isotrope avec des rigidités différentes en fonction de la distance au front de taille (Figure 2-25). A noter que dans l'un des modèles (Nematollahi *et al.*, 2018), la rigidité des éléments de coque décroît avec la distance au front alors que dans le second modèle (Nematollahi & Dias, 2019) elle augmente avec cette distance. Comme pour Lambrughì *et al.* (2012), les rigidités des éléments de coque sont ajustées de telle manière à retrouver une convergence radiale égale au vide annulaire en débouché de jupe ou bien elles sont calibrées à partir de la mesure des déplacements de surface.

Mechanical parameters of the simulated shield of Shiraz metro line 2.

Parameter	Front shield		Middle shield		Rear shield	
	SH1	SH2	SH3	SH4	SH5	SH6
Elastic modulus (Pa)	2e7	2e8	2e9	2e10	2e11	2e11
Poisson's ratio	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
Shield thickness (m)	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
Shield density (kg/m ³)	7800	7800	7800	7800	7800	7800

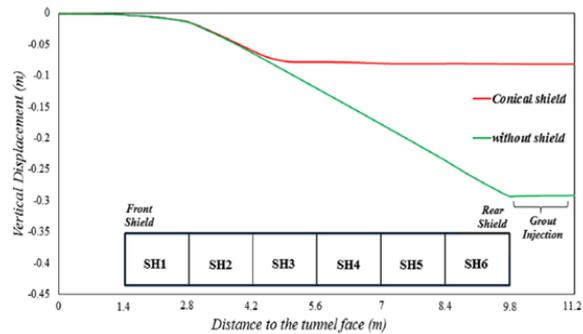


Figure 2-25 : Prise en compte de la conicité du bouclier en considérant des portions de bouclier à rigidité variables (d'après Nematollahi & Dias, 2019).

2.5.3.4 Modèles numériques à convergence radiale libre ou avec loi d'interface

Jenck & Dias (2004) proposent un modèle aux différences finies dans lequel la structure du bouclier n'est pas représentée et dans lequel les parois de l'excavation sont libres de converger radialement sur une longueur de 20 m derrière le front de taille, ce qui représente environ deux fois la longueur du bouclier. Les auteurs expliquent le choix de cette longueur libre pour tenir compte des déplacements générés lors de la consolidation du terrain se produisant autour du revêtement après injection du mortier de bourrage. Un contrôle du déplacement radial en chaque nœud de la périphérie est opéré à chaque étape de calcul. Le déplacement radial de ces nœuds est bloqué dès lors qu'il est égal à l'espace du vide annulaire disponible autour du bouclier. Ce même type d'approche a été adopté en particulier par Mollon *et al.* (2013) et Do *et al.* (2013a, 2013b).

Dans leur modèle aux différences finies développé pour analyser les mouvements de sol générés lors du creusement de la ligne D du métro de Lyon à l'aide d'un tunnelier à pression de boue, Dias & Kastner (2013) modélisent la structure métallique du bouclier à l'aide d'éléments rigides en tenant compte de la conicité du bouclier. Du fait de l'absence de procédure de remaillage, il semble que la réduction du diamètre du bouclier soit modélisée à l'aide de plusieurs éléments cylindriques accolés les uns aux autres et de diamètre extérieur décroissant. Les auteurs notent que dans le cas du présent projet, seul 25 % du vide annulaire en débouché de jupe est modélisé en raison des remontées de boue bentonitique et de mortier le long du bouclier observées in situ.

Parmi les modèles à convergence radiale libre, il convient également de considérer l'ensemble des approches qui utilisent les propriétés d'éléments d'interface placés entre l'extrados du bouclier et le sol pour modéliser le vide annulaire généré par la surcoupe et la conicité du bouclier. Dans ces modèles, la structure du bouclier est explicitement modélisée et les éléments d'interface ont l'intérêt de dissocier les nœuds appartenant au bouclier de ceux appartenant au sol, et de par conséquent autoriser des déplacements relatifs entre ces nœuds dans les directions normale et tangentielle à la surface du bouclier. Melis *et al.* (2002) ainsi que les chercheurs de l'université de Bochum (Kasper & Meschke 2004, 2006a, 2006b ; Nagel, 2009 ; Nagel *et al.*, 2010 ; Nagel & Meschke, 2010, 2011 ; Meschke *et al.*, 2011) ont été les premiers à utiliser ce type d'approche pour modéliser la convergence radiale autour du bouclier. Kavvadas *et al.* (2017), Ochmanski *et al.* (2018), Losacco & Viggiani (2019) ont également introduit cette approche dans leurs modèles respectifs. Dans tous les cas, ce type d'approche nécessite l'utilisation d'un algorithme de contact afin de piloter le transfert progressif d'efforts entre le sol et la paroi du bouclier au fur et à mesure de la fermeture de la zone d'interface.

2.5.3.5 Influence de la convergence radiale le long du bouclier sur les déplacements de surface

Kasper & Meschke (2006b) ont conduit à l'aide de leur modèle numérique avancé décrit au paragraphe 2.5.1.2 une étude paramétrique afin d'analyser l'influence de la conicité du bouclier sur les déplacements de surface. Ils font le constat qu'une variation de l'épaisseur du vide annulaire autour du bouclier (de 30 à 90 mm) impacte significativement l'amplitude des tassements de surface, au même titre qu'une variation de la pression frontale (cf §2.5.2.3) ou que la pression de bourrage (cf §2.5.4.4). Ainsi logiquement, l'amplitude des tassements de surface sera d'autant plus grande que l'épaisseur du vide annulaire autour du bouclier sera importante (Figure 2-26). Les auteurs notent par ailleurs qu'une augmentation de cette épaisseur de vide nécessite un angle de cabrage plus important de

la machine afin de suivre la trajectoire de creusement prédéfinie. Dans le même temps, cette augmentation de l'espace à l'extrados du bouclier conduit à une diminution de la pression radiale reprise par les anneaux de revêtement et de l'effort normal dans ces anneaux.

Lors de l'analyse des mouvements de sol générés par le creusement du métro de Bangkok (blue line) dans un terrain majoritairement argileux, Ochmanski *et al.* (2018) ont étudié à l'aide de leur modèle éléments finis l'influence de l'épaisseur de la surcoupe sur l'amplitude des tassements de surface. Comme Kasper & Meschke (2006b), ils observent qu'une augmentation du vide annulaire (de 0 à 40 mm) entraîne une augmentation significative des tassements de surface. Cette augmentation est perceptible dès le passage du front de taille et s'amplifie au passage du bouclier. Ochmanski *et al.* (2018) montrent qu'une variation d'épaisseur de la surcoupe influence également significativement les tassements à long terme dans le cas du massif de sol argileux étudié. Ce phénomène est dû, selon les auteurs, à une redistribution différente des contraintes dans le terrain selon l'épaisseur de la surcoupe.

Dans le cas d'une convergence radiale contrôlée à partir d'un champ de pression imposé en paroi de l'excavation, Comodromos *et al.* (2014) montrent qu'une réduction de la pression le long du bouclier entraîne une augmentation significative des tassements de surface (Figure 2-27).

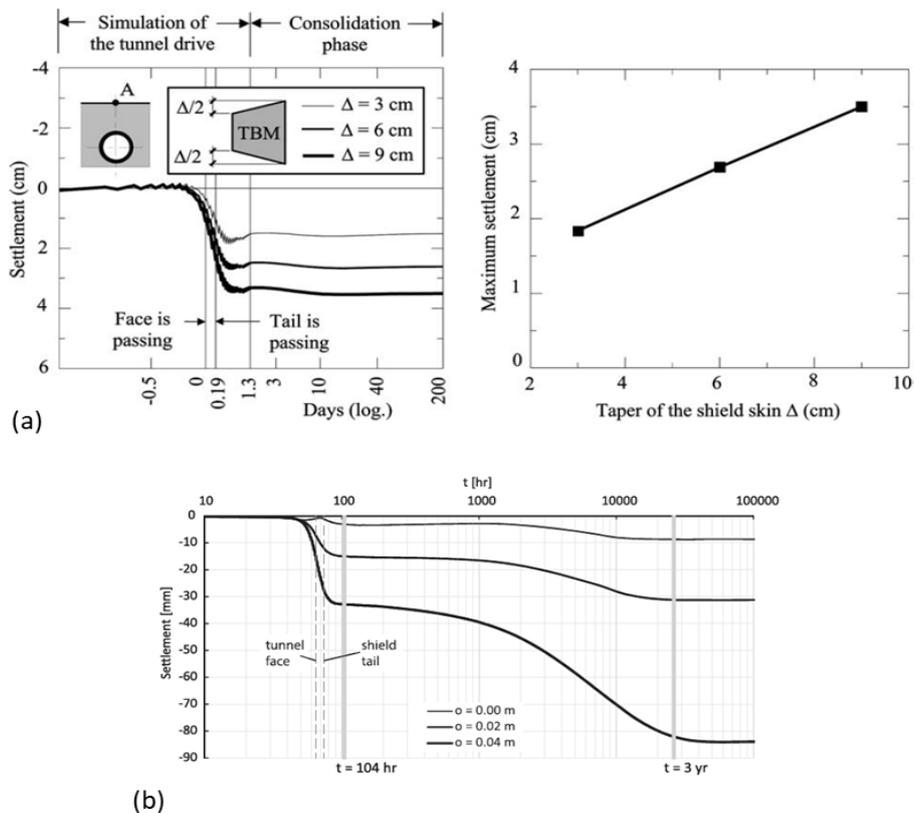


Figure 2-26 : Influence de l'épaisseur du vide annulaire le long du bouclier sur les tassements de surface – modèles à convergence radiale libre : (a) d'après Kasper et Meschke (2006b), (b) d'après Ochmanski *et al.* (2018).

Case	Applied pressure (kPa)		
	Face	Steering gap	Tail gap
R	180	40	180
1	180	180	180
2	180	50	180
3	180	30	180
4	180	0	180
5	150	0	180
6	180	0	0

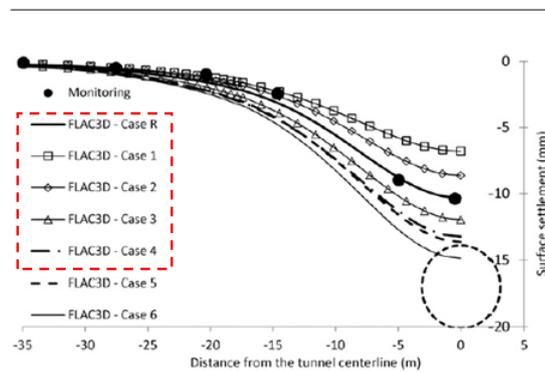


Figure 2-27 : Influence de la pression appliquée dans le vide annulaire le long du bouclier sur les tassements de surface – modèle à contraintes imposées en paroi, d’après Comodromos et al. (2014).

2.5.4 Modélisation de l’injection du mortier de bourrage dans le vide annulaire

2.5.4.1 Retours d’expérience

Comme indiqué au paragraphe 2.2.2, le vide annulaire autour du bouclier généré par la surcoupe et la conicité du bouclier (espaces (a) et (b) de la Figure 2-4) est augmenté à l’arrière de la jupe par un espace additionnel (espaces (c) et (d) de la Figure 2-4) résultant du fait que les anneaux de voussoirs sont mis en place à l’abri de la jupe, et que par conséquent l’épaisseur de la jupe et la différence entre le diamètre extérieur des anneaux de revêtement et le diamètre intérieur de la jupe génère un nouvel espace derrière la jupe. L’épaisseur théorique du vide annulaire présent à l’arrière de la jupe (espace (e) = (a) + (b) + (c) + (d) de la Figure 2-4), aussi appelé vide de queue, est généralement compris entre 70 mm et 200 mm. Mair & Taylor (1997) soulignent que dans le cas d’un creusement au tunnelier à front pressurisé pour lequel les mouvements d’extrusion au front de taille sont bien maîtrisés du fait d’un confinement adéquat à l’avant de la machine, l’essentiel des pertes de volume est susceptible de se produire au niveau du vide de queue.

Pour limiter la convergence radiale du terrain dans cet espace situé entre l’extrados de l’anneau de revêtement débouchant de la jupe et le terrain, les professionnels ont recours à un remplissage immédiat de ce vide annulaire par injection de mortier de ciment sous pression à partir de buses situées dans l’épaisseur de la jupe. Ces buses, au nombre de 4 à 8, sont généralement situées en partie haute de la jupe. L’injection de mortier est menée au fur et à mesure de l’avancement du tunnelier. Outre le fait de remplir le vide de queue et de limiter la convergence radiale du terrain, le remplissage au mortier permet également de bloquer les anneaux de revêtement qui tendent à remonter sous l’effet de la poussée d’Archimède dans le cas de creusement sous nappe. Il favorise également une meilleure répartition des efforts du terrain sur les anneaux de revêtement en rendant plus homogènes les conditions de contact sol / revêtement.

Le niveau de pression d’injection du mortier dépend de plusieurs paramètres, en premier desquels l’état des contraintes géostatiques. Nagel (2009) préconise une valeur de pression d’injection au moins égale à 90 % de la contrainte verticale totale. Dans le cas du chantier du métro de Toulouse, Demagh *et al.* (2013) rapportent des pressions d’injection en sortie de buse comprises entre 80 % et 120 % de la contrainte verticale totale en clé. Il convient de noter qu’une pression d’injection supérieure à la contrainte verticale totale peut en théorie conduire à un refoulement du sol autour du tunnelier, voire un soulèvement de la surface du terrain. De même, des pressions d’injection élevées dans les argiles molles saturées peuvent entraîner une augmentation des surpressions interstitielles dans le sol avoisinant, et conduire à des déformations différées du terrain pendant plusieurs mois après le passage du tunnelier du fait des phénomènes de consolidation (Hwang *et al.*, 1996).

En complément du contrôle de la pression d’injection, il est important dans la pratique de suivre le volume de mortier injecté par anneau. Celui-ci ne doit pas être très différent du volume théorique du vide de queue. Si le volume de mortier injecté s’avère très inférieur au volume théorique du vide de queue, cela peut révéler une

convergence importante du terrain. Dans le cas contraire (volume injecté \gg volume théorique), cela peut traduire la présence d'espaces vides dans le terrain (karst par exemple, ou sur-excavation par le tunnelier) ou bien encore la migration du mortier dans un réseau de fissures en terrain fracturé.

Les mortiers sont formulés à partir de sable, ciment (40 à 80 kg/m³) et eau, avec des ajouts possibles de bentonite, filler (calcaire broyé, cendres volantes, fumée de silice...), plastifiants... Des mortiers « bi-composants » sont parfois utilisés afin de limiter le risque de colmatage des buses d'injection. Ces derniers sont constitués d'un composé A très fluide (eau, bentonite, ciment et agents retardateurs) et d'un composé B accélérateur de prise, mélangés au dernier moment. A titre indicatif, de la « gravette » peut également être injectée en cas de tunnels au rocher, avec un vide annulaire important, mais ce cas de figure sort du cadre de cette thèse.

Tous les types de mortier subissent un durcissement progressif avec le temps, développant une rigidité et une résistance au cisaillement croissantes. Le délai dans lequel le durcissement commence à se développer dépend du type de mortier : quelques minutes pour les mortiers bi-composants, quelques heures pour les mortiers classiques, quelques semaines pour les mortiers inertes.

Talmon & Bezuijen (2009) ont étudié de manière très détaillée les phénomènes de prise des mortiers traditionnels (non chimiques) dans l'espace du vide de queue (Figure 2-28). Ils ont montré qu'une consolidation du mortier (essorage) était possible dans le cas des terrains perméables, et que dans ce cas la couche de mortier de bourrage présente une rigidité et une résistance au cisaillement non uniforme dans son épaisseur, ces deux grandeurs étant généralement plus élevées au contact du sol. Les auteurs notent que ce phénomène de consolidation du mortier est quasi inexistant dans les sols fins argileux et qu'il peut aussi être limité si les parois de l'excavation sont recouvertes d'une couche de bentonite provenant du front de taille dans le cas du creusement à pression de boue.

Talmon & Bezuijen (2005) ont aussi montré que le champ des pressions au sein du mortier, pendant le temps de prise, n'est pas nécessairement uniforme. En particulier, il peut dépendre de la pression d'injection, des propriétés physiques du mortier, de la perméabilité et de la déformation du sol, des mouvements des anneaux de revêtement. Il est également sensible aux variations de volume du mortier induites par les phénomènes de retrait ou de consolidation décrits précédemment. A ce sujet, Bezuijen & Van der Zon (2007) ont mesuré des variations de volume de mortier en place comprises en 3 et 8 %. Jusqu'à une certaine distance de la jupe, ce champ de pression et son gradient sont aussi régulièrement « réactivés » par les nouvelles phases d'injection se produisant au fur et à mesure de l'avancement du tunnelier.

En termes d'efforts dans le revêtement, Bezuijen & Talmon (2008) soulignent que l'anneau de revêtement au contact du mortier à l'état liquide est susceptible de remonter par flottaison jusqu'à équilibre du gradient de pression, alors que ses mouvements sont bloqués dès lors que le mortier se solidifie. Cette différence de degré de liberté est en mesure, selon les auteurs, de générer un moment de flexion longitudinale dans le revêtement.

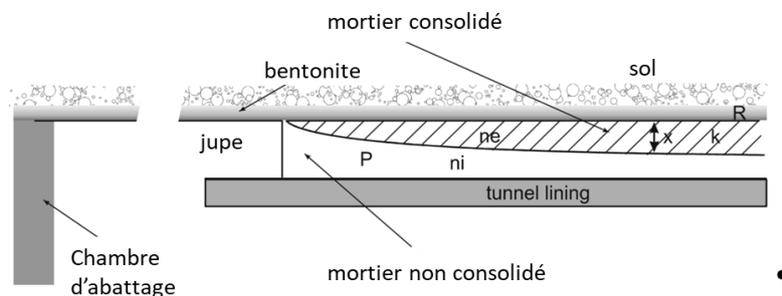


Figure 2-28 : Principe de consolidation du mortier de bourrage dans le vide de queue (d'après Talmon & Bezuijen, 2009).

2.5.4.2 Modèles à pression radiale imposée

La façon la plus simple de modéliser l'injection du mortier de bourrage dans le vide de queue au sein de modèles numériques 3D est d'imposer une distribution de pression radiale sur les parois de l'excavation à l'arrière du bouclier. Broere & Brinkgreve (2002) ont utilisé ce type d'approche en considérant une distribution de pression linéairement croissante avec la profondeur. La pression du mortier est appliquée sur une longueur de 6 m derrière le bouclier. Au-delà, la pression radiale est supprimée et les éléments de revêtement sont activés. Dans ce modèle, la densité du mortier est prise égale à 0.77, donc inférieure à celle de l'eau mais les auteurs ne précisent pas les raisons du choix de cette valeur, et les pressions de bourrage imposées en clé et en radier du tunnel sont 10 à 25 % inférieures aux pressions frontales imposées aux mêmes profondeurs.

Melis *et al.* (2002) utilisent la même approche dans leur analyse du creusement de plusieurs tunnels du métro à Madrid. Les auteurs considèrent également une distribution hydrostatique de la pression de bourrage en périphérie de l'excavation. Ils ne précisent toutefois pas la densité considérée pour le mortier, ni la valeur de pression en sortie de buse (comprise entre 200 et 600 kPa selon les auteurs).

Dias & Kastner (2013) appliquent également dans leur modèle une distribution hydrostatique de pression en paroi de l'excavation pour reproduire l'injection de mortier lors du creusement de la ligne D du métro de Lyon. Cette distribution de pression est appliquée sur une longueur L_b derrière la jupe du tunnelier. Les auteurs indiquent que cette distribution est conforme à celle observée sur chantier sans toutefois préciser la densité du mortier considéré et la valeur de pression en sortie de buse. Au-delà de la longueur L_b , le mortier durci est modélisé à l'aide d'éléments volumiques au comportement élastique linéaire isotrope. Par confrontation des résultats du calcul aux mesures de déplacements effectuées durant le projet en surface et dans le terrain, les auteurs ajustent la longueur L_b (initialement prise égale à 5 m puis réduite à 3 m) et la valeur du module de déformation du mortier durci (pris initialement égal à 10 MPa et réduit à 1.5 MPa). Nematollahi *et al.* (2018) et Nematollahi & Dias (2019) adoptent la même approche dans leur modèle 3D aux différences finies utilisé dans l'analyse des mouvements de sol lors du creusement du métro de Shiraz (Iran). La distribution hydrostatique de pression considérée est calée à partir de la mesure de pression en sortie de buse d'injection (238 kPa) et tient compte du poids volumique du mortier.

Do *et al.* (2013c) modélisent l'injection de coulis à l'aide d'une distribution uniforme de pression en paroi d'excavation. Cette distribution est appliquée après le débouché de la jupe sur une longueur arbitraire prise égale à une longueur d'anneau. La valeur de pression radiale appliquée est prise égale à 1.2 fois la contrainte verticale totale régnant dans le sol à la profondeur de la clé du tunnel. Selon les auteurs, cette valeur est conforme aux règles utilisées dans la pratique. Au-delà, le mortier durci est modélisé à l'aide d'éléments de volume, d'épaisseur 150 mm, au comportement élastique linéaire isotrope ($E = 10$ MPa, $\nu = 0.22$).

2.5.4.3 Modèles à éléments volumiques et lois de comportement

Migliazza *et al.* (2009) n'ont pas utilisé une distribution de pression pour simuler l'injection de coulis, mais ont positionné des éléments volumiques représentant le mortier d'injection entre le revêtement et le terrain. Ces éléments représentant le mortier injecté sont activés en même temps que le dernier anneau de revêtement mis en place. Afin de tenir compte de l'influence du coulis fraîchement injecté sur les déplacements du sol dans le vide de la queue, un module d'Young très faible est utilisé pour le mortier (environ 20 % du module du sol). Cette valeur est maintenue constante dans le temps.

Lambrughi *et al.* (2012) utilisent des éléments volumiques à comportement élastique linéaire pour simuler l'injection de coulis dans le vide en sortie de jupe. Au moment de l'activation d'un nouvel élément, une contrainte isotrope arbitrairement fixée est imposée dans chaque nouvel élément de coulis afin de simuler la pression d'injection. Le module d'Young de ces éléments est par ailleurs considéré évoluer selon une loi fonction du temps pour tenir compte de l'augmentation de la rigidité du matériau avec le temps. Sur la base de cette loi, et en tenant compte de la vitesse d'avancement moyenne du tunnelier, des valeurs croissantes de module d'Young sont attribuées aux éléments volumiques représentant le mortier, au fur et à mesure que leur distance au bouclier augmente.

Dans le même esprit, Demagh *et al.* (2013) dans leur modèle aux différences finies développés sous Flac3D pour analyser les mouvements de sol lors du creusement du métro de Toulouse utilisent une couche d'éléments volumiques au comportement élastique linéaire isotrope pour modéliser la présence du mortier. Cette couche d'épaisseur 200 mm est positionnée entre l'extrados du revêtement et le terrain (Figure 2-29). Afin de tenir compte d'une part du gradient de pression dans cette couche, dû à la gravité mais aussi aux pertes de charge associées aux frottements mortier / sol, d'autre part de l'évolution du mortier d'un état liquide vers un état solide avec le temps, les auteurs imposent aux éléments de cette couche des conditions de pression et des caractéristiques mécaniques qui évoluent avec la distance au bouclier. Ainsi dans les éléments supposés à l'état liquide situés les plus proches de la jupe, une distribution de pression croissant linéairement avec la profondeur est imposée. Des propriétés d'incompressibilité sont par ailleurs attribués à ces éléments ($10^2 \leq K/G \leq 10^3$, $\nu = 0.5$). Pour les éléments plus éloignés de la jupe, la phase de transition liquide / solide est modélisée en annulant la pression d'injection dans les éléments volumiques et en réduisant progressivement leur coefficient de Poisson avec l'augmentation de la distance au bouclier. Enfin à partir d'une certaine distance, le mortier solide est modélisé avec un coefficient de Poisson minimum ($\nu = 0.2$) et un rapport entre module de compressibilité (K) et module de cisaillement (G) proche de 1. Les auteurs indiquent avoir ajusté la valeur de pression dans les éléments « liquide » par confrontation des résultats numériques aux mesures de déplacement effectuées dans le terrain. Ils notent en particulier que cette valeur de pression peut être inférieure à la pression d'injection directement mesurée sur la machine en sortie de buse du fait des pertes de charge dans le terrain.

Kavvadas *et al.* (2017) ainsi que Losacco & Viggiani (2019) utilisent une approche très similaire à celle décrite précédemment à la différence que la phase de durcissement du mortier est modélisée à l'aide d'une loi considérant l'augmentation du module d'Young avec le temps déduite des travaux de Kasper & Meschke (2004).

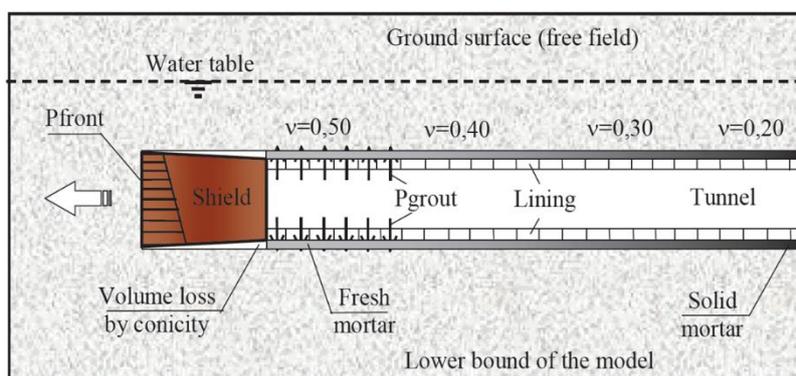


Figure 2-29 : Principe de modélisation de l'injection de mortier dans le vide de queue et de son passage de l'état liquide à l'état solide par Demagh *et al.* (2013).

Les chercheurs de l'Université de Bochum (Kasper & Meschke, 2004, 2006a, 2006b ; Nagel, 2009 ; Nagel *et al.*, 2010 ; Nagel & Meschke, 2010, 2011 ; Meschke *et al.*, 2011) ont dans leur modèle éléments finis 3D avancé modélisé l'injection, la consolidation et le durcissement du mortier par l'intermédiaire d'un calcul hydromécanique couplé. Ainsi la pression d'injection est considérée comme une pression porale imposée en tant que condition aux limites sur la surface arrière de la jupe en contact avec la couche de mortier. Une dépendance au temps de la perméabilité et de la rigidité du mortier est considérée afin de tenir compte de son durcissement par hydratation au cours du temps (Kasper & Meschke, 2004). L'intérêt d'une telle approche est en particulier de pouvoir modéliser la continuité des pressions fluides entre l'eau contenue dans le mortier et celle contenue dans le sol, et par conséquent de pouvoir coupler les processus de consolidation se produisant dans chacun des deux matériaux (Nagel, 2009).

2.5.4.4 Influence de l'injection du vide annulaire sur les déplacements de surface

Quelques auteurs ont mené une étude paramétrique pour étudier l'influence des paramètres d'injection du vide annulaire sur les déplacements autour du tunnelier et en surface de massif. Ainsi dans le cas du creusement en massif argileux ($k = 10^{-7}$ m/s), Kasper & Meschke (2006) montrent à l'aide de leur modèle aux éléments finis

avancé qu'une augmentation de la pression d'injection de 50 % (passage de 120 kPa à 180 kPa) entraîne une réduction significative des tassements de surface à court terme, c'est-à-dire à la verticale de la zone d'injection (Figure 2-30). Les auteurs font également remarquer que les surpressions interstitielles générées dans le terrain lors de l'injection du vide de queue sont d'autant plus élevées que la pression d'injection est forte. En conséquence, les tassements différés associés à la dissipation de ces surpressions interstitielles ont des amplitudes d'autant plus grandes que la pression d'injection est élevée. Dans ce cas précis, et par une forme de compensation entre effets à court terme et effets à long terme, les auteurs montrent que les tassements finaux sont peu influencés par le niveau de pression d'injection.

Losacco & Viggiani (2019) ont également conduit une étude paramétrique pour évaluer l'influence de la pression d'injection du mortier de bourrage dans le cas du creusement d'un tunnel dans une couche alluvionnaire constituée de limons sableux et argileux ($k = 10^{-6}$ m/s, métro de Rome). Les auteurs considèrent trois niveaux de pression d'injection : 100 kPa, 250 kPa et 400 kPa pour une contrainte verticale totale en clé de l'ordre de 350 kPa. En étudiant l'amplitude des déplacements radiaux en trois points de la section du tunnel (clé, piédroits, radier), les auteurs montrent que, quelle que soit la position considérée en paroi de l'excavation, une augmentation de la pression d'injection a toujours pour effet de réduire la convergence radiale, voire générer du refoulement radial, dès le passage de la jupe (Figure 2-31). Les auteurs montrent également que pour les pressions d'injection les plus élevées (250 kPa et 400 kPa), de faibles surpressions interstitielles sont générées dans le terrain aux trois positions étudiées après passage de la jupe. Celles-ci se dissipent relativement rapidement (au bout de 10 à 20 m d'avancement soit entre un et deux jours). En ce qui concerne les déplacements de surface, il apparaît dans ce cas précis que l'augmentation de la pression d'injection de 100 kPa à 400 kPa n'a qu'une influence limitée sur les tassements de surface (réduction de moins d'un millimètre du tassement maximal). Il en est de même pour le volume de la cuvette de tassement : volume « loss » qui passe de 0.38 % à 0.28 %.

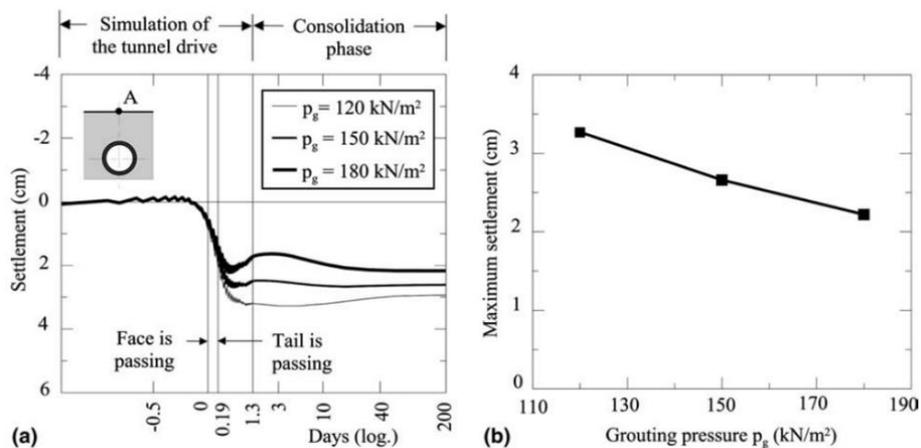


Figure 2-30 : Etude paramétrique de l'influence de la pression d'injection sur les tassements de surface dans le cas d'un creusement en massif argileux (d'après Kasper & Meschke, 2006a).

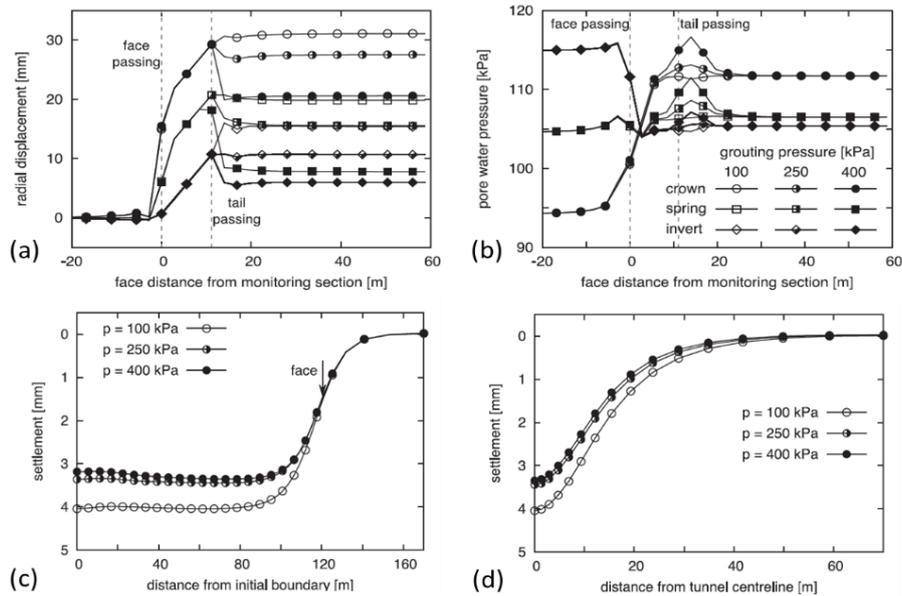


Figure 2-31 : Etude paramétrique de l'influence de la pression d'injection sur (a) les déplacements en paroi, (b) les pressions interstitielles, (c-d) les tassements de surface, dans le cas d'un creusement dans un limon sableux / argileux (d'après Losacco & Viggiani, 2019).

2.6 Modélisation du comportement du sol

2.6.1 Modèles rhéologiques considérés

L'objectif de ce paragraphe est de présenter quelques-uns des modèles rhéologiques utilisés pour reproduire le comportement du massif de sol excavé dans les modèles numériques consacrés au creusement pressurisé des tunnels. L'objectif n'est pas ici de faire un inventaire exhaustif de l'ensemble des modèles utilisés compte tenu de leur grand nombre et de leur grande diversité. Nous limiterons notre revue aux cas des modèles numériques 3D simulant le creusement au tunnelier à front pressurisé dans des terrains meubles, à faible profondeur, avec pour objectif l'estimation des déplacements du sol autour de l'ouvrage et en surface de massif. Nous ne rentrerons pas non plus dans une description détaillée des principes de ces modèles compte tenu de leur complexité variable et parfois importante. L'idée est plutôt de présenter le contexte et les raisons qui justifient le choix d'un modèle rhéologique donné, les méthodes utilisées pour définir les valeurs des paramètres de ces modèles (calibration) et les limites des modèles lorsqu'elles sont soulevées par les auteurs. Nous aborderons aussi, lorsque celle-ci a été traitée, l'influence des paramètres du modèle, voire de la loi de comportement, sur les résultats du calcul numérique.

D'une manière générale, le choix du modèle rhéologique dans une étude numérique en mécanique des sols dépend principalement de la nature et du comportement du matériau, des conditions hydrauliques et de la nature des chargements extérieurs appliqués. Comme vu dans les paragraphes précédents, la modélisation du creusement pressurisé des tunnels est un problème relativement complexe compte tenu de la nature tridimensionnelle du problème et de la procédure de modélisation séquentielle qui conduit généralement à un grand nombre d'étapes de calcul. Par conséquent pendant très longtemps, et en raison d'outils de calcul à la puissance souvent limitée, les chercheurs et les ingénieurs ont modélisé le comportement du massif excavé à l'aide du modèle élastique – plastique parfait de Mohr Coulomb avec loi d'écoulement non-associée. L'intérêt de ce modèle réside dans sa simplicité, son faible nombre de paramètres (5) et le fait que ces paramètres peuvent tous être directement déterminés à partir d'essais classiques de laboratoire (essai triaxial en particulier).

Ainsi Viggiani & Soccodato (2004) modélisent les différentes couches du sous-sol de Rome de nature pourtant différente (remblais, limons, graviers, argile raide) avec le seul modèle de Mohr-Coulomb. Les valeurs des paramètres géotechniques considérées pour chacune des couches sont déduites d'essais de laboratoire. Pour les

couches les plus épaisses (limons, argile raide), les auteurs prennent en compte une augmentation linéaire du module de déformation avec la profondeur. Les valeurs de ces modules sont prises égales à 60% de la valeur maximale mesurés à la colonne de résonance.

Jenck & Dias (2004) utilisent également, dans leur modèle aux différences finies 3D, le modèle élastique-plastique parfait de Mohr Coulomb. Ils soulignent toutefois les limites de ce modèle pour reproduire le comportement complexe du sol nécessaire à une simulation correcte des tassements liés au creusement du tunnel. En particulier, ils notent l'incapacité de ce modèle à reproduire la dépendance du module de déformation à l'égard de l'état de contrainte moyen et de l'amplitude des déformations. Ils font également remarquer la nécessité de prendre en compte dans les problèmes de tunnel des modules en décharge différents de ceux en charge.

Mroueh & Sharhour (2008) emploient le modèle élastique-plastique parfait de Mohr Coulomb (écriture en fonction de l'angle de Lode et du second invariant des contraintes) et une loi d'écoulement non associée dans leur modèle éléments finis 3D. Les auteurs montrent que ce modèle permet de retrouver le profil gaussien des cuvettes de tassement, avec une position du point d'inflexion en bon accord avec les retours d'expérience disponibles à l'époque dans la littérature. Il permet également de modéliser le développement de zones plastique en piédroits du tunnel. En revanche, les auteurs notent que le volume de cuvette de tassement est sous-estimé du fait des hypothèses simplificatrices du modèle élastique – plastique parfait.

Dans le cas de l'analyse du creusement du métro de Toulouse dans des argiles surconsolidées (K_0 de l'ordre de 1.7), Demagh *et al.* (2013) utilisent le modèle de Mohr Coulomb pour modéliser le comportement du terrain. Le calcul considère des conditions non drainées du fait de la très faible perméabilité des argiles molassiques rencontrées (10^{-8} à 10^{-9} m/s). Au-delà de 10m de profondeur, les auteurs considèrent une augmentation linéaire du module d'Young du terrain avec la profondeur en accord avec les reconnaissances menées in situ. Que ce soit en surface ou dans la couverture, les profils de déplacement obtenus à l'aide du modèle de Demagh *et al.* (2013) apparaissent en très bon accord avec ceux mesurés in situ. Cette correspondance entre déplacements calculés et mesurés est par ailleurs retrouvée tout au long des différentes étapes de progression de la machine dans le terrain.

Dias & Kastner (2013) dans leur modèle aux différences finis 3D développé pour analyser les déplacements du sol lors du creusement du métro D de Lyon utilisent également le modèle élastique plastique parfait de Mohr Coulomb. Les auteurs justifient ce choix par le manque de données géotechniques disponibles sur ce projet pour calibrer des modèles rhéologiques plus avancés. Ils font également remarquer que les travaux de modélisation numérique 2D de Bernat (1996), sur ce même projet, ont montré que l'emploi d'un modèle rhéologique avancé à double mécanisme d'écrouissage plastique (modèle CJS développé à l'Ecole centrale de Lyon par Cambou & Jafari, 1987) ne permettait pas d'obtenir une meilleure estimation des tassements. Dans ce projet, la section du tunnel intercepte trois couches de dépôt alluvionnaire constituées en partie supérieure de limons et d'argile dont la teneur en eau est proche de la limite de liquidité et en partie inférieure d'une couche de sable et graviers. Les calculs sont menés en conditions drainées (les auteurs ne précisent pas la perméabilité des différentes couches). Les résultats numériques obtenus montrent que le modèle 3D développé est en mesure de reproduire de manière très satisfaisante les déplacements en surface : soulèvement au passage du front, tassements après passage du bouclier, tassement additionnel différé dû à la consolidation du mortier et du terrain. Il semble toutefois légitime de s'interroger si ce bon accord n'est pas davantage le résultat d'un ajustement par les auteurs de la procédure de modélisation par étapes décrite aux paragraphes 2.5.3.4 et 2.5.4.2 que le fait de la capacité du modèle rhéologique à décrire de manière réaliste le comportement en contraintes/déformations du terrain. En particulier, comment les phénomènes de consolidation pourraient-ils être reproduits par un modèle qui n'est pas en mesure de les prendre en compte ? L'écart observé dans la même étude entre les déplacements de subsurface calculés et ceux mesurés semble confirmer cette observation.

Afin de pallier un certain nombre de limitations du modèle élastique plastique parfait de Mohr Coulomb, des modèles rhéologiques plus avancés ont été employés. Dans le cas du creusement en massifs argileux, plusieurs auteurs (Kasper & Meschke, 2004, 2006a, 2006b ; Melis & Medina, 2005a) ont eu recours au modèle de Cam-Clay modifié (Roscoe & Burland, 1968). Ce modèle, caractérisé par des surfaces de charge écrouissables en forme

d'ellipse dans le diagramme (p,q) , est en mesure de reproduire différentes caractéristiques importantes du comportement des sols. Ainsi à l'intérieur de ces surfaces de charge, le matériau présente un comportement élastique non linéaire avec prise en compte de la dépendance des modules de compressibilité et de cisaillement vis-à-vis de la contrainte moyenne. L'état critique du matériau, caractérisé par une variation volumique nulle, est représenté par un point sur chacune des surfaces de charge. L'ensemble de ces points forme une droite qui, en adoptant une loi d'écoulement normale, permet de reproduire les phénomènes de radoucissement / dilatance plastique du matériau ou ceux de durcissement / contractance plastique en fonction de la contrainte moyenne et de la contrainte de consolidation du matériau. Le modèle de Cam Clay modifié comprend 8 à 9 paramètres qui peuvent être déterminés par des essais de laboratoire (essais triaxiaux, essais oedométriques).

Dans le cadre du prolongement du métro de Madrid, Melis & Medina (2005a) comparent les déplacements de surface mesurés au niveau de cinq sections de mesure renforcées à ceux obtenus à l'aide de leur modèle numérique aux différences finies développé sous Flac3D. Pour chaque section, les auteurs ont conduit deux calculs : l'un pour lequel les différentes couches de sol (alternance de couches de sable et d'argile) sont modélisées avec le modèle élastique plastique parfait de Mohr Coulomb, l'autre avec le modèle élastoplastique de Cam Clay modifié. Les paramètres de chacun de ces modèles ont été calés de façon rigoureuse sur des essais de laboratoire. Les auteurs notent que la différence entre les amplitudes de déplacement données par ces deux modèles peut atteindre 35%. En revanche, ils font remarquer que pour les différentes sections modélisées aucune tendance claire ne se dégage pour permettre de conclure que le modèle avancé de Cam Clay conduit à des déplacements plus proches de ceux mesurés in-situ.

Parmi les modèles avancés utilisés dans la modélisation 3D du creusement pressurisé des tunnels, il convient également de citer le Cap yield soil model (CY model) implémenté par Itasca dans le code aux différences finies Flac3D (Itasca, 2012). Le CY soil model met en œuvre deux fonctions de charge : l'une ayant la forme d'une droite associée au critère de Mohr-Coulomb, utilisée pour caractériser l'état plastique sous contraintes déviatoriques, et dont la pente dans le plan (p',q) , fonction de l'angle de frottement, peut évoluer avec la déformation plastique déviatorique ; l'autre représentée par une branche d'ellipse dans le plan (p',q) , utilisée pour caractériser l'écrouissage plastique sous contraintes isotropes, et qui évolue en fonction de la pression moyenne et du déviateur des contraintes. A l'intérieur de ces deux surfaces de charge, le comportement du sol est supposé élastique non linéaire (évolution des modules de compressibilité et de cisaillement avec la pression moyenne) et une loi d'écoulement non associée est utilisée pour caractériser les phénomènes de contractance / dilatance du matériau sous chargement déviatorique.

Dans le cadre du projet de creusement de deux tunnels ferroviaires entre Bologne et Florence, Do *et al.* (2013c) ont mené avec leur modèle numérique 3D développé sous Flac3D deux calculs comparatifs : l'un avec le modèle élastoplastique CY soil model, l'autre avec le modèle élastique plastique parfait de Mohr Coulomb. Les calculs considèrent un creusement en conditions drainées (sol alluvionnaire sablo-argileux). Bien que n'ayant pas comparé les résultats des calculs à des mesures réalisées sur le chantier, les auteurs notent que le CY soil model conduit dans tous les cas à des déplacements de surface plus importants que le modèle de Mohr - Coulomb. De même, les efforts repris par les anneaux de revêtement du tunnel sont toujours plus élevés dans le cas du calcul conduit avec le CY soil Model que dans celui mené avec le modèle de Mohr - Coulomb. Les auteurs soulignent l'intérêt sécuritaire de travailler avec un modèle rhéologique plus avancé que le modèle de Mohr Coulomb pour l'estimation des déplacements de surface et des efforts dans le revêtement.

Dans le cadre de leur analyse de l'impact du creusement de deux tunnels sur des fondations profondes lors d'un projet ferroviaire à Shiraz (Iran), Nematollahi & Dias (2019) étudient l'influence du modèle rhéologique sur les déplacements dans le terrain, les efforts dans le soutènement, le déplacement des pieux de fondation et la distribution des efforts dans les pieux (Figure 2-32). Deux calculs sont menés à l'aide d'un modèle aux différences finies développés sous Flac3D : l'un avec le CY soil model, l'autre avec le modèle de Mohr- Coulomb. Bien que non précisé par les auteurs, il semble que le creusement soit considéré en conditions drainées dans un sol pourtant argileux (la perméabilité du terrain n'est pas donnée). Les conclusions des auteurs sont conformes à celles de Do *et al.* (2013c) ; à savoir que le modèle de Mohr Coulomb tend à sous-estimer les tassements de surface et les efforts

dans le soutènement par rapport au CY soil model. Dans le cas présent, les auteurs montrent le bon accord des déplacements de surface calculés avec le CY soil Model et ceux mesurés in-situ. Par ailleurs concernant les fondations profondes, Nematollahi & Dias (2019) montrent que les déplacements verticaux des pieux avoisinants calculés lors du creusement du tunnel avec le modèle de Mohr Coulomb sont 50% inférieurs à ceux calculés avec le CY soil model. Dans le même temps, les efforts normaux et moment de flexion calculés dans ces mêmes pieux avec le modèle de Mohr Coulomb sont toujours supérieurs à ceux calculés avec le CY soil model.

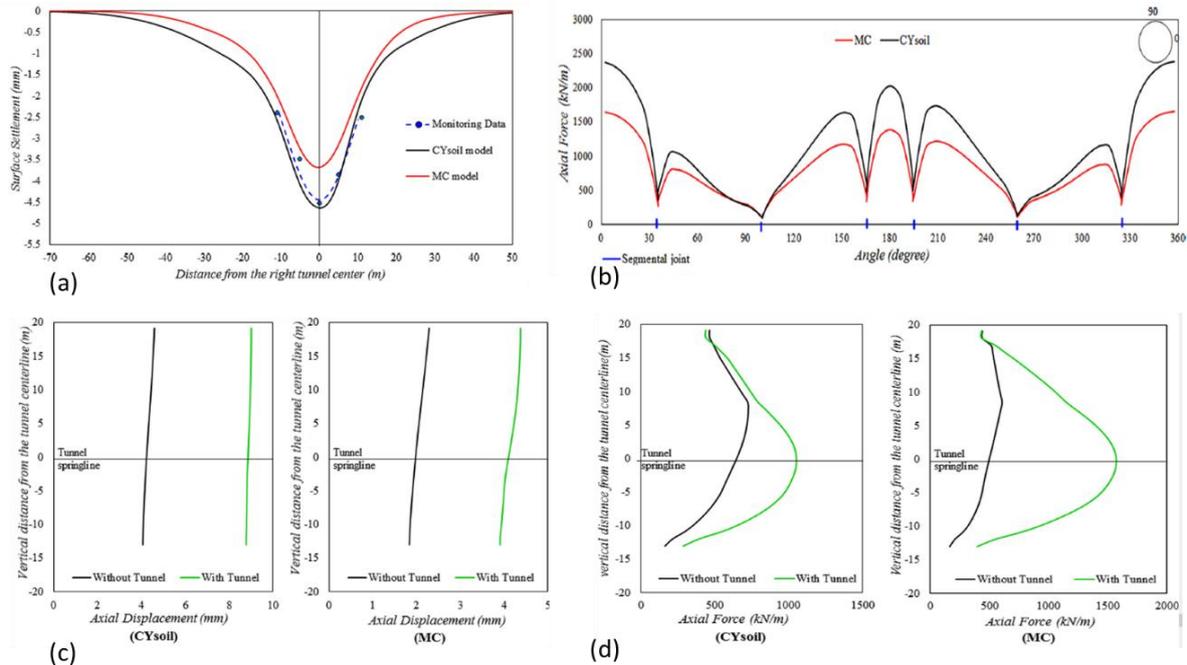


Figure 2-32 : Influence du modèle rhéologique sur les déplacements dans le terrain (a), les efforts dans le soutènement (b), le déplacement vertical du pieu (c) et la distribution de l'effort normal dans le pieu d'après Nematollahi & Dias (2019).

Le Hardening Soil Model (HSM) développé par Schanz & Vermeer (Schanz *et al.*, 1999) est aujourd'hui implémenté dans la plupart des codes de calculs dédiés aux problèmes de géotechnique et utilisés par les ingénieries. Comme le CY soil model décrit précédemment, le HSM est un modèle de comportement mettant en œuvre deux mécanismes de plasticité indépendants, tous deux avec écrouissage, dans le but de reproduire le comportement plastique du sol sous chargement isotrope et sous chargement déviatorique. Le critère de rupture, qui caractérise l'état ultime pouvant être atteint sous chargement déviatorique, est défini par le critère de Mohr Coulomb. Le comportement élastique du matériau est considéré non linéaire. D'une part, la dépendance du module de déformation vis-à-vis de la contrainte moyenne sous forme d'une loi puissance est considérée. D'autre part, le module d'élasticité tangent considéré lorsque l'état de contrainte atteint la surface de charge suit une loi hyperbolique en fonction du déviateur. De plus, un module de déformation en décharge / recharge est pris différent du module d'élasticité tangent initial.

Gilleron *et al.* (2016) ont comparé dans le cas d'un calcul 2D de tunnel (déconfinement imposé en paroi) les résultats en terme de déplacements et de zones plastiques obtenus avec le modèle HSM et le modèle de Mohr Coulomb. Les auteurs notent en particulier que dans le cas du modèle HSM, l'apparition de déformations plastiques en paroi est quasi simultanée avec les premiers incréments de déconfinement ; ceci étant lié au fait que l'état initial des contraintes se trouve sur la surface de charge du mécanisme isotrope. L'écrouissage de cette surface de charge étant piloté par une contrainte équivalente fonction croissante de la pression moyenne et du déviateur, toute augmentation du déviateur (à pression moyenne quasi constante) est susceptible de générer de la plasticité. Les auteurs font toutefois remarquer que dans le cas du processus de déconfinement en paroi de tunnel, l'influence de

ce mécanisme isotrope sur les déplacements de surface devient très vite négligeable devant celle du mécanisme déviatorique. Dans la même étude, les auteurs montrent la large gamme de variation du module d'élasticité tangent, qui du fait de sa dépendance au déviateur selon une loi hyperbolique, diminue fortement lorsque le déviateur augmente (lors d'un essai triaxial, les auteurs montrent que le module tangent peut atteindre une valeur environ 5 fois inférieure à sa valeur initiale pour un déviateur égal à 80% de sa valeur maximale). Dans le même temps, ils soulignent l'intérêt de considérer dans le modèle HSM un module de déformation en décharge / recharge différents du module d'élasticité tangent. Ainsi ils observent dans leur étude une zone sous le radier du tunnel dans laquelle le module de déformation en décharge/recharge est mobilisé, et qui selon les auteurs évite le soulèvement de l'ouvrage observé généralement avec le modèle de Mohr Coulomb.

Pour conclure ce paragraphe, notons les travaux de Ochmanski *et al.* (2018) et Losacco & Viggiani (2019) qui utilisent des modèles hypoplastiques avancés et distinguent dans leurs analyses, via les différents modèles mis en œuvre, le comportement rhéologique des sols granulaires (modèle de Von Wolffersdorff, 1996) de celui des sols fins (modèle de Mašín, 2005). Dans le cas des travaux de Losacco & Viggiani conduits dans le cadre du creusement de la ligne C du métro de Rome, les onze paramètres de chacun de ces deux modèles (soit vingt-deux au total) sont de manière très rigoureuse sur des essais de laboratoire (essais triaxiaux et oedométriques). Les résultats numériques de cette étude menée à titre prédictif n'ont à ce jour toutefois pas pu être confrontés aux mesures prévues sur le site.

2.6.2 Influence du K_0

Le coefficient de poussée des terres au repos (K_0) fait généralement partie des données d'entrée des modèles numériques en géotechnique ; il permet de définir l'état des contraintes géostatiques dans le terrain (état des contraintes initial). Dans le cas de la modélisation du creusement pressurisé d'un tunnel à faible profondeur, l'état de contraintes initial est en mesure d'exercer une influence importante sur les déplacements autour de l'ouvrage et la répartition des efforts repris par les anneaux de revêtement.

Dans les différentes études considérées dans cette revue bibliographique, la valeur de K_0 est souvent évaluée à partir de formules semi empiriques comme celle de Jaky (1948) pour les sols granulaires :

$$K_0 = 1 - \sin\varphi'$$

(où φ' représente l'angle de frottement du matériau en conditions drainée) ;

ou bien celle de Alpan (1967) cité par Melis *et al.* (2002) pour les argiles surconsolidées :

$$K_0^{(OC)} = K_0^{(NC)} \cdot (OCR) \cdot 10^{ff}$$

(où le $K_0^{(NC)}$ du sol normalement consolidé est déduit de la formule de Jaky et le coefficient de puissance est fonction de l'indice de plasticité (I_p) du sol : $ff = -\frac{I_p}{281}$).

Kastner *et al.* (2010) ont analysé l'influence du coefficient de poussée des terres au repos K_0 sur les déplacements du sol autour du tunnel lors de deux chantiers de creusement conduits au tunnelier à front pressurisé. Ils montrent son influence prépondérante sur la cinématique du sol autour du tunnel (Figure 2-33). Ainsi dans le cas du creusement de la ligne D du métro réalisé dans des terrains alluvionnaires argileux normalement consolidés ($K_0 = 0.5$), Kastner *et al.* (2010) observent un refoulement radial du sol à hauteur d'axe du tunnel accompagné d'un mouvement vertical dirigé vers le bas dans la couverture directement au-dessus du tunnel. Dans le cas du creusement du métro de Toulouse dans des molasses argileuses surconsolidées ($K_0 = 1.5$ à 1.7), les mêmes auteurs observent un mouvement de convergence radial du sol à hauteur d'axe et un refoulement ascendant du terrain dans la couverture. Ses mouvements sont dans les deux cas retrouvés par des calculs numériques 2D.

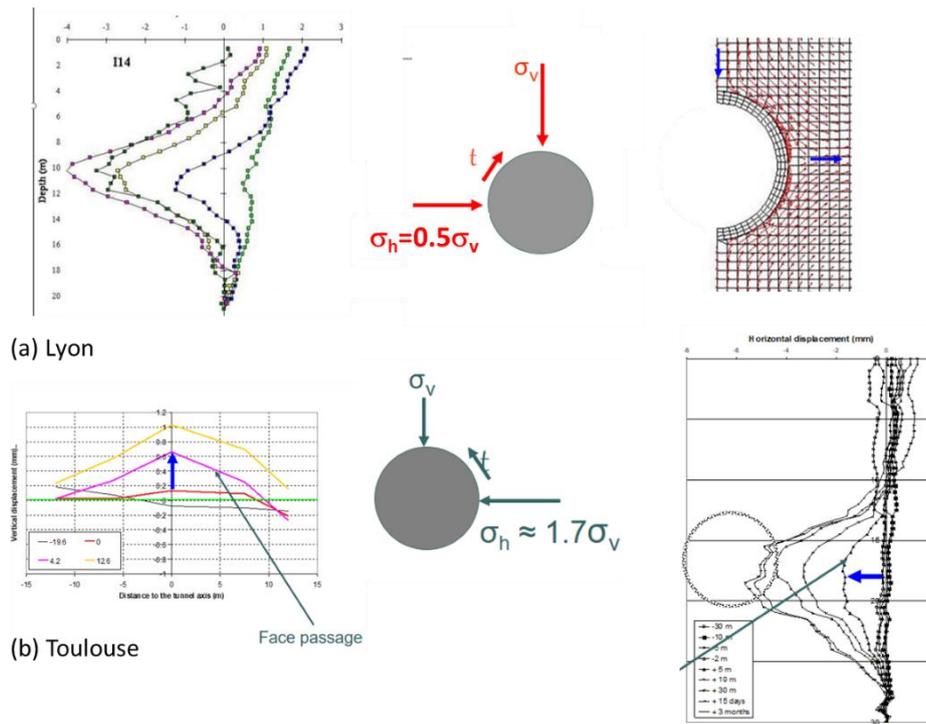


Figure 2-33. Influence du K_0 sur les mouvements de sol autour du tunnel d'après Kastner et al. (2010) : (a) : métro de Lyon ($K_0=0.5$), (b) : métro de Toulouse ($K_0=1.5$ à 1.7).

2.6.3 Conditions drainées ou non drainées

Dans le cas de la modélisation du creusement pressurisé des tunnels, comme dans toute modélisation de problèmes géotechniques, il est indispensable que le calcul mécanique tienne compte des conditions réelles de pression d'eau rencontrées dans les pores du sol lors du processus de creusement. Deux cas seront à distinguer. Ainsi dans le cas des terrains suffisamment perméables (relativement à la vitesse d'avancement du tunnelier), pour lesquels le processus de creusement n'est pas en mesure de générer des surpressions interstitielles durables dans le sol autour de l'ouvrage, il sera possible de considérer des conditions drainées du terrain. En revanche, dans le cas des terrains de faible perméabilité (relativement à la vitesse d'avancement du tunnelier), dans lesquels des surpressions interstitielles se développent autour de l'ouvrage lors du processus de creusement et se dissipent sur des durées plus ou moins longues (plusieurs jours, semaines ou mois), il conviendra de considérer des conditions de sol non drainées.

Dans le premier cas (conditions drainées), le calcul mécanique peut être conduit à l'aide des paramètres géotechniques à long terme du matériau (E^* , c^* , ϕ^*). Le calcul est mené en contraintes effectives (contraintes qui agissent sur le squelette solide et qui sont directement reliées aux déformations du squelette solide par la loi de comportement) auxquelles il convient d'ajouter les pressions hydrostatiques pour obtenir l'état de contraintes totale. La plupart des modèles 3D présents dans la littérature, modélisant le processus de creusement pressurisé des tunnels dans des sols majoritairement composés de limons, sables ou graviers, considèrent ces conditions drainées.

Dans le second cas (conditions non drainées), le calcul mécanique peut être mené directement en contrainte totale et les paramètres géotechniques à court terme (non drainés) du matériau doivent être considérés (E_u , c_u , ϕ_u). Dans un tel calcul, le volume du matériau est supposé resté constant (variation de volume nulle). A titre d'exemple, Lee & Rowe (1991) ont adopté cette approche pour les couches d'argile de la Thunder Bay (perméabilité non précisée). Il en est de même pour Demagh *et al.* (2013) dans le cas des argiles molassiques de Toulouse (perméabilité de l'ordre de 10^{-8} à 10^{-9} m/s).

Dans la pratique, il n'est pas toujours évident de savoir si des surpressions interstitielles sont en mesure de se développer de manière durable autour de l'ouvrage lors du creusement pressurisé d'un tunnel. A ce jour, les cellules de pression interstitielle parfois utilisées dans le cadre d'auscultation de chantier donnent des résultats souvent peu fiables.

Pour définir la frontière entre ces deux domaines, Berthoz *et al.* (2020) citent les calculs de stabilité du front de taille effectués par Anagnostou & Kovari (1996) pour lesquels les auteurs fixent la limite entre ces domaines à une perméabilité de l'ordre de 10^{-7} à 10^{-6} m/s pour une vitesse d'avancement du front de l'ordre de 0.1 à 1 m/h, ce qui est l'ordre de grandeur des vitesses de creusement au tunnelier.

Une autre approche pourrait être de considérer les résultats des modèles numériques 3D effectuant un calcul hydromécanique couplé pour reproduire l'apparition des surpressions d'eau dans le sol lors du processus de creusement et leur dissipation avec le temps au cours de la consolidation du terrain. Parmi ces modèles, il convient de citer ceux de Swoboda & Abu-Krishna (1999), Komiya *et al.* (1999), Kasper & Meschke (2004, 2006a, 2006b) présentés au paragraphe 2.5.1.2. En particulier, les calculs de Kasper & Meschke (2006a) montrent que pour une perméabilité de 10^{-6} m/s, les surpressions générées par le processus de creusement concernent une zone de terrain très limitée et située à proximité du tunnel. Dans le cas d'une perméabilité de 10^{-7} m/s, ces surpressions interstitielles se développent dans une zone beaucoup plus étendue autour du tunnel. Ces résultats numériques semblent par conséquent en bon accord avec le critère défini par Berthoz *et al.* (2020).

2.7 Conclusion

Dans ce chapitre d'étude bibliographique consacré à la modélisation du creusement pressurisé des tunnels, nous avons dans un premier temps souhaité identifier les raisons qui rendent l'analyse de l'interaction tunnelier / sol particulièrement complexe. Nous avons pu montrer que cette complexité tient tout d'abord du caractère parfaitement tridimensionnel du problème. Elle est aussi induite par la nature variable des différentes actions exercées par le tunnelier sur le terrain, actions qui évoluent tout au long du processus en fonction de l'avancement de la machine, de sa géométrie et des conditions de pilotage imposées. Elle résulte enfin du comportement non linéaire des géomatériaux en présence (sol, boue bentonitique, mortier de bourrage), ainsi que des éventuels phénomènes hydromécaniques couplés pouvant se développer au cours du processus de creusement dans ces géomatériaux (consolidation du sol et du mortier).

Durant plusieurs décennies, l'analyse de ce problème parfaitement tridimensionnel a été conduite avec des modèles bidimensionnels en déformations planes. Dans ces modèles, différents procédés de modélisation, basés sur des hypothèses plus ou moins réalistes, ont été utilisés pour ramener le problème tridimensionnel à un problème bidimensionnel. L'augmentation de la puissance des outils de calcul a permis depuis le milieu des années 2000 le développement d'outils numériques 3D dédiés à l'analyse de cette interaction. Cette revue bibliographique montre que la plupart de ces modèles numériques ont été développés dans le cadre des méthodes de calcul aux éléments finis ou aux différences finies. Ces différents modèles adoptent également pour la plupart une approche lagrangienne qui consiste à modéliser le processus continu de creusement en une succession d'étapes discrètes.

L'étude bibliographique a montré que les modèles 3D présentés dans la littérature étaient de complexité variable, celle-ci relevant essentiellement du procédé de maillage employé, de la nature des conditions imposées aux limites du modèle et des lois constitutives utilisées pour les géomatériaux en présence. Ainsi certains modèles font intervenir des algorithmes de remaillage pour pouvoir modéliser de manière réaliste la phase de progression du tunnelier dans le terrain (phase de creusement) et ainsi tenir compte des effets du temps sur les champs de contraintes et de déformations autour de l'ouvrage. En parallèle, des lois de comportement avancées faisant intervenir un plus ou moins grand nombre de paramètres ont été implémentées dans certains modèles pour rendre compte de la façon la plus réaliste possible du comportement en contrainte/déformation des sols (élasticité non linéaire, écrouissage sur chemin de chargement isotrope ou déviatorique, couplages hydromécaniques, ...), ainsi que des autres géomatériaux en présence (consolidation et durcissement du mortier de bourrage, ...).

Au terme de cette étude bibliographique, plusieurs observations peuvent être formulées afin de dégager des pistes d'analyse pour cette thèse :

- Avant tout, notons que parmi les auteurs ayant développé des modèles numériques 3D, peu nombreux sont ceux ayant eu l'opportunité de confronter leurs résultats numériques à des mesures réalisées sur chantier ou dans le cadre d'expériences 3D en laboratoire ; ce qui par conséquent permet de conclure que de manière relative sur la pertinence de leur modèle.
- Parmi les auteurs ayant pu confronter leurs résultats numériques à des mesures réalisées sur chantier, beaucoup se sont attachés à reproduire les déplacements de surface issus des auscultations (tassement maximal, profils transverse et longitudinal de la cuvette de tassement). Toutefois, peu nombreux sont ceux qui ont pu dans le même temps confronter leurs résultats numériques aux déplacements mesurés dans le terrain (extensomètres, inclinomètres). Lorsque ceci fut possible, certains travaux montrent que la reproduction des déplacements en surface ne garantit pas nécessairement celle des déplacements dans la couverture ou autour de l'ouvrage ; ce qui prouve que le modèle en question ne reproduit pas de manière satisfaisante la cinématique du sol autour du tunnelier.
- Un certain nombre de modèles numériques 3D sont en mesure de calculer les efforts dans les anneaux de revêtement, voire la distribution des pressions interstitielles dans le terrain autour de l'ouvrage au cours de la progression du tunnelier. Dans les articles rassemblés ici, les résultats numériques concernant ces deux grandeurs ne sont jamais validés par confrontation à des mesures sur chantier, celles-ci restant probablement délicates.
- Parmi les études numériques 3D présentées dans ce paragraphe, certaines se sont attachées à étudier l'influence de la géométrie de la machine et des paramètres de pilotage sur les déplacements du sol autour de l'ouvrage. Toutes convergent pour souligner la forte influence de la qualité du remplissage du vide annulaire en sortie de jupe sur les pertes de volume autour de la machine. Elles notent également l'influence du vide annulaire présent autour du bouclier (surcoupe, conicité) sur ces mêmes pertes de volume. Certaines soulignent que des phénomènes mis en évidence dans le cadre de retours d'expérience de chantier, comme la remontée de boue ou de mortier le long du bouclier, voire l'injection de boue au travers du bouclier, doivent être pris en compte pour reproduire de façon réaliste les conditions à l'interface bouclier / sol. Enfin, les avis des auteurs sur l'influence de la pression frontale de soutènement sur les pertes de volume autour de la machine divergent. Certaines études montrent une influence négligeable de ce paramètre de pilotage alors que d'autres travaux montrent que ce paramètre est en mesure d'affecter significativement les déplacements dans la couverture du tunnel.
- L'utilisation de modèles rhéologiques avancés pour modéliser le comportement du sol n'entraîne pas nécessairement une amélioration significative de l'estimation des déplacements dans le terrain. A ce sujet, il semble que la nature du sol excavé doit être prise en compte pour pouvoir tirer des enseignements sur l'intérêt d'utiliser des modèles avancés. Ainsi dans le cas de massifs argileux surconsolidés, le modèle élastique plastique parfait de Mohr Coulomb (réduit dans ce cas au modèle de Tresca) semble en capacité de produire des résultats satisfaisants concernant la cinématique du terrain autour de l'ouvrage. Dans le cas des massifs argileux faiblement surconsolidés, voire normalement consolidés, le modèle de Cam Clay modifié est généralement utilisé. Enfin dans le cas des massifs de sol granulaires (majoritairement composés de limons, sables ou graviers), l'étude bibliographique montre que les modèles considérant en même temps la non linéarité du comportement élastique (dépendance du module de déformation vis-à-vis de la pression moyenne), la distinction entre modules de déformation en décharge/recharge et modules de déformation tangent, l'existence d'au moins un mécanisme d'écrouissage (sur chemin de chargement déviatorique en particulier), conduisent à une amélioration significative de la modélisation de la cinématique du sol autour de l'ouvrage, ceci par rapport aux résultats obtenus avec le modèle élastique-plastique parfait de Mohr Coulomb traditionnellement utilisé.

- Peu d'auteurs ont conduit avec leur modèle numérique 3D une étude paramétrique dans le but de quantifier l'influence des paramètres du modèle rhéologique utilisé sur les champs de déplacement et de contrainte autour de l'ouvrage. Ce point apparaît comme un manque pour une bonne compréhension de la phénoménologie et une analyse éclairée de l'influence du modèle de sol sur les résultats.
- La démarche qui consiste à développer un modèle numérique 3D pour reproduire de façon la plus réaliste possible l'interaction entre le tunnelier et le terrain durant le processus de creusement pressurisé des tunnels, puis d'utiliser les résultats numériques de ce modèle 3D et l'analyse qui en est faite pour, dans un second temps, proposer un outil bidimensionnel simplifié « équivalent » utilisable par l'ingénierie, ne semble pas avoir été vraiment considérée dans les travaux rapportés dans la littérature. Cette approche constituera notre démarche de travail pour cette thèse.

3. Modélisation numérique 3D du processus de creusement pressurisé des tunnels

Le troisième chapitre de cette thèse est consacré à la présentation du modèle numérique tridimensionnel du processus de creusement pressurisé des tunnels développé dans le cadre de nos travaux à l'aide du code de calcul aux éléments finis CESAR-LCPC. Après une description succincte du problème, les hypothèses du modèle tridimensionnel réalisé sont décrites, sur la base des conclusions de l'étude bibliographique présentée au chapitre 2 de ce mémoire. Une étude de maillage est ensuite présentée afin de quantifier l'erreur induite par le maillage. Ensuite, les résultats du modèle « de référence » sont présentés et une réflexion sur l'influence du modèle de comportement attribué au terrain est effectuée dans cette partie : élasto-plastique avec écrouissage (Hardening Soil Model - HSM) vs élastique parfaitement plastique avec un critère de Mohr-Coulomb (MC). Une étude de sensibilité de ce modèle numérique tridimensionnel aux paramètres de pilotage de la machine ainsi qu'à ceux de la loi de comportement du sol est également effectuée.

3.1 Position du problème et modèle numérique 3D associé

3.1.1 Géométrie et modèle géotechnique

Considérons le cas d'un tunnel circulaire de diamètre D , creusé sous une couverture d'épaisseur C (profondeur H de l'axe du tunnel comme affiché en Figure 3-1a). Compte-tenu de la symétrie du problème par rapport au plan vertical passant par l'axe du tunnelier, seule la moitié du domaine est modélisée, et les déplacements normaux au plan de symétrie sont imposés nuls. Un substratum infiniment rigide est considéré à une profondeur H_s par rapport à la surface. Compte-tenu de son importante rigidité, le substratum n'est pas modélisé : les déplacements verticaux sur la frontière inférieure du modèle sont simplement bloqués.

L'extension latérale du modèle numérique est prise égale à $8.D$ afin d'empêcher tout effet de bord. Les calculs réalisés présentés dans les prochains paragraphes justifient que cette extension latérale est suffisante. Une extension totale longitudinale du modèle égale à $20.D$ est retenue afin de permettre l'établissement du régime stationnaire, sans effet des bords longitudinaux.

Le terrain est considéré homogène et sec (absence de pressions interstitielles). Le terrain est considéré régi par un modèle élasto-plastique avec écrouissage : le Hardening Soil Model (HSM) tel qu'implémenté dans le code de calcul CESAR-LCPC utilisé dans cette thèse. Sur ce point, nous présentons en Annexe 1 de ce mémoire une description analytique de ce modèle réalisée à partir de l'article de Schanz et Vermeer (1999). Retenons que la principale différence entre le modèle HSM décrit dans cet article et celui implémenté dans CESAR-LCPC est l'absence du mécanisme de plasticité avec écrouissage associé aux déformations plastiques sous chargement isotrope (« Cap yield »).

L'influence du choix de ce modèle sera étudiée au paragraphe 3.3. L'état initial de contrainte est considéré géostatique, défini à partir du poids volumique γ des terrains, et du coefficient de pression des terres au repos K_0 .

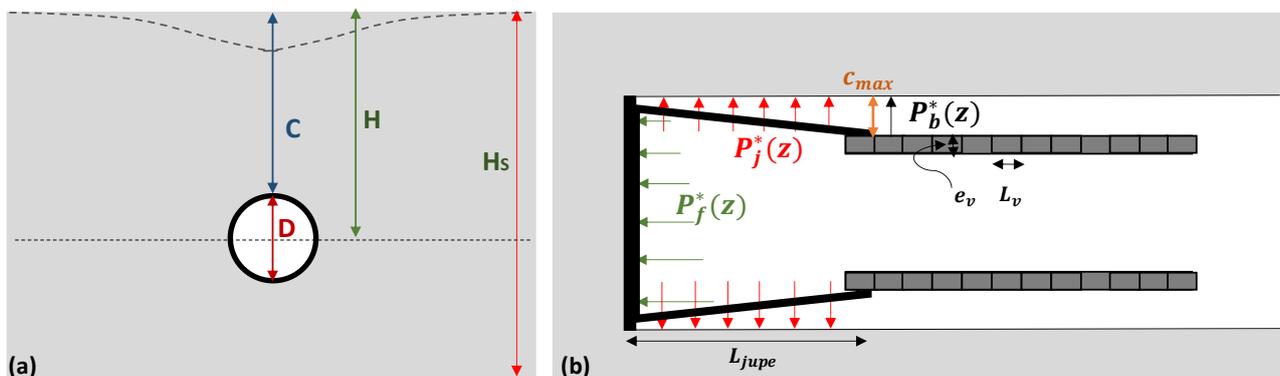


Figure 3-1 : Paramètres géométriques du sol en (a) et conditions de pilotage du tunnelier en (b)

3.1.2 Modélisation du processus de creusement

Le creusement est réalisé avec un tunnelier à front pressurisé (tunnelier simple jupe à pression de terre ou à pression de boue). Rappelons que dans la suite de ce rapport l'ensemble bouclier-jupe est parfois nommé « bouclier » ou « jupe » pour représenter l'ensemble, par abus de langage.

Ce type de tunnelier est caractérisé notamment par les différentes caractéristiques décrites ci-après, du point de vue des déplacements induits. Pour chacune, la transposition dans le modèle numérique est explicitée.

- La succession de phases de creusement et de poses des voussoirs, avec un pas d'avancement égal à la largeur d'un voussoir (L_v) :

Dans le cadre de cette étude, nous considérons une modélisation tridimensionnelle du creusement pressurisé des tunnels, avec une approche lagrangienne, dans laquelle la progression du tunnelier dans le terrain est modélisée par étapes successives. A chaque nouvelle phase de calcul, les éléments excavés sur une longueur L_v sont ainsi désactivés, et les conditions aux limites en paroi du tunnel sont translatées du même pas d'avancement.

- L'application d'une pression au front :

Le champ de pression frontale considéré correspond à l'action de soutènement exercée par le tunnelier sur le front de taille du tunnel. Dans le cas général, ce champ de pression résulte de la superposition d'une action de soutènement mécanique des parties fermées de la roue de coupe et d'une action de soutènement exercée par le matériau contenu dans la chambre d'abattage (Berthoz *et al.*, 2018). Ce matériau correspond au mélange du terrain excavé avec différents composés (eau / mousse / polymères dans le cas du tunnelier à pression de terre ; boue bentonitique dans le cas du tunnelier à pression de boue).

Dans le modèle numérique la partie fermée et la partie ouverte de la roue de coupe ne sont pas séparées. Une pression croissante uniquement avec la profondeur $P_f^*(z)$ est ainsi appliquée sur le front de taille :

$$P_f^*(z) = P_f - \Delta_{front} \cdot z$$

Où :

- P_f est la valeur de la pression dans l'axe. Cette dernière correspond à la somme de : (i) la pression en clé de la chambre d'abattage (mesurée par les capteurs situés en son sein) et (ii) l'effort de poussée nette divisé par la surface du front de taille (l'effort de poussée nette est l'effort mesuré dans l'arbre de la roue de coupe, i.e. correspondant à la poussée de la roue de coupe sur le terrain).
 - Δ_{front} est le gradient vertical et z la différence d'altitude entre l'axe du tunnel et le point considéré. Les valeurs de ces paramètres sont données au prochain paragraphe.
- L'application d'une pression le long de la jupe, et la limitation de la convergence radiale liée à la présence de la jupe :

La connaissance des conditions régnant autour de la jupe du tunnelier n'est pas évidente. Celle-ci dépend de la géométrie du bouclier (surcoupe et conicité), des pressions régnant au front de taille et derrière les voussoirs, et du poids du tunnelier.

Comme indiqué dans l'étude bibliographique, différents auteurs (Bezuijen, 2007, 2009, Bezuijen et al., 2012) a montré que le vide annulaire généré par la surcoupe et la conicité du bouclier est généralement partiellement rempli par le mortier de bourrage venant de l'arrière, et la boue bentonitique (cas des tunneliers à pression de boue) venant par l'avant depuis le front de taille. L'évolution de la pression le long de la jupe dans la direction longitudinale dépend donc de la pression frontale et de la pression de bourrage, et sans doute de la viscosité des matériaux associés.

Dans le cas des tunneliers à pression de terre, la remontée du mortier de bourrage le long de la jupe et la venue de matériau depuis le front de taille sont faibles. De la boue bentonitique est par contre parfois injectée à travers la jupe sur certains tunneliers.

Notons également que des pertes de charge ont vraisemblablement lieu dans la direction verticale le long de la jupe compte-tenu de la faible épaisseur du vide annulaire, ce qui conduirait à retenir un gradient vertical sensiblement inférieur au poids volumique du matériau présent le long de la jupe.

De plus, le poids d'un tunnelier est de l'ordre de 10 MN pour un diamètre de 10 m (et une longueur similaire). Celui-ci pourrait se traduire, de manière simplifiée, en l'absence d'eau, par une surpression en radier de l'ordre de 100 kPa, en considérant un contact sur toute la demi-section inférieure de la machine. En présence d'eau, la poussée d'Archimède, conduit à un « poids apparent » du tunnelier de l'ordre de 2 MN, soit une surpression en radier de l'ordre de 20 kPa.

Enfin, la convergence diamétrale le long de l'ensemble bouclier/jupe ne peut être supérieure au vide annulaire disponible, égal à la différence de diamètre entre la roue de la coupe et le diamètre extérieur du bouclier mesuré au débouché de la jupe. En cas de pressions trop faibles et de terrains déformables, le terrain viendra s'appuyer sur la structure métallique du tunnelier.

Compte-tenu de ces éléments, nous faisons ici le choix :

- de ne pas modéliser de façon explicite la structure métallique de l'ensemble bouclier / jupe. Comme montré dans la revue bibliographique, ceci supposerait au minimum d'utiliser des éléments d'interface entre l'extrados du bouclier et le terrain, voire une procédure de remaillage à chaque pas de calcul pour tenir compte de la conicité de cette structure. Dans tous les cas, ces deux options augmenteraient les temps de calcul et rendrait l'analyse sous CESAR3D particulièrement complexe.
- d'imposer un champ de pression $P_j^*(z)$ le long de l'ensemble bouclier/jupe du tunnelier (densité surfacique de force imposée sur les éléments de sol dans la direction normale à la paroi du tunnel) tel que :

$$P_j^*(z) = P_j - \Delta_{jupe} \cdot \left(z - \frac{D}{2}\right)$$

Celui-ci est appliqué sur toute la longueur L_{jupe} (multiple de L_v) de l'ensemble bouclier/jupe, *i.e.* invariant longitudinalement.

Dans cette expression, P_j est la valeur de la pression en clé. Celle-ci est égale à la pression de la boue bentonitique imposée sur chantier dans le cas du tunnelier à pression de terre (injection au travers de la jupe), ou à une valeur moyenne entre les pressions frontales et de bourrage en clé dans le cas du tunnelier à pression de boue. Le gradient Δ_{jupe} intègre le poids volumique du matériau présent dans le vide annulaire, les pertes de charge associées, et le poids du tunnelier. En l'absence de connaissances complémentaires à l'heure actuelle, un gradient vertical de pression Δ_{jupe} égal à 16 kN/m (soit une surpression de 160 kPa en radier par rapport à la clé pour un tunnel de 10 m de diamètre) est par conséquent jugé raisonnable le long de la jupe pour prendre en compte ces phénomènes.

- de vérifier à chaque pas de calcul le non-dépassement de la convergence autorisée par la présence de la jupe. Ainsi un calcul de la convergence diamétrale entre la clé et le radier, et à hauteur de l'axe (reins) est effectuée. Si les convergences diamétrales calculées avec les pressions précédentes sont supérieures à l'espace annulaire disponible, noté $2.c_{max}$ (= différence de diamètre entre la roue de coupe et le diamètre extérieur de la jupe à son débouché) : une pression fictive $P_{j\ bis}^* > P_j^*$ générant une convergence diamétrale égale à $2.c_{max}$ (terrain entrant en contact avec le bouclier en deux points diamétralement opposés) est imposée. La valeur de $P_{j\ bis}^*$ est obtenue par des calculs itératifs. Une convergence résiduelle pourrait avoir lieu dans les autres directions autour de la section courante.

Celle-ci est plus difficile à prendre en compte numériquement et est de faible amplitude, d'où la simplification proposée.

- La pose des voussoirs et l'application du mortier de bourrage entre les voussoirs et le terrain :

Sur les tunneliers réels, les voussoirs sont mis en place à l'intérieur de la jupe, et un mortier dit « de bourrage » est injecté entre les voussoirs et le terrain à la sortie de la jupe (à une distance L_{jupe} du front de taille).

Dans le cadre de cette étude, nous considérons que les déplacements induits dans le terrain par la pose des voussoirs et l'injection du mortier de bourrage peuvent être modélisés via :

- L'application du champ de pression $P_b^*(z)$ sur le terrain (densité surfacique de force imposée sur les éléments de sol dans la direction normale à la paroi du tunnel), sur une longueur L_v à partir de la sortie de la jupe du tunnelier :

$$P_b^*(z) = P_b - \gamma_{mortier} \cdot \left(z - \frac{D}{2} \right)$$

- On considère ici que l'amplitude des déplacements induits ne dépend que de la pression d'injection du mortier (valeur P_b au voisinage de la clé). Cette hypothèse sous-entend deux hypothèses jugées raisonnables à court terme: (a) la paroi du tunnel est imperméable et il n'y a pas de retour significatif de mortier vers l'avant le long du bouclier (*i.e.* le vide annulaire est un système fermé), (b) le mortier est suffisamment liquide pour exercer réellement une pression sur la paroi.
- Un gradient vertical égal à 16 kN/m^3 est considéré. Celui-ci est significativement inférieur à celui du poids volumique $\gamma_{mortier}$ du mortier de bourrage (de l'ordre de 22 kN/m^3). L'idée est ici de tenir compte d'éventuelles pertes de charge entre la clé (point d'injection) et le radier en partie dues aux frottements entre le mortier et le sol. Cette valeur de gradient vertical est fixée arbitrairement et pourra faire l'objet d'ajustement en fonction de retour d'expérience de chantier.
- Les phénomènes de consolidation et de durcissement (avec éventuellement retrait) du mortier présentés dans l'étude bibliographique ne sont pas considérés dans notre modèle.
- Au-delà de la longueur L_v , les éléments de revêtement sont activés. Le revêtement est modélisé sous la forme d'une coque continue élastique linéaire isotrope, d'épaisseur e_v et de module d'Young E_v . Les joints longitudinaux et transversaux entre voussoirs ne sont pas explicitement modélisés. La valeur de module d'Young considérée ($E_v = 11 \text{ GPa}$) est bien plus faible que celle du béton armé constituant les voussoirs (30 à 40 GPa). Ce choix est effectué afin de tenir compte implicitement de la présence des joints (réduisant l'inertie d'environ 40%, si on considère valable l'approche de Muir Wood (1975) par exemple) et de se placer dans le sens de la sécurité du point de vue des déplacements induits.

3.1.3 Phasage des calculs

Compte-tenu des développements précédents, le phasage des calculs est le suivant (Figure 3-2) :

- Phase 0 : Initialisation des contraintes géostatiques via le coefficient des pressions des terres au repos K_0 .
- Phase $i \in [1 ; N]$:
 - Désactivation d'une tranche de sol à l'avant du tunnelier d'une longueur égale à celle d'un anneau de voussoir (L_v),

Ces conditions constituent la situation « de référence ». De nombreuses études paramétriques seront présentées dans les prochains paragraphes, à la fois sur les paramètres de la loi de comportement du terrain (E_{50} , E_{ur} ...), et sur les paramètres de pilotage du tunnelier (P_f , P_j , P_b ...).

Géométrie												
C (m)	H (m)	Hs (m)	D (m)	Lx (m)	Ly (m)							
18.3	22.9	70	9.15	20.D	8.D							
Modèle géotechnique (HSM)												
γ (kN/m ³)	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	c (MPa)	ϕ (°)	Ψ (°)	ν	K_0	P_{ref} (kPa)	R_f	m		
19	100	300	0.005	35	0	0.3	0.5	290	1	0.5		
Tunnel												
P_f (kPa)	P_j (kPa)	P_b (kPa)	Δ_{front} (kPa/m)	Δ_{jupe} (kPa/m)	$\gamma_{mortier}$ (kN/m ³)	c_{max} (mm)	γ_v (kN/m ³)	E_v (MPa)	ν_v	e_v (m)	L_v (m)	L_{jupe} (m)
290	217	néant	16	16	16	25	25	11000	0.25	0.4	1.8	5.L _v

Tableau 3-1 : Paramètres géométriques et mécanique du terrain dans le cas de référence

A noter que la pression de référence (P_{ref}) correspond à la pression moyenne régnant dans le terrain à hauteur d'axe du tunnel. Par ailleurs, le paramètre R_f qui représente le ratio de rupture a été pris égal à 1 dans le modèle de référence ; ce qui revient à considérer que la contrainte déviatorique asymptotique est prise égale à la contrainte déviatorique de rupture. Avec recul, une valeur de 0.9 aurait été plus appropriée pour permettre au matériau d'atteindre le critère de rupture.

3.2 Etude de l'influence du maillage

3.2.1 Présentation des différents maillages

L'approche tridimensionnelle de la modélisation du creusement des tunnels à front pressurisé est une approche très complète puisqu'elle permet de prendre en compte l'effet 3D du creusement mais aussi chaque paramètre de pilotage indépendamment des autres. Cependant, les temps de calcul peuvent être très importants, d'où l'importance de trouver un juste compromis entre précision des résultats et temps de calcul.

Quatre maillages sont considérés. Tous sont construits avec des éléments volumiques tétraédriques à 10 nœuds (éléments de Lagrange avec une interpolation quadratique au sein de chaque élément), sauf pour les éléments de revêtement constitué d'éléments de plaques quadrangulaires à 8 nœuds (interpolation quadratique également). Leur finesse est par contre variable :

- [1] Maillage 1 (Figure 3-3) : comportant 258 262 éléments volumiques et 359 711 nœuds, il s'agit du maillage le plus fin réalisé,
- [2] Maillage 2 (Figure 3-6) : une réduction du nombre d'éléments dans le plan (x,z) est effectuée par rapport au maillage 1. Celui-ci comporte ainsi 129 643 éléments volumiques et 179 170 nœuds,
- [3] Maillage 3 : une réduction du nombre d'éléments dans les plans (x,z) et (y,z) est effectuée. Celui-ci comporte 75 756 éléments volumiques et 106 973 nœuds,
- [4] Maillage 4 : une réduction encore plus importante du nombre d'éléments dans le plan (y,z) est effectuée. Le modèle résultant comporte 39 254 éléments et 54 753 nœuds.

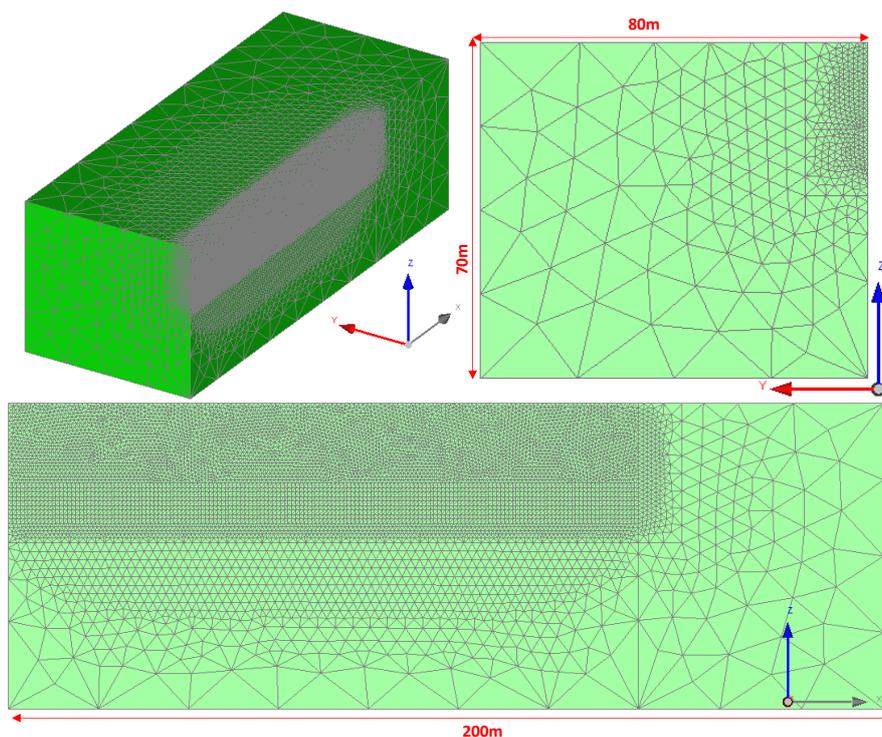


Figure 3-3 : Vues du maillage 1 (maillage de référence).

Notons qu'une réduction dans le plan (y,z) seulement ne permet pas de réduire significativement le nombre d'éléments du modèle, d'où le recours direct à la réduction des éléments suivant le plan (x,z). Notons également que le maillage selon cette direction est limité par la géométrie des anneaux de voussoirs.

Toutes les hypothèses décrites au paragraphe Chapitre 3 sont retenues (phasage, conditions aux limites...). Seule la loi de comportement est simplifiée lors de cette étude de l'influence du maillage afin de réduire les temps de calcul. Un modèle de comportement élastique linéaire isotrope ($E = 100 \text{ MPa}$, $\nu = 0.3$) est ici retenu à la place du HSM. L'ordre de grandeur des déplacements induits (3 à 4 mm en surface par exemple) est similaire à celui obtenu avec le HSM présenté ultérieurement). On considère ainsi que l'ordre de grandeur de l'erreur de calcul due au maillage présentée dans cette partie est représentative de celle obtenue avec le HSM.

3.2.2 Comparaison des résultats des différents modèles

Les résultats analysés concernent la dernière phase de calcul réalisée (50). Pour cette phase, le front de taille est situé au milieu du modèle numérique (Figure 3-4).

Les résultats des différents modèles sont comparés grâce aux lignes de coupe présentées en Figure 3-4. Plus précisément, sont regardés :

- Le déplacement vertical u_z en surface au-dessus de l'axe du tunnel (LC1),
- Le déplacement vertical u_z en surface le long de lignes de coupe transversales à l'axe du tunnel, situées respectivement à $X = +1D$, 0 et $-1D$ par rapport au front de taille (LC2a, LC2b et LC2c),
- Le déplacement horizontal u_x au front (LC3),
- La contrainte horizontale σ_{xx} au front (LC3),
- Le déplacement horizontal u_y le long de 3 lignes de coupe verticales situées à $Y = 0.5D$ de la paroi du tunnel et $X = +1D$, 0 et $-1D$ par rapport au front de taille (LC4a, LC4b et LC4c),

- Les déplacements verticaux u_z dans l'épaisseur de la couverture, au-dessus du front de taille (L5).

Afin de pouvoir quantifier l'écart entre ces différents modèles, une variable d'erreur e est introduite. Celle-ci est égale à la différence entre l'aire de la courbe du maillage i étudié A_i et celle du maillage le plus fin A_1 (Maillage 1) divisée par l'aire de la courbe du maillage 1 pour une grandeur donnée. L'aire des courbes est calculée avec la méthode des trapèzes.

$$e = \left| \frac{|A_i| - |A_1|}{A_1} \right|$$

Les résultats sont présentés dans le Tableau 3-2 et en Figure 3-5 où les erreurs relatives par rapport au maillage le plus fin sont mises en parallèle du gain en termes de temps de calcul.

On observe que, dans nos conditions d'étude, le maillage a une influence principalement sur l'amplitude des tassements loin à l'arrière du front de taille (représentés ici par le tassement maximal) et le déplacement horizontal à 0.5.D de la paroi du tunnel.

Le maillage 2 (Figure 3-6) permet d'obtenir des résultats très proches de ceux du maillage 1, avec des erreurs inférieures à 2.5%. Le temps de calcul du maillage 2 est par contre réduit de 70% par rapport à celui du maillage 1 (Figure 3-5). En conséquence, le maillage 2 est retenu pour la suite des développements.

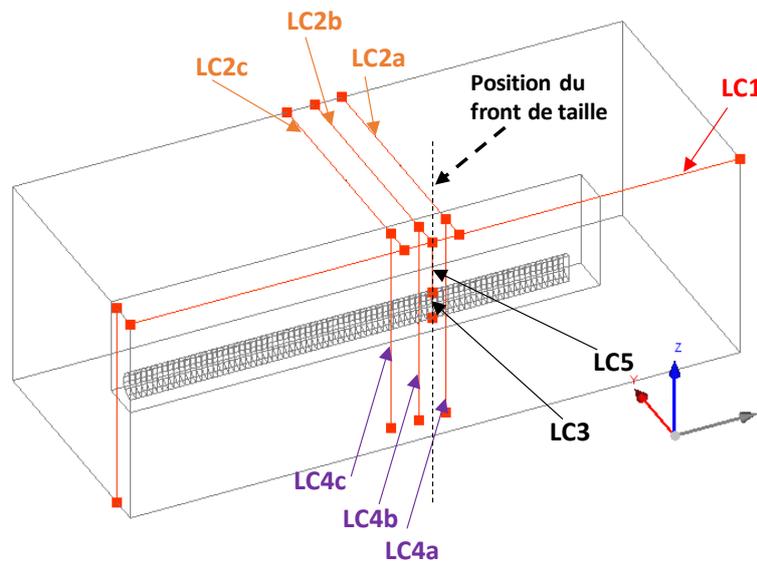


Figure 3-4 : Représentation des lignes de coupes utilisées pour l'analyse des résultats.

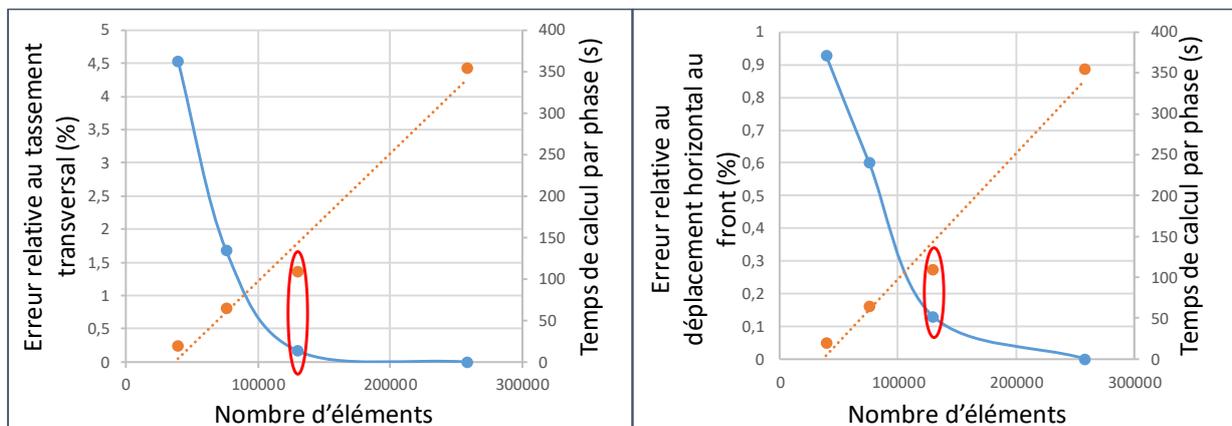


Figure 3-5 : Influence du nombre de nœuds du modèle sur la précision et le temps de calcul.

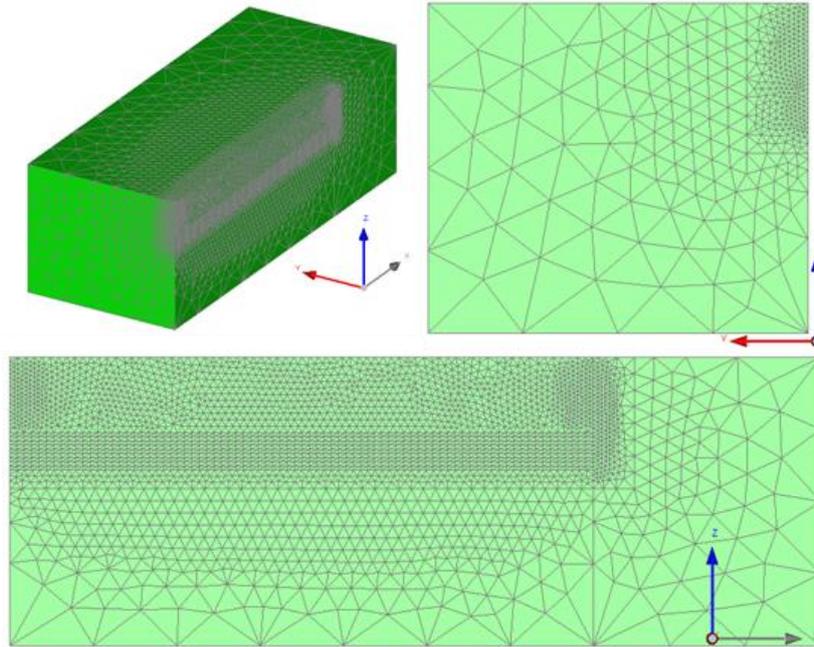


Figure 3-6 : Maillage retenu (maillage 2)

Maillage	1	2	3	4
Nombre d'éléments 3D	258262	129643	75756	39254
Type d'interpolation	Quadratique			
Nombre de nœuds	359711	179170	106973	54753
Réduction du nombre de nœuds	0%	50.19%	70.26%	84.78%
Temps de calcul				
Temps de calcul par phase	355s	109s	65s	20s
Réduction du temps de calcul (par phase)	0%	69%	82%	94%
Précision des résultats				
Erreur sur le profil d'extrusion frontale	0%	0.13%	0.60%	0.93%
Erreur sur le profil de contrainte horizontale frontale	0%	0.74%	2%	1.58%
Erreur sur l'amplitude du tassement maximal Umax	0%	2.80%	8.83%	5.23%
Erreur sur la cuvette transversale de tassement (LC3b)	0%	0.17%	1.68%	4.54%
Erreur sur la cuvette transversale de tassement (LC3c)	0%	0.31%	0.44%	5.64%
Erreur sur la cuvette transversale de tassement (LC3a)	0%	0.83%	3.40%	4.44%
Erreur sur les déplacements horizontaux (LC4b)	0%	1.97%	1.24%	6.32%
Erreur sur les déplacements horizontaux (LC4c)	0%	2.48%	0.77%	8.45%
Erreur sur les déplacements horizontaux (LC4a)	0%	0.06%	1.84%	5.63%
Erreur sur les déplacements verticaux dans la couverture (L5)	0%	1.04%	2.15%	0.8%

Tableau 3-2 : Synthèse de l'étude de maillage réalisée sous CESAR-LCPC.

3.3 Présentation des résultats du modèle « de référence », intérêt du modèle de comportement HSM (par rapport à Mohr-Coulomb), et « validation qualitative » par rapport aux données de la littérature

Les résultats du modèle numérique élaboré précédemment, sont présentés dans ce paragraphe. Ces résultats concernent : les déplacements en surface (tassements transversaux et longitudinaux), au front de taille (déplacement horizontal dans la direction x d'avancement du tunnelier), à 1D de l'axe du tunnel (déplacement horizontal dans la direction y le long d'une ligne verticale) et dans la couverture (déplacement vertical). L'ensemble des paramètres donnés dans le Tableau 3-1 est retenu. En particulier, le terrain est modélisé grâce au Hardening Soil Model (HSM).

Afin d'étudier l'intérêt du HSM par rapport à un modèle élastique parfaitement plastique régi par le critère de Mohr-Coulomb (MC), des calculs complémentaires sont également réalisés avec cette seconde loi de comportement. Dans ce cas :

- les paramètres plastiques (c' , ϕ' , Ψ') et le coefficient de Poisson ν sont pris identiques dans les deux modèles (Cf. Tableau 3-1),
- le module d'Young E retenu dans le cas MC est égal à 86 MPa dans la totalité du terrain. Cette valeur est indépendante de la profondeur et de l'évolution des contraintes au cours du calcul, elle a été prise égale au module de chargement E_{50} à l'axe du tunnel. Pour mémoire, dans le cas HSM implémenté dans CESAR, les modules de chargement E_{50} et déchargement / rechargement E_{ur} évoluent avec la contrainte principale mineure selon l'expression :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \frac{(\sigma_3 + c.cot\phi')}{(p_{ref} + c.cot\phi')} \text{ et } E_{ur} = E_{ur}^{ref} \frac{(\sigma_3 + c.cot\phi')}{(p_{ref} + c.cot\phi')}$$

Dans notre cas, les valeurs des modules de référence E_{50}^{ref} et E_{ur}^{ref} sont prises égales à 100 MPa et 300 MPa respectivement.

Une comparaison « qualitative » des résultats numériques obtenus avec les données présentes dans la littérature est également effectuée. Cette analyse a pour objectif de « valider » la pertinence du procédé de modélisation numérique du creusement réalisé.

3.3.1 Cuvette transversale de tassements en surface

Les cuvettes transversales de tassements en surface obtenues sont affichées en Figure 3-7a.

Dans le cas du HSM, on obtient des courbes dont la forme est bien approchée par une courbe gaussienne, conformément à la littérature, notamment Peck (1969). Dans ce cas, le tassement s'exprime sous la forme suivante :

$$s(x, y) = S_{max}(x) \cdot \exp\left(\frac{-y^2}{2 \cdot i_y^2}\right)$$

Avec x la distance au front de taille, $S_{max}(x)$ le tassement maximal à une distance x du front de taille, i_y l'abscisse du point d'inflexion de la courbe et y la distance horizontale transverse par rapport au centre de la cuvette. On obtient ici : $I_y = \frac{i_y}{D} = 1.4$.

Comme indiqué dans la revue bibliographique, Mair et Taylor (1997) ont montré que, dans les sols fins (argiles et limons), $0,4 \leq \frac{I_y \cdot D}{H} \leq 0,6$, et dans les sols grenus (sables et graviers), $0,25 \leq \frac{I_y \cdot D}{H} \leq 0,45$. On a ici $\frac{I_y \cdot D}{H} = 0,56$, ce qui montre que l'extension transversale de la cuvette de tassement obtenue numériquement a physiquement du sens.

Dans le cas du modèle MC (élastoplastique parfait régi par le critère de Mohr-Coulomb), on observe un refoulement important du sol en surface à environ 2.D de l'axe du tunnel dans la direction transversale (Figure 3-7a). Ce refoulement est quasiment du même ordre de grandeur que le tassement observé au-dessus de l'axe. La forme de la cuvette transversale n'est clairement pas gaussienne avec cette loi de comportement, ce qui rend les résultats de ce modèle, peu représentatifs de la réalité. Ce résultat est conforme aux observations de plusieurs auteurs, entre autres Jenck et Dias (2004), Do *et al.* (2013c), Gilleron *et al.* (2016). Ces derniers ont en particulier montré que le modèle HSM permet d'éviter ce mouvement ascendant du terrain non réaliste par le biais de la prise en compte de la dépendance du module de rigidité du sol vis-à-vis de l'état de contrainte déviatorique et de l'état de confinement du sol, mais aussi distinguant la valeur du module de décharge / recharge de celle du module de déformation tangent (chargement primaire).

3.3.2 Cuvette longitudinale de tassements en surface

Nous nous intéressons maintenant aux tassements générés en surface dans la direction longitudinale au-dessus de l'axe du tunnel. Les profils calculés avec les deux lois de comportement (HSM et MC) sont présentés en Figure 3-7b.

Avec les hypothèses de référence (dont HSM), on observe des tassements en surface apparaissant environ 3D à l'avant du front de taille, valant 2 mm au passage du front de taille, et environ 4 mm à partir de 2.D à l'arrière du front.

Expérimentalement, Berthoz *et al.* (2018) ont montré que la cuvette longitudinale de tassements est bien approximée par une gaussienne cumulée dont l'expression est la suivante :

$$S(x) = S_{max} \cdot \frac{1}{i_x \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot \int_x^{+\infty} e^{-\frac{(x_1 - \alpha \cdot D)^2}{2 \cdot i_x^2}} \cdot dx_1$$

où :

- x est la distance au front de taille (positif à l'avant du front et négatif à l'arrière) ;
- i_x (ou $I_x = \frac{i_x}{D}$) caractérise la pente de la courbe (mais n'est pas directement la distance entre $x = 0$ et le point d'inflexion de la courbe) ;
- $\alpha \cdot D$ est la distance entre le point où 50% du tassement final a lieu et le front de taille ($x = 0$). Ce paramètre a notamment été ajouté par rapport aux observations d'Attewell & Woodman (1982) sur des chantiers de tunneliers à front ouvert, pour prendre en compte la modification du profil de tassement induite par la pressurisation du front de taille ;
- S_{max} est le tassement final en surface, loin à l'arrière du front de taille.

L'application de cette régression aux résultats du calcul numérique révèle un bon accord en termes de forme de la courbe, et conduit aux paramètres suivants pour le modèle HSM : $S_{max} = 4.2 \text{ mm}$, $\alpha = 0$ et $i_x = 1,3 \cdot D$.

Le retour d'expérience effectué par Berthoz *et al.* (2020) sur 6 chantiers de tunnels au tunnelier a montré que : $0.55 < i_x / i_y < 1.35$ et $-1.1 < \alpha < 0$. Les valeurs obtenues sont donc comprises entre ces deux intervalles ce qui nous conforte quant à la cohérence de nos résultats.

Dans le cas du modèle MC (Mohr-Coulomb), la forme du profil longitudinal de tassement n'est pas réaliste. D'une part, un léger refoulement est visible à l'avant du front de taille, à la manière de celui observé dans la direction transversale (Figure 3-7b). D'autre part, au-delà de 1.2D à l'arrière du front de taille, le tassement en surface diminue jusqu'à être réduit quasiment de moitié, contrairement au HSM où celui-ci commence à se stabiliser.

Ces constats découlent des mêmes causes que dans la direction transversale. De manière simplifiée, une phase d'excavation se traduit par un léger refoulement à une distance de l'ordre de 1.D à l'avant, à l'arrière et latéralement par rapport au point considéré, bien que du tassement soit généré plus proche du tunnelier. Ces légers refoulements s'additionnent à l'arrière du front de taille, conduisant à cette impression de « divergence » des déplacements.

L'intérêt du Hardening Soil Model pour évaluer les déplacements induits, notamment l'amplitude du tassement maximal et des tassements différentiels générés en surface (objectifs pratiques principaux de ces calculs dans le domaine de l'ingénierie) apparaît donc clairement.

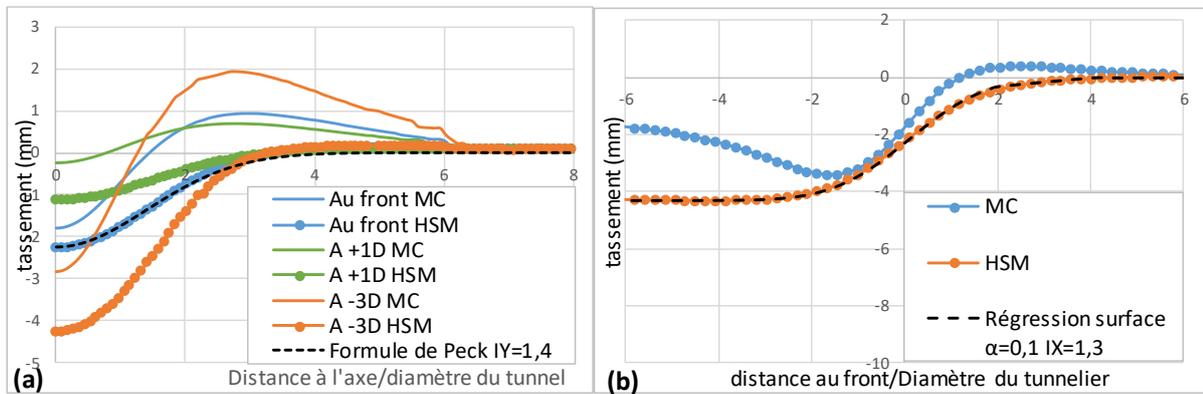


Figure 3-7 : (a) Cuvettes transversales de tassements en surface, (b) Cuvettes longitudinales de tassements en surface, (MC vs HSM)

3.3.3 Déplacements horizontaux en surface

Nous avons également tracé l'évolution du déplacement horizontal adimensionnalisé dans la direction transversale en surface afin de comparer avec les données de la littérature (Figure 3-8). Nous constatons tout d'abord un très léger écart entre le déplacement horizontal obtenu avec Mohr-Coulomb et celui obtenu avec Hardening Soil Model. En effet, celui-ci est plus faible que le premier. Notons également un assez bon accord du profil de déplacement horizontal calculé avec la régression proposée issue de l'hypothèse d'Attewell (1978) et O'Reilly & New (1982) (cf § 2.3.1.3). Celle-ci consiste à supposer que les vecteurs de déplacement sont dirigés vers l'axe du tunnel, ce qui implique la relation suivante entre le déplacement horizontal en surface u_y et le déplacement vertical (noté S précédemment) :

$$u_y(x, y) = \frac{y}{H} \cdot S(x, y) = \frac{y}{H} \cdot S_{max}(x) \cdot \exp\left(\frac{-y^2}{2 \cdot i_y^2}\right)$$

Rappelons que plusieurs auteurs (Attewell, 1978 ; Hong & Bae, 1995 ; Bel, 2018) ont montré la pertinence de cette formulation semi-empirique dans le cas de mesures effectuées sur chantier ou en laboratoire sur modèle physique jusqu'à une distance de l'ordre de 2D de l'axe du tunnel.

Dans notre cas, le bon accord entre « résultats numériques » et « formulation empirique » est notable quant à la position du maximum de déplacement horizontal, au point d'inflexion de la cuvette de tassement, i.e. pour $y = i_y$. Par contre, un déplacement horizontal vers l'extérieur (négatif) au-delà de 3.D par rapport à la verticale du tunnel est observé numériquement, mais non représentatif des résultats expérimentaux. Ce constat est très visible avec le modèle MC, et également avec le HSM.

3.3.4 Déplacements horizontaux au front de taille

Nous nous intéressons à présent au déplacement horizontal u_x au front de taille dans la direction d'avancement de la machine. La Figure 3-9 présente le déplacement u_x au front et à 1D à l'avant du front pour les deux modèles de comportement étudiés.

Elle montre tout d'abord un mouvement de refoulement du sol dans l'ensemble des cas. Cette observation est légitime car la pression frontale appliquée est supérieure à la contrainte horizontale initiale dans le terrain.

Le refoulement n'est pas maximal à hauteur d'axe du tunnel, mais plutôt 1.5 m en-dessous de celui-ci. Cela est cohérent car le gradient de pression imposé sur la hauteur du front de taille ($\Delta_{front} = 16 \text{ kPa/m}$) est supérieur à celui régnant dans le terrain (égal à $K_0 \cdot \gamma = 0.5 \times 19 = 9.5 \text{ kPa/m}$).

Le refoulement frontal généré par le tunnelier est 2 à 3 fois plus important lorsqu'on considère un terrain élasto-plastique parfait (MC) qu'avec le Hardening Soil Model. Il semble qu'ici la prise en compte d'une élasticité non linéaire (évolution du module de déformation tangent en fonction des contraintes déviatoriques et de la contrainte principale mineure) couplé à la considération d'un module en décharge/recharge différent du module de déformation tangent (chargement primaire) conduisent à une diminution de l'amplitude du refoulement frontal dans le cas du module HSM.

La Figure 3-18 présentée plus loin dans le document, et qui donne l'évolution du déviateur des contraintes en fonction de la distance au front, montre que dans le cas de la pression frontale intermédiaire (qui correspond au cas de référence traité ici), le déviateur des contraintes augmente à partir d'une distance d'au moins $0.6D$ à l'avant du front, puis diminue légèrement à proximité du front de taille. Ce comportement (en particulier la diminution du déviateur des contraintes au voisinage du front) est accentué dans le cas d'une pression frontale inférieure à la pression de référence. Cette observation atteste donc de l'existence de zones en déchargement / recharge au voisinage du front de taille. Par conséquent, il semble que dans le cas du modèle HSM, le module de déformation tangent (chargement primaire) comme le module en décharge / recharge puissent être mobilisés à l'avant du front au cours du processus de creusement.

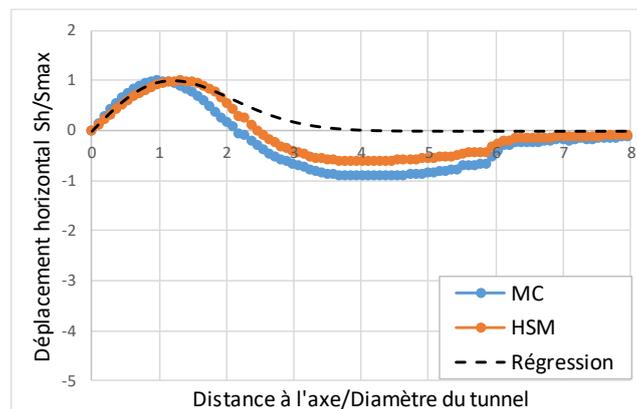


Figure 3-8 : Evolution du déplacement horizontal en surface (MC vs HSM).

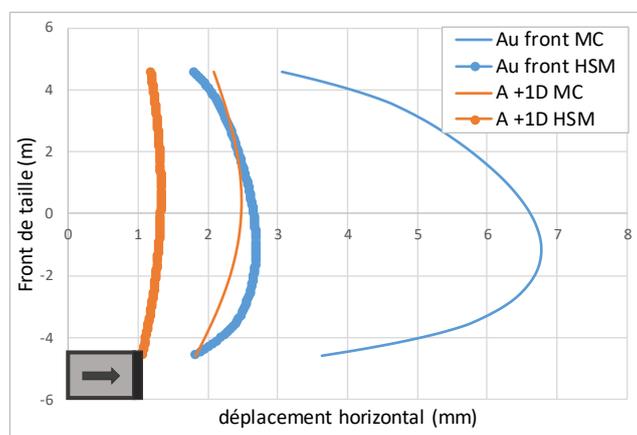


Figure 3-9 : Déplacements horizontaux au voisinage du front de taille (MC vs HSM).

3.3.5 Déplacements horizontaux le long d'une ligne verticale à 1D de l'axe du tunnel

La Figure 3-10 présente les déplacements horizontaux dans la direction transversale (u_y) le long d'une ligne de coupe verticale située à 1.D de l'axe du tunnel, pour trois positions du front de taille.

On constate tout d'abord que les déplacements horizontaux dans le terrain sont très faibles à +1D à l'avant du front de taille, deviennent significatifs au front, et sont importants à -3D à l'arrière du front. De plus, un refoulement (déplacement u_y positif) est observé au voisinage des piédroits du tunnel, ce qui est cohérent avec les valeurs de P_f^* , P_j^* et P_b^* retenues ici, toutes supérieures aux contraintes horizontales initiales dans le terrain. Enfin, dans la demi-moitié supérieure de la couverture, les déplacements horizontaux sont de signe opposé : les déplacements se font vers l'axe du tunnel (vers l'intérieur de la cuvette).

Ces trois constats sont conformes à ceux effectués sur chantier, par exemple par Kastner et al. (2010) (Figure 3-11), ce qui conforte la pertinence de la procédure de modélisation retenue.

La forme des profils de déplacements horizontaux est similaire avec le modèle de comportement MC qu'avec HSM. L'amplitude des déplacements est par contre 2 à 3 fois plus importante avec MC qu'avec HSM. Ce constat est similaire à celui effectué au niveau du front de taille au paragraphe précédent et semble pouvoir s'expliquer de la même manière.

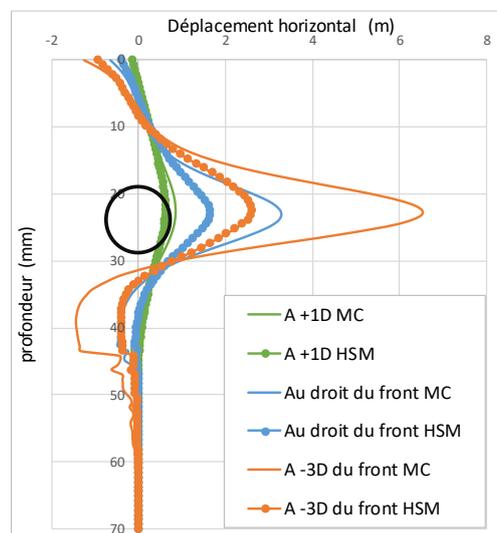


Figure 3-10 : déplacements horizontaux sur une ligne de coupe à 1D de l'axe du tunnel MC vs HSM

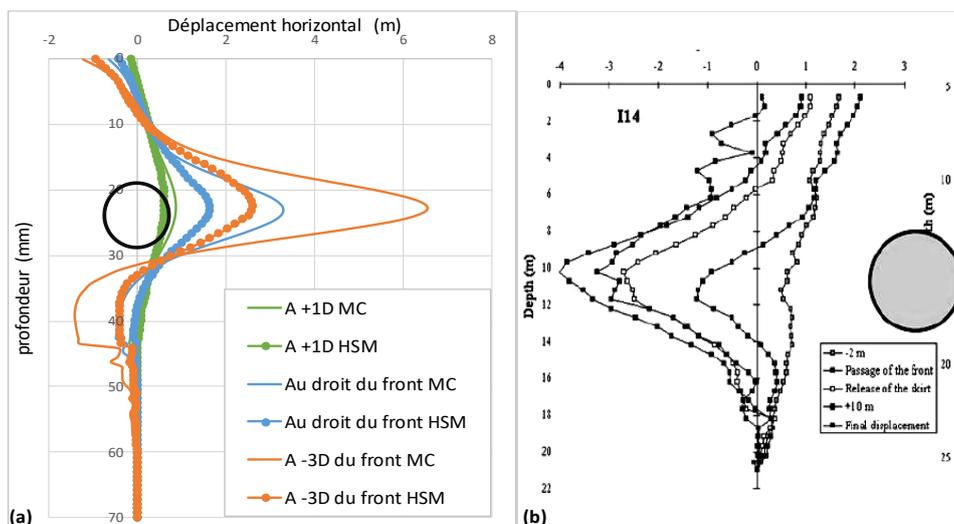


Figure 3-11 : Déplacements horizontaux sur une ligne de coupe à 1D de l'axe du tunnel MC vs HSM (a) déplacements horizontaux induits par le creusement du métro D de Lyon (Kastner et al. 2010) (b)

3.3.6 Déplacements verticaux au-dessus de l'axe du tunnel

Intéressons-nous maintenant aux déplacements verticaux provoqués par le creusement du tunnel dans l'épaisseur de la couverture. La Figure 3-12 illustre l'évolution de ce déplacement le long d'une ligne de coupe située au-dessus de l'axe du tunnel, pour trois distances longitudinales par rapport au front de taille (+1D, 0 et -3D).

Avec le modèle HSM, on observe un tassement plus important en surface qu'en profondeur à +1D à l'avant du front de taille, puis l'inverse à l'arrière du front de taille. Cette « inversion du profil » est cohérente avec les observations expérimentales de Berthoz *et al.* (2018), confirmant celles de Kastner *et al.* (2010). Ces auteurs ont expliqué ce phénomène par la présence d'un « cône d'écoulement » au-dessus de la clé du tunnel : un point situé proche de la surface commence à tasser avant un point situé en profondeur pour une même distance horizontale au front de taille.

Cette tendance est également observée avec le modèle MC. L'amplitude du phénomène est même largement plus importante. Plus précisément, la différence entre le tassement de la clé du tunnel et le tassement en surface est beaucoup plus importante avec MC qu'avec HSM. Ce rapport est de l'ordre de 3 avec MC, contre 1.5 avec HSM. L'explication de cette différence entre HSM et MC est là encore probablement liée au fait que d'une part le module de déformation tangent (chargement primaire) évolue avec le déviateur et la contrainte principale mineure dans le cas de HSM, et que de plus le module en décharge / recharge est différent de ce module de déformation tangent dans ce modèle. Une étude de l'évolution du déviateur des contraintes et de la contrainte principale mineure (Figure 3-13) autour du tunnel n'a été que partiellement conduite dans cette zone de couverture ; elle pourrait probablement apporter des indications sur la mobilisation de ces différents modules de déformation dans le terrain autour de l'ouvrage, et permettre de conclure sur ce point.

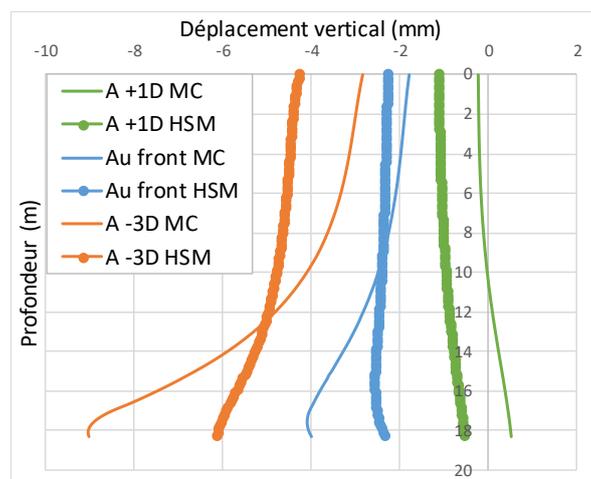


Figure 3-12 : Comparaison des déplacements verticaux calculés le long d'une ligne verticale située à 1D de l'axe du tunnel avec les modèles MC et HSM pour différentes positions du front de taille

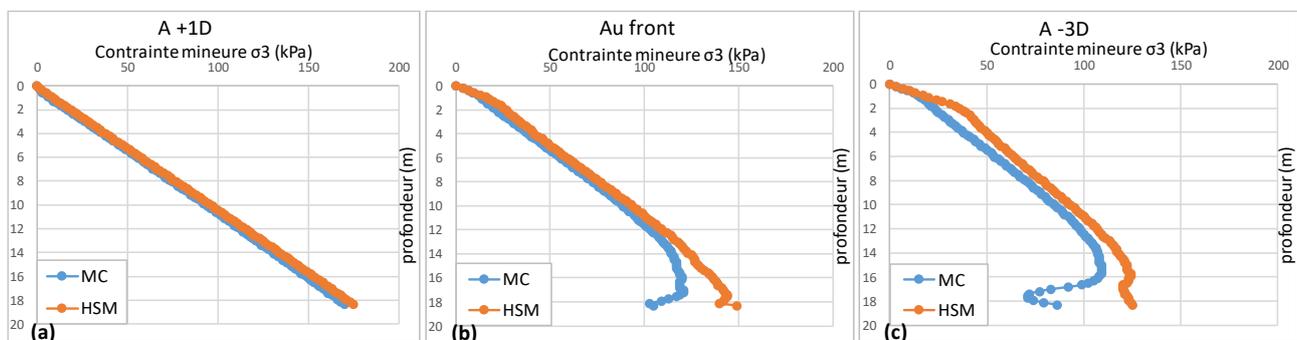


Figure 3-13: Evolution de la contrainte mineure σ_3 dans la couverture à 1D à l'avant du front de taille (a), au front de taille (b) et à 3D à l'arrière du front (c)

3.3.7 Conclusion partielle

Cette première présentation des résultats du modèle numérique réalisé révèle un bon accord de la forme des champs de déplacements obtenus (cuvettes transversales et longitudinales de tassements en surface, mais aussi déplacements horizontaux et verticaux dans l'épaisseur de la couverture) avec les données présentes dans la littérature. Plus globalement, aucun résultat obtenu n'a mis en défaut la pertinence du procédé de modélisation retenu vis-à-vis de l'estimation des déplacements induits par le creusement.

Cette première analyse a montré l'intérêt d'une loi de comportement avancée (en l'occurrence le Hardening Soil Model) par rapport à un modèle élastique parfaitement plastique avec un critère de Mohr-Coulomb (MC). Avec le modèle MC, un refolement est généré de part et d'autre du volume de terrain tassant, se traduisant, in fine par des cuvettes transversales et longitudinales de tassements en surface irréalistes. Le modèle HSM sera par conséquent retenu dans toute la suite de l'étude.

L'influence de l'ensemble des paramètres du modèle, à la fois les caractéristiques mécaniques du terrain (E_{50} , E_{ur} , ...), et les paramètres « de pilotage » du tunnelier (P_f , P_i , P_b , ...) sur les déplacements induits reste à étudier. Un certain nombre d'études paramétriques y sont consacrées dans la suite de ce chapitre.

3.4 Etude de l'influence de la pression frontale P_f^*

Dans le cas de référence, une pression frontale dans l'axe P_f égale à 290 kPa, soit : $P_f / \sigma_{h0-axe} = 1.3$ est considérée, où σ_{h0-axe} est la contrainte horizontale initiale à hauteur d'axe du tunnel. Considérons à présent les cas suivants de pressions frontales plus faibles : $P_f / \sigma_{h0-axe} = 1.0$ et $P_f / \sigma_{h0-axe} = 0.7$.

La Figure 3-14 présente les profils des pressions frontales $P_f^*(z)$ imposées sur le front de taille (en pointillés) et les pressions frontales obtenues après calcul (en traits pleins) pour les trois cas considérés. On observe un bon accord entre les conditions aux limites imposées et les résultats du calcul, excepté au niveau de la clé et du radier, où une légère erreur apparaît. Celle-ci est classique à proximité des angles des modèles numériques, qui constituent des singularités.

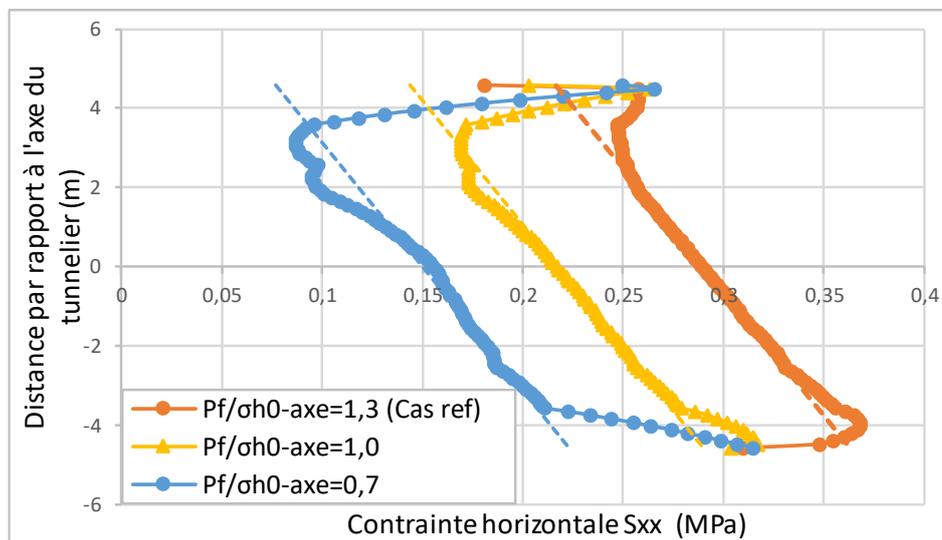


Figure 3-14 : Pressions frontales considérées

3.4.1 Influence sur les déplacements verticaux (u_z) et horizontaux (u_y) en section courante

Dans ce paragraphe, nous nous intéressons à l'impact d'une variation de la pression frontale sur les déplacements dans le sol. La Figure 3-15 présente l'évolution des profils transversaux de la cuvette de tassements à 3 positions

du front de taille (a), des déplacements verticaux u_z dans la couverture également à 3 position du front (b), des déplacements horizontaux u_y dans la direction transversale en surface à 3D à l'arrière du front (c) et enfin des déplacements horizontaux u_y le long d'une ligne verticale située à 1D de l'axe du tunnel pour 3 positions du front de taille (d).

Nous constatons que la pression frontale a un effet principalement sur l'amplitude des tassements générés à l'avant du front de taille : la modification de P_f a plus d'effet en $X = +1.D$, qu'au-dessus du front de taille et qu'en $X = -3.D$ (Figure 3-15a). Cet effet est négligeable lorsque la pression P_f est voisine de la contrainte horizontale initiale dans le terrain (très peu de différence est observée entre les cas $P_f / \sigma_{h0-axe} = 1.0$ et 1.3). L'application d'une pression frontale faible ($P_f / \sigma_{h0-axe} = 0.7$) conduit par contre à une augmentation des tassements générés à l'avant du front d'environ 30%.

Les déplacements verticaux dans la couverture, affichés sur le graphe (b) confirment ce constat : la pression frontale n'a un effet visible qu'à l'avant du front de taille, et que lorsqu'une pression faible est appliquée.

Quant au déplacement horizontal en surface ainsi que le déplacement horizontal v à $Y = 1D$ de l'axe vertical du tunnel présentés respectivement en Figure 3-15c et Figure 3-15d, on constate que la pression frontale n'a pas d'influence notable sur leurs évolutions.

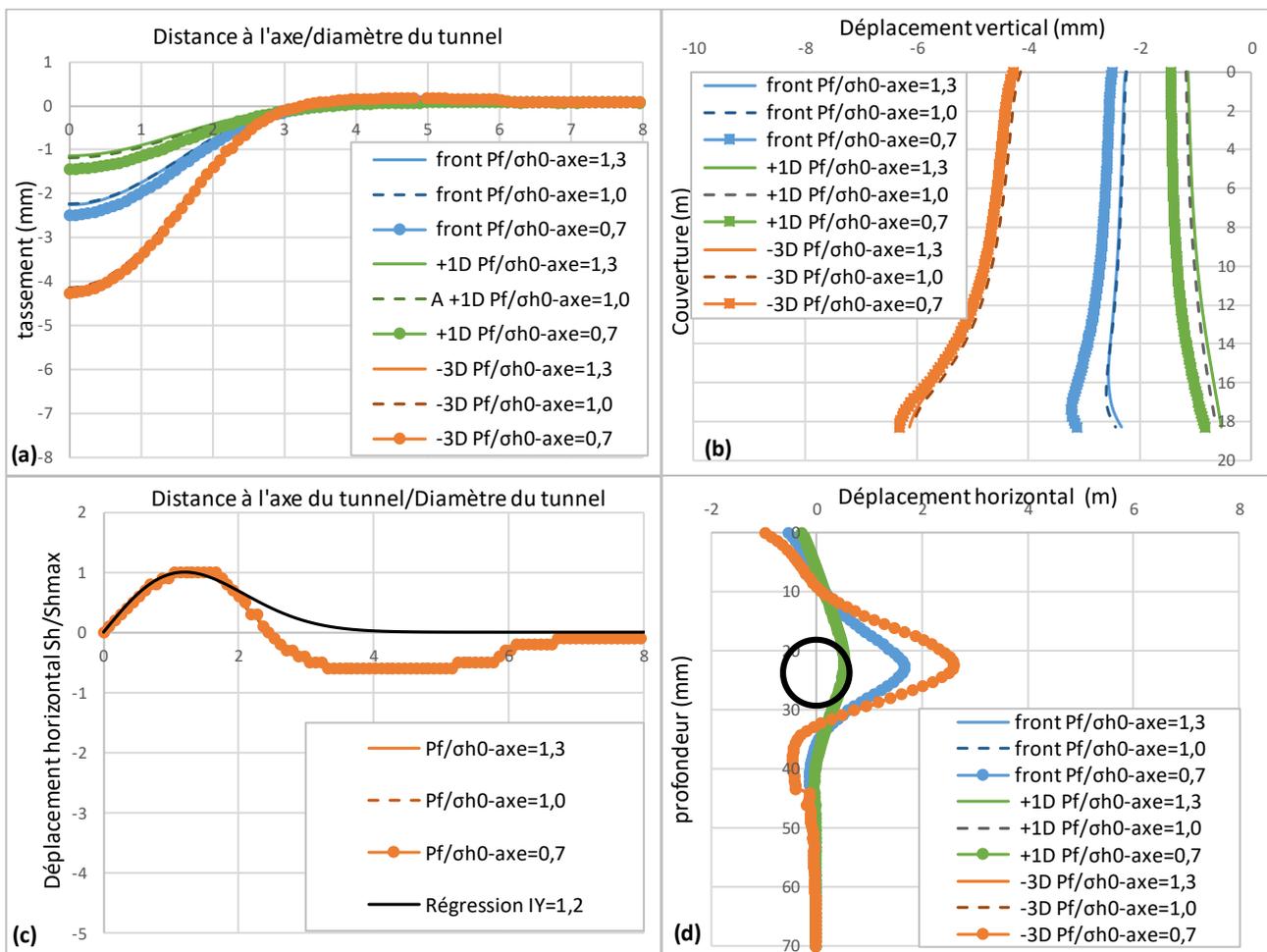


Figure 3-15 : Résultats de l'étude d'influence du rapport P_f / σ_{h0} sur le déplacement transversal en a), le déplacement vertical dans le couverture en b), le déplacement horizontal dans la direction transversale en surface à -3D à l'arrière du front en c) et déplacement horizontal à 1D de l'axe vertical en d)

3.4.2 Influence sur les déplacements horizontaux dans la direction longitudinale (u_x)

La Figure 3-16 affiche les courbes de déplacement horizontal u_x au front de taille et à 1D à l'avant du front. Elle montre, fort logiquement, une forte corrélation entre la pression frontale appliquée et les déplacements horizontaux au front de taille. Lorsque la pression exercée est supérieure à la contrainte horizontale initiale ($P_f / \sigma_{h0-axe} = 1.3$), un refoulement généralisé du front est généré, d'environ 2.5 mm d'amplitude. Ce refoulement s'atténue dans le terrain, et ne vaut plus que 1.5 mm environ à 1.D à l'avant du front.

Lorsque la pression frontale est plus faible que la contrainte horizontale initiale dans l'axe, une extrusion est générée : celle-ci atteint 3 mm pour $P_f / \sigma_{h0-axe} = 0.7$. Celle-ci s'atténue très rapidement dans le terrain : les déplacements horizontaux sont quasiment nuls à 1.D à l'avant du front de taille. Un parallèle peut être effectué entre ces tendances et les mécanismes de poussée / butée, ou les mécanismes d'effondrement / refoulement du front de taille. En butée / refoulement, les mécanismes sont plus étendus, avec des déplacements significatifs plus loin dans le terrain.

Le cas $P_f / \sigma_{h0-axe} = 1.0$ est particulier. En clé, la pression est inférieure à la contrainte horizontale, ce qui devrait se traduire par un léger mouvement d'extrusion. Or un léger mouvement de refoulement est observé. Celui-ci est lié à la différence de gradient considéré sur la hauteur du front. Les contraintes initiales varient avec un gradient égal à $K_0 \cdot \gamma$ alors que la pression frontale varie avec le gradient Δ_{front} . Le gradient $K_0 \cdot \gamma$ est plus faible que Δ_{front} , d'où une pression en radier supérieure à la contrainte horizontale initiale en radier. Cela entraîne un léger refoulement en partie basse du front de taille (1 mm), générant un faible refoulement (mais pas une extrusion) en partie supérieure du front.

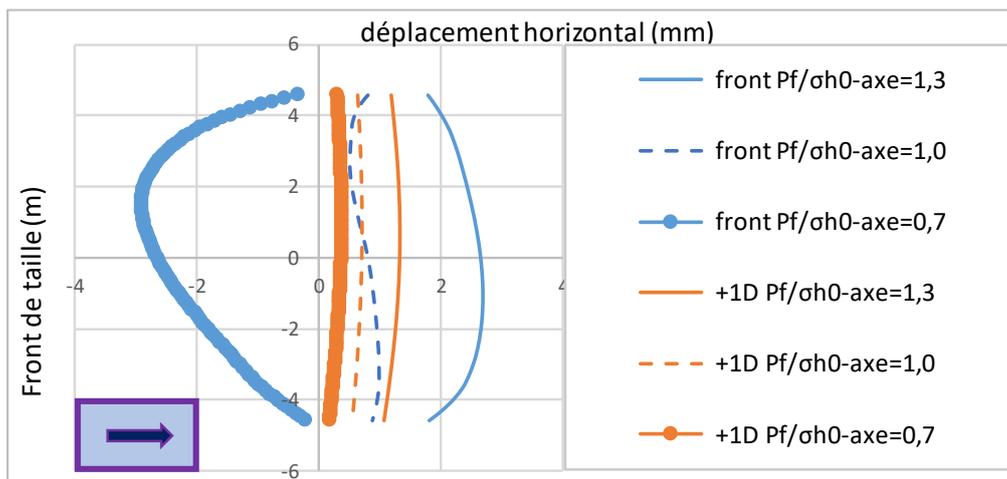


Figure 3-16 : déplacement horizontal au front de taille pour différentes valeurs du rapport P_f / σ_{h0}

3.4.3 Influence sur la distribution des contraintes dans le terrain

Afin de compléter notre étude, nous nous sommes intéressés à l'influence de la pression frontale sur l'évolution de l'état de contrainte en section courante du tunnel (plan (y,z)). Pour cela, nous avons tracé : (a) la variation de la contrainte verticale σ_{zz} dans l'épaisseur de la couverture, au-dessus de l'axe du tunnel, (b) la variation de la contrainte horizontale σ_{yy} à hauteur d'axe du tunnel en fonction de la distance radiale. Les résultats sont présentés Figure 3-17.

Nous constatons que globalement la pression frontale (appliquée dans la direction x) a une influence quasiment nulle sur ces deux contraintes dans le terrain le long de ces lignes de coupe. Nous verrons dans les parties suivantes que ce sont principalement P_j^* et P_b^* qui gouvernent les évolutions de contraintes en section courante (σ_{yy} et σ_{zz}).

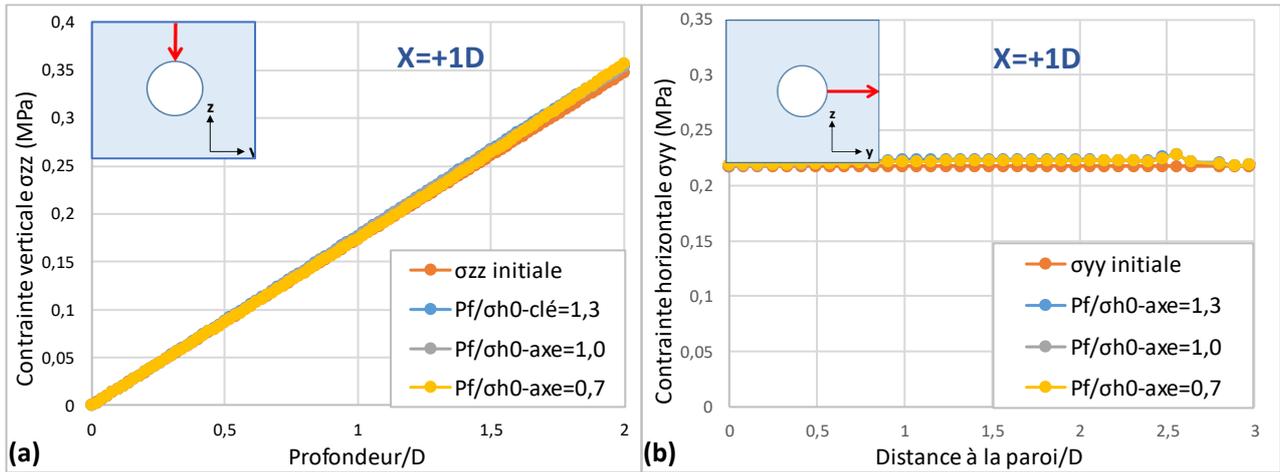


Figure 3-17: Evolution de la contrainte verticale dans la couverture au-dessus de l'axe du tunnel (a) et de la contrainte horizontale radiale en fonction de la distance à la paroi (b) à 1D à l'avant du front de taille pour différentes pressions frontales

Raisonnons à présent dans le plan (x,z) , *i.e.* dans la direction longitudinale du tunnel. Traçons l'évolution du déviateur de contraintes q sur l'axe du tunnel à l'avant du front de taille, à l'aide de l'expression suivante :

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{\frac{1}{2}}$$

La Figure 3-18a affiche les résultats pour les 3 valeurs de pressions frontales appliquées. Le déviateur initial dans le terrain le long de l'axe du tunnel est égal à 217kPa (droite orange).

Dans le cas de référence ($P_f / \sigma_{h0-axe} = 1.3$), après creusement du tunnel et atteinte du régime stationnaire, le déviateur q est supérieur au déviateur initial jusqu'à environ 0,3.D à l'avant du front, et sa valeur maximale est égale à 1,13. q_{ini} . Ceci s'explique par le fait que dans ce cas d'étude, la pression frontale appliquée est supérieure à la contrainte horizontale initiale à l'axe, le terrain au front est donc poussé vers l'avant, ce qui entraîne une augmentation de la contrainte majeure qui passe de 217 kPa à 290 kPa à l'axe, entraînant une augmentation du déviateur d'environ 13% au même point.

Toujours pour le cas de référence, entre 0,3.D et 1,5.D à l'avant, le déviateur est légèrement inférieur à sa valeur initiale. Cela est lié notamment à la diminution de la contrainte verticale dans cette zone, sous l'effet du mécanisme « de refoulement » engendré par la forte pression frontale.

Considérons à présent le cas d'une pression frontale faible ($P_f / \sigma_{h0-axe} = 0.7$). On note ici une diminution du déviateur jusqu'à environ 0,3.D à l'avant du front de taille (valeur minimale égale à 0,87. q_{ini}). Cette diminution est principalement liée à la diminution de la contrainte horizontale axiale σ_{xx} . Au-delà, le déviateur devient supérieur au déviateur initial. Cela est dû au report du poids des terres sus-jacentes par effet de voûte. Ces tendances ont été clairement mises en évidence expérimentalement par Berthoz *et al.* (2018).

Dans le cas intermédiaire ($P_f / \sigma_{h0-axe} = 1.0$), on observe une faible augmentation du déviateur (+ 8 %) jusqu'à 0,3.D à l'avant du front de taille, suivie d'une diminution jusqu'au déviateur initial. Cette faible augmentation du déviateur est cohérente avec le faible mouvement de refoulement du front visible en Figure 3-16 (car la pression frontale exercée sur la partie basse du front est supérieure à la contrainte horizontale initiale dans cette zone, et cet effet est prépondérant devant le faible déficit de pression frontale en partie supérieure du front de taille).

La Figure 3-18b présente l'évolution du déviateur q en fonction de la pression moyenne sur la même ligne de coupe que la figure précédente et nous montre que pour les trois cas de pressions appliquées, on reste loin du critère de rupture.

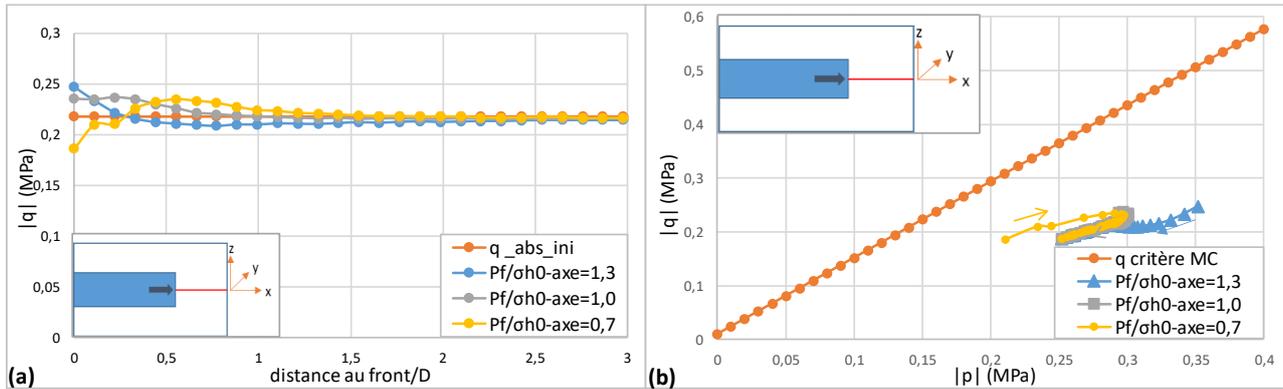


Figure 3-18 : Evolution du déviateur de contrainte à l'avant du front (a) et en fonction de la pression moyenne pour différentes valeurs du rapport Pf / σ_{h0}

3.5 Etude de l'influence de la pression autour de la jupe P_j^*

Dans ce paragraphe, nous nous intéressons à la réponse du sol suite à une modification de la pression d'injection P_j^* le long de la jupe. Cette pression est appliquée autour de la jupe sur une longueur équivalente à 5 anneaux de voussoirs. La pression de bourrage est toujours absente dans cette partie.

Quatre valeurs de pressions en clé P_j sont considérées : $P_j / \sigma_{v0-clé} = [0.3 ; 0.6 ; 1.0 ; 1.3]$, où $\sigma_{v0-clé}$ est la valeur de la contrainte verticale initiale en clé (348 kPa dans le cas présent). Le cas « de référence » correspond à : $P_j / \sigma_{v0-clé} = 0.6$. Dans ces quatre cas de calcul, le gradient vertical de pression Δ_{jupe} est toujours pris égal à 16 kN/m³. Le cas de l'absence de gradient vertical (pression radiale uniforme) est également étudié.

3.5.1 Influence sur les déplacements verticaux (u_z) et horizontaux (u_y) en section courante

Les résultats de l'étude d'influence de la pression d'injection P_j^* autour de la jupe sur les mouvements du sol en section courante sont présentés en Figure 3-19. Afin d'éviter un nombre important de courbes sur un seul graphe nous avons décidé de ne pas afficher les résultats du cas 4 ($P_j / \sigma_{v0-clé} = 0.3$) sauf pour le déplacement horizontal dans la direction transversale en surface.

Nous présentons donc l'évolution : (a) des tassements le long de profils transversaux à l'axe du tunnel, (b) des déplacements verticaux dans la couverture, (c) des déplacements horizontaux en surface, (d) des déplacements horizontaux transverses le long d'une ligne verticale située en $y = 1D$ de l'axe du tunnel.

La Figure 3-19d montre l'importance évidente des pressions exercées le long de la jupe sur les déplacements horizontaux à proximité du piédroit du tunnel. Passer de $P_j / \sigma_{v0-clé} = 0.6$ à $P_j / \sigma_{v0-clé} = 1.3$ conduit à multiplier par deux l'amplitude des déplacements horizontaux u_y finaux (loin à l'arrière du front de taille) à proximité du piédroit (en $y = 1.D$ de l'axe du tunnel). L'effet de P_j est peu perceptible à l'avant du front de taille, mais est majeur le long de la jupe ($-1.D < x < 0$), lieu d'application de ces pressions.

La pression exercée le long de la jupe a également un effet très important sur les déplacements verticaux en clé du tunnel. Une pression P_j inférieure à la contrainte verticale initiale conduit à un tassement en clé, d'autant plus important que la pression P_j est faible (Figure 3-19b).

Ces deux cinématiques (tassement accru de la clé du tunnel, et refoulement plus faible en piédroit (voire convergence) se traduisent in fine par une accentuation des tassements de surface. Les Figure 3-19a et b montrent ainsi que la pression d'injection le long de la jupe a une forte influence sur l'amplitude des tassements en surface.

Les pourcentages donnés dans le Tableau 3-3 montrent que passer de $P_j / \sigma_{v0-clé} = 0.6$ à $P_j / \sigma_{v0-clé} = 0.3$ conduit à une augmentation des tassements finaux (loin à l'arrière du front de taille) d'environ 80 %.

$\frac{P_j}{\sigma_{v0-clé}}$	1,3	1,0	0,6 (référence)	0,3
Front	-7 %	-20 %	0 %	+71 %
+1D à l'avant	+8 %	-13 %	0 %	+59 %
-3D à l'arrière	-16 %	-24 %	0 %	+77 %

Tableau 3-3 : Pourcentages d'augmentation/diminution de l'amplitude du tassement transversal maximal en surface par rapport au cas de référence pour différentes valeurs de P_j

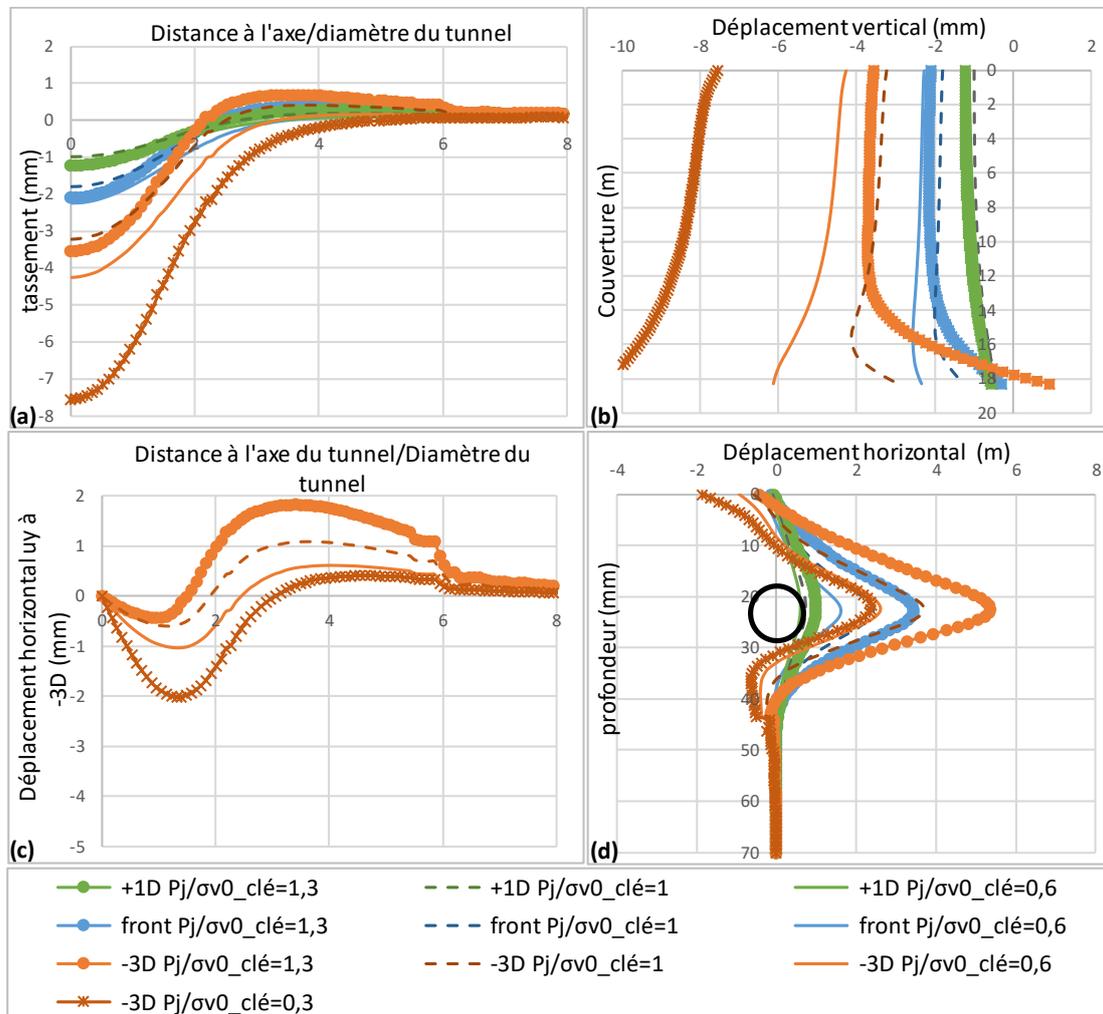


Figure 3-19 : Résultats de l'étude d'influence de la pression d'injection autour de la jupe P_j sur le tassement transversal en (a), le déplacement vertical dans le couverture en (b), le déplacement horizontal dans la direction transversale en surface à -3D à l'arrière du front en (c) et le déplacement horizontal à 1D de l'axe vertical en (d)

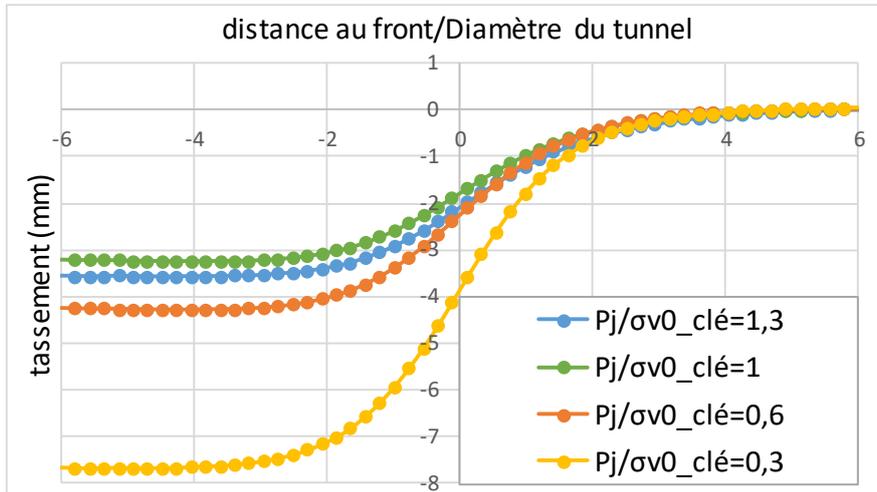


Figure 3-20 : Profil longitudinal de tassements pour différentes valeurs de pression P_j le long du bouclier.

Le cas d'une pression P_j supérieure à la contrainte verticale en clé ($P_j / \sigma_{v0-clé} = 1.3$) est moins direct à interpréter. Une telle pression conduit à un refoulement en clé (Figure 3-19b) et à un refoulement important en piédroit (Figure 3-19d). Ces champs de déplacement en paroi ou à proximité sont cohérents avec les pressions imposées.

Cette cinématique locale autour du tunnel conduit à l'apparition de tassements en surface, dont l'amplitude n'est pas du tout négligeable. Les tassements finaux sont même légèrement plus importants dans le cas $P_j / \sigma_{v0-clé} = 1.3$ que dans le cas $P_j / \sigma_{v0-clé} = 1.0$, toutes hypothèses égales par ailleurs (Figure 3-20).

Les vecteurs déplacements loin à l'arrière du front de taille (Figure 3-21) permettent de comprendre la cinématique en jeu. Le fort refoulement latéral en piédroit et le léger refoulement vertical en clé conduisent à un refoulement généralisé du terrain vers l'extérieur du tunnel et vers le haut. Celui-ci se concrétise en surface par un soulèvement notable visible sur les bords de la cuvette transversale de tassement (0.7 mm). Ce refoulement génère l'apparition d'un mécanisme de « cône » glissant au-dessus de l'axe du tunnel, d'où l'apparition de tassements significatifs en surface dans la partie centrale de la cuvette.

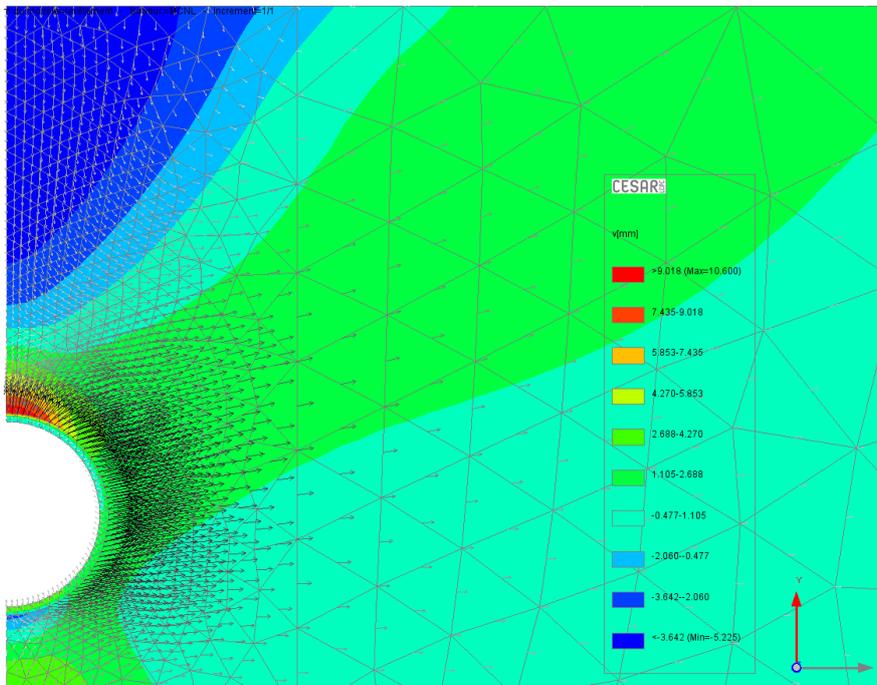


Figure 3-21 : Vecteurs déplacements totaux dans le sol pour $P_j / \sigma_{v0-clé} = 1.3$, loin à l'arrière du front de taille.

3.5.2 Influence sur la distribution des contraintes dans le terrain

Au même titre que pour le pression frontale, nous nous sommes intéressés à l'influence de la pression le long du bouclier sur l'évolution de l'état de contrainte en section courante du tunnel (plan (y,z)). Pour cela, nous avons tracé : (a) la variation de la contrainte verticale σ_{zz} dans l'épaisseur de la couverture, au-dessus de l'axe du tunnel, (b) la variation de la contrainte horizontale σ_{yy} à hauteur d'axe du tunnel en fonction de la distance à la paroi du tunnel. Les résultats sont présentés Figure 3-22, pour une distance $x = -0,5.D$ à l'arrière du front de taille, *i.e.* au milieu du bouclier.

Analysons tout d'abord l'évolution de la contrainte verticale au-dessus de la clé du tunnel (Figure 3-23a). La contrainte verticale initiale évolue linéairement avec la profondeur, compte-tenu du poids volumique constant attribué à l'ensemble des terrains. Les contraintes verticales en clé sont bien égales aux différentes valeurs de P_j imposées, preuve de l'absence d'erreur de calcul.

Notons tout d'abord que les variations de contraintes générées dans la couverture par l'application de P_j sont significatives sur 0.5 voire 1.D au-dessus de la clé. Au-delà, l'effet de P_j est très faible.

De plus, l'évolution de la contrainte verticale dans l'épaisseur de la couverture n'évolue pas linéairement de P_j à 0. Lorsqu'une pression faible est imposée ($P_j / \sigma_{v0-clé} = 0.3$), la contrainte verticale est plus grande à 0,7.D de la paroi qu'en paroi. Cela est cohérent avec la concentration des déformations plastiques à proximité de la paroi qui apparaissent dès le départ avec le modèle HSM contrairement au modèle de MC.

Le cas d'une pression importante, supérieure à la contrainte verticale ($P_j / \sigma_{v0-clé} = 1.3$) se traduit par des contraintes verticales supérieures aux contraintes initiales jusqu'à 0,3.D au-dessus de la clé, puis des contraintes légèrement inférieures au poids des terres. Cet « allègement » est lié au refoulement radial généré par les fortes pressions radiales, qui génère notamment l'apparition d'un refoulement vers le haut de chaque côté de la couverture ($|y| > 0,5.D$), et donc probablement une reprise du poids des terres dans l'axe par cisaillement (effet de voûte transverse).

Les évolutions des contraintes horizontales dans le terrain derrière le piédroit du tunnel sont présentées Figure 3-22b. Lorsque la pression radiale est très importante ($P_j / \sigma_{v0-clé} = 1.3$, *i.e.* $P_{j-axe} / \sigma_{h0-piédroit} = 2.5$), une augmentation monotone des contraintes dans le terrain par rapport à l'état initial est visible jusqu'à au moins 3.D du piédroit. Lorsqu'une pression plus faible est imposée ($P_j / \sigma_{v0-clé} = 0.3$, *i.e.* $P_{j-axe} / \sigma_{h0-piédroit} = 0.9$), une augmentation des contraintes horizontales radiales à hauteur d'axe du tunnel est quand même visible à partir d'une distance de 0.1D de la paroi. Cette dernière résulte de l'application de la pression frontale, présentée en Figure 3-18.

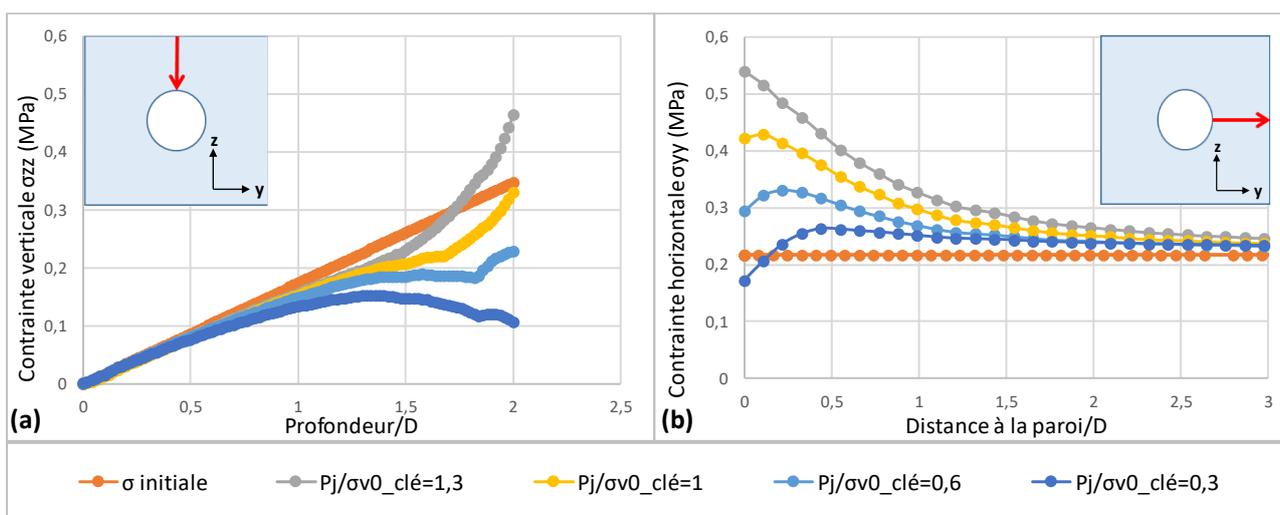


Figure 3-22 : Evolution des contraintes verticales au-dessus de la clé du tunnel, et horizontales à hauteur d'axe du tunnel, à une distance longitudinale $x = -0.5D$ du front de taille, pour différentes valeurs de pression P_j .

3.5.3 Cas d'une pression radiale uniforme ($\Delta_{jupe} = 0$)

Nous nous intéressons dans ce paragraphe à l'influence du gradient avec la profondeur de la pression de jupe. En effet, nous avons fait le choix de considérer une pression de jupe linéairement croissante avec la profondeur dans le cas « de référence », avec un gradient $\Delta_{jupe} = 16 \text{ kN/m}^3$ (hypothèse justifiée au 3). Cependant, une incertitude persiste sur la valeur de ce gradient, en particulier si le vide généré par la surcoupe et la conicité du bouclier est faible.

Afin de quantifier l'influence de cette hypothèse sur les déplacements induits dans le terrain, le cas d'un gradient nul (*i.e.* pression radiale uniforme égale à P_j) est également étudié. Les autres hypothèses sont maintenues constantes par rapport au cas « de référence », en particulier : $P_j / \sigma_{v0-clé} = 0.6$.

Ces deux cas de calcul montrent que l'application d'une pression constante sur tout le pourtour de l'excavation entraîne une augmentation d'environ 20% du tassement maximal en surface (Figure 3-22a). La forme de la cuvette transversale de tassement est par contre peu influencée par la modification de Δ_{jupe} .

Essayons d'expliquer cette augmentation des tassements de surface en analysant les déplacements radiaux autour de l'excavation. Lorsque $\Delta_{jupe} = 0$, la pression exercée en piédroit et radier du tunnel est significativement plus faible que lorsqu'on considère que $\Delta_{jupe} = 16 \text{ kN/m}^3$: $1,0 \cdot \sigma_{h0-piédroit}$ au lieu $1,3 \cdot \sigma_{h0-piédroit}$ en piédroit, et $0,4 \cdot \sigma_{v0-radier}$ au lieu $0,7 \cdot \sigma_{v0-radier}$ en radier. Ces pressions radiales plus faibles conduisent notamment à un refoulement horizontal plus faible en piédroit ($< 1 \text{ mm}$ contre 2.5 mm dans le cas de référence), ce qui a tendance à accentuer légèrement les tassements en surface.

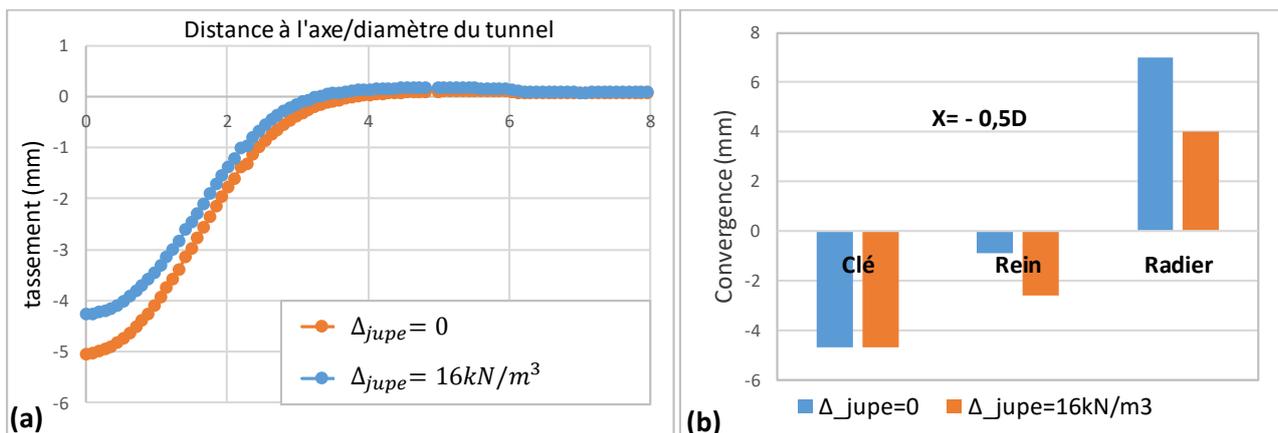


Figure 3-23 : Influence du gradient Δ_{jupe} de la pression autour de la jupe P_j sur le tassement transversal en surface en (a) et sur la convergence en paroi du tunnel en (b)

3.6 Etude de l'influence de la pression de bourrage P_b^*

Dans le cas « de référence », la phase de bourrage n'est pas modélisée : le revêtement est activé directement à la sortie de la jupe du tunnelier.

Trois cas modélisant la phase de bourrage sont étudiés. Dans ceux-ci, pour mémoire, le champ de pression suivant est considéré : $P_b^*(z) = P_b + \gamma_{mortier} \cdot z$ avec P_b la valeur de la pression en clé du tunnel et $\gamma_{mortier} = 16 \text{ kN/m}^3$. Cette pression de bourrage est appliquée directement derrière la jupe sur une longueur d'un anneau de voussoir, c'est-à-dire sur 1.8 m. Trois valeurs de P_b sont considérées : 217, 348 et 464 kPa, *i.e.* $P_b / \sigma_{v0-clé} = [0.6 ; 1.0 ; 1.3]$. La pression le long de la jupe est maintenue égale à sa valeur de référence : $P_j / \sigma_{v0-clé} = 0.6$. Le cas $P_b / \sigma_{v0-clé} = 0.6$ correspond par conséquent à $P_b = P_j$.

La pression de bourrage est appliquée 1.D à l'arrière du front de taille. Par conséquent, l'effet de cette pression sur les déplacements générés à l'avant du front ($X > 0$) ou au passage du front de taille est faible. Les faibles écarts entre les différentes courbes vertes ($X = 1.D$) et bleues ($X = 0$) sur la Figure 3-24 en attestent.

Son effet est par contre plus important sur les champs de déplacements « finaux » (à plus de 1.D à l'arrière du front de taille). L'amplitude du tassement maximal en surface est par exemple réduit de 15% lorsque $P_b / \sigma_{v0-clé}$ passe de 0.6 à 1.0.

L'effet de P_b vis-à-vis de la limitation des tassements en surface est plus faible que l'effet de P_j . En effet, la modification de $P_j / \sigma_{v0-clé}$ de 0.6 à 1.0 avait permis de réduire le tassement maximal de 24 %, et non 10 %. Ce constat est cohérent avec la plus faible longueur d'application de la pression de bourrage que la pression de jupe (0,2.D au lieu de 1,0.D).

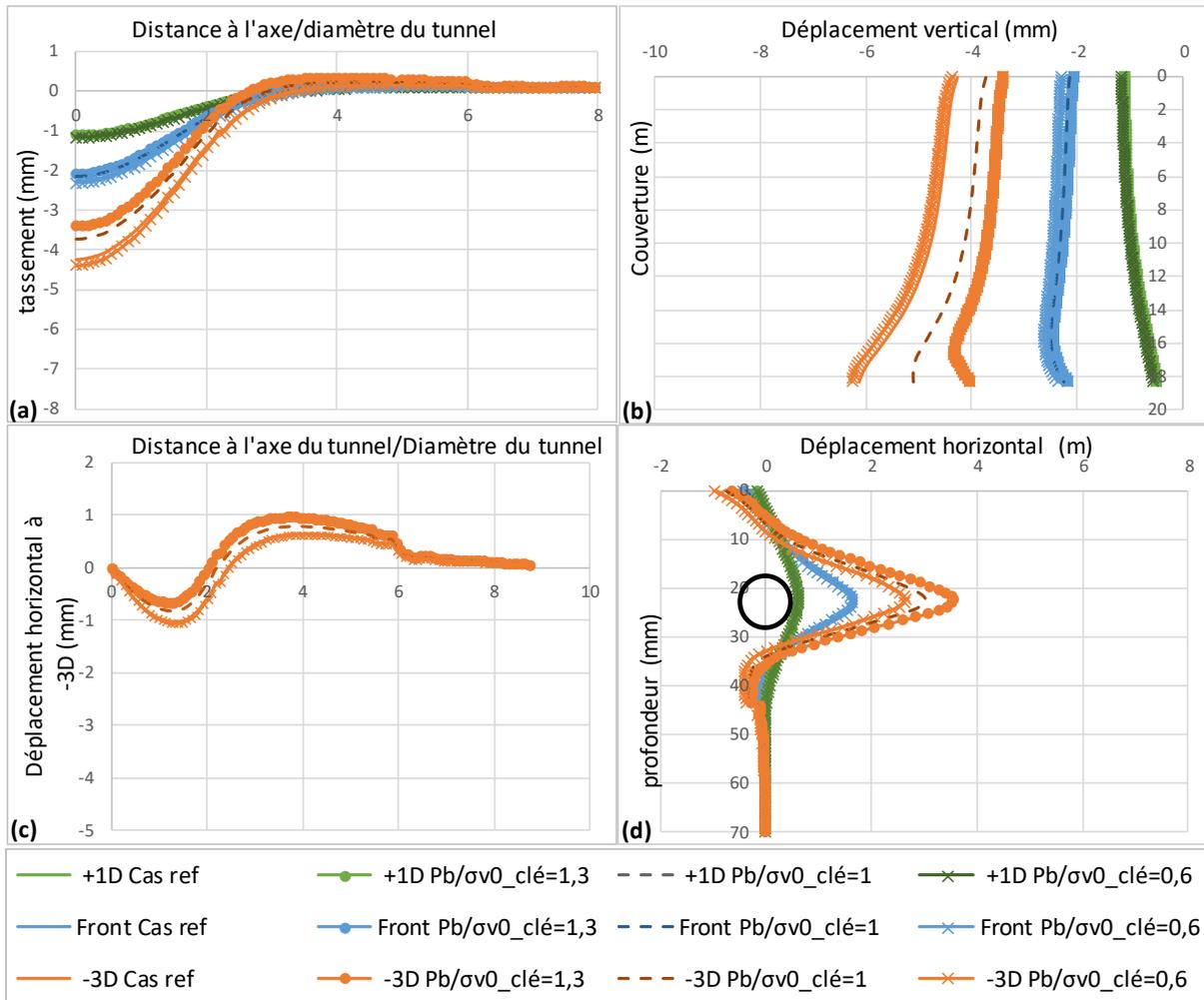


Figure 3-24 : Résultats de l'étude d'influence de la pression de bourrage P_b sur le tassement transversal en (a), le déplacement vertical dans la couverture en b), le déplacement horizontal dans la direction transversale en surface à -3D à l'arrière du front en c) et déplacement horizontal à 1D de l'axe vertical en d)

3.7 Etude de l'influence des « paramètres pseudo-élastiques » du terrain

Les prochaines parties (3.7 à 3.9) sont à présent consacrées à l'étude de l'influence des caractéristiques mécaniques des terrains sur les principaux champs de déplacement caractéristiques de la cinématique en jeu : cuvettes transversales et longitudinales de tassements, tassements dans l'épaisseur de la couverture et déplacements horizontaux le long d'une verticale située à $y = 1.D$ de l'axe du tunnel.

L'ensemble des calculs présentés dans ces parties est réalisé avec les valeurs « de référence » des paramètres de pilotage du tunnelier (Cf. Tableau 3-1).

3.7.1 Influence du module de premier chargement E_{50}^{ref}

Pour comprendre l'effet d'une modification du module E_{50}^{ref} (noté E50 sur les graphes) sur la réponse du massif de sol, nous avons divisé ce module par 2 puis nous l'avons multiplié par 2 comme affiché dans le Tableau 3-4.

Trois cas d'étude sont donc confrontés. Les résultats de cette étude sont présentés en Figure 3-25.

γ (kN/m ³)	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	c (MPa)	ϕ (°)	Ψ (°)	ν	K_0	P_{ref} (MPa)	R_f
19	50	300	0.005	35	0	0.3	0.5	0.290	1
19	100 (REF)	300	0.005	35	0	0.3	0.5	0.290	1
19	200	300	0.005	35	0	0.3	0.5	0.290	1

Tableau 3-4 : Paramètres considérés dans l'étude d'influence du module de chargement E_{50}^{ref}

Rappelons que dans le cas du modèle HSM, le module de référence E_{50}^{ref} est relié au module de déformation à 50% du déviateur ultime E_{50} par la relation :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \frac{(\sigma'_3 + c'.cot\phi')}{(p'_{ref} + c'.cot\phi')}$$

La valeur initiale du rapport $\frac{dq}{d\varepsilon_1}$, appelé module initial tangent E_i , est reliée au module E_{50} par l'expression :

$$E_i = \frac{2E_{50}}{(2 - R_f)}$$

Dans cette expression, le paramètre R_f représente le ratio entre la valeur asymptotique du déviateur (q_a) (loi hyperbolique de type Duncan) et celle à la rupture (q_f) définie par le critère de Mohr Coulomb :

$$q_f = \frac{6}{3 - \sin\phi'} (c'.\cos\phi' + p'.\sin\phi')$$

Les résultats présentés à la Figure 3-25a et b montrent que la modification du module de référence E_{50}^{ref} a peu d'influence sur la forme des cuvettes transversales et longitudinales de tassements en surface.

La valeur de ce paramètre a par contre une influence significative sur l'amplitude des tassements. Lorsque le module E_{50} est divisé par 2 (respectivement multiplié par 2), les tassements en surface augmentent (respectivement diminuent) de 20 %.

L'influence du module E_{50} est également très importante dans la direction horizontale à proximité des piédroits du tunnel. Le refoulement horizontal maximal en piédroit augmente (respectivement diminue) de 15 % lorsque ce module est divisé (respectivement multiplié) par deux (Figure 3-25c).

L'influence du module E_{50} est également visible dans la direction longitudinale au front de taille, mais de manière un peu moins importante. Le refoulement maximal frontal varie seulement de 8 % lorsque le module des terrains est multiplié ou divisé par 2 (Figure 3-25d). Une synthèse de ces écarts sera présentée en §3.10.

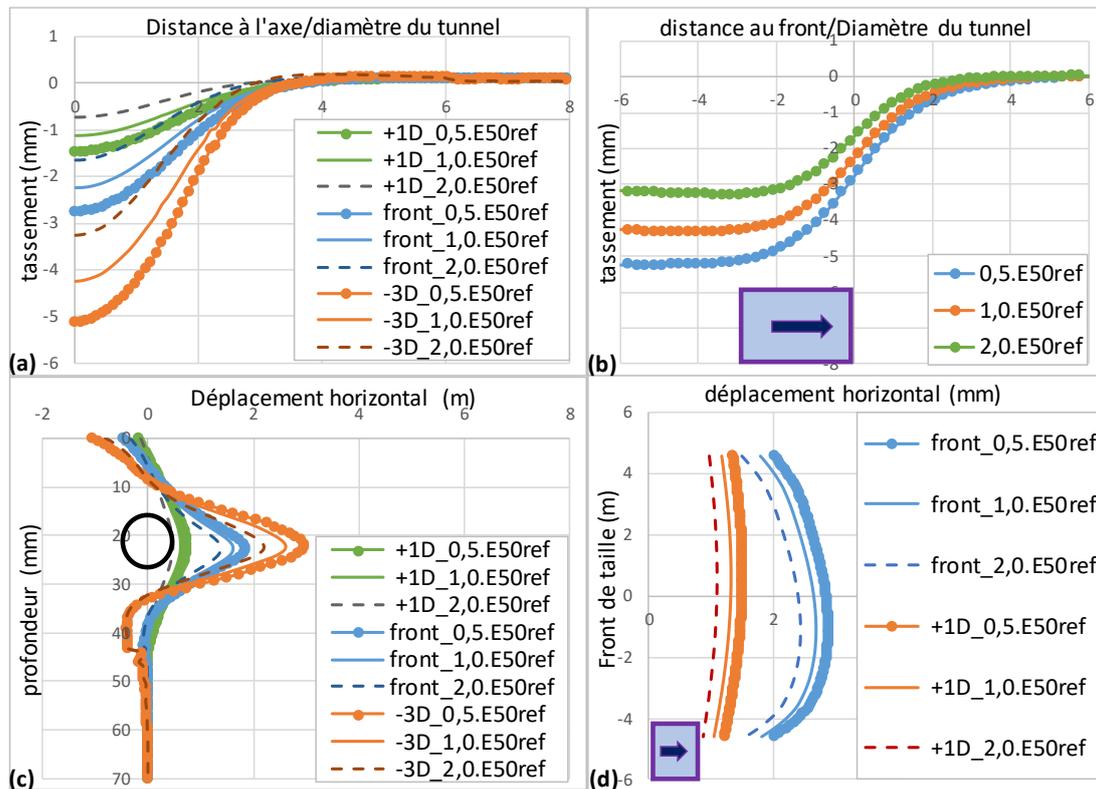


Figure 3-25 : Résultats de l'étude d'influence du module E_{50}^{ref} avec le modèle 3D. a) tassements transversaux, b) tassements longitudinaux, c) déplacements horizontaux sur une ligne de coupe à 1D de l'axe du tunnel et d) déplacements horizontaux aux voisinages du front de taille

3.7.2 Influence du module de déchargement/rechargement E_{ur}^{ref}

La même démarche que pour le module de chargement de référence E_{50}^{ref} est suivie pour évaluer l'influence du module de déchargement/rechargement de référence E_{ur}^{ref} sur les déplacements dans le sol.

Pour rappel, ce module de référence est relié au module de déchargement / rechargement E_{ur} par la relation :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \frac{(\sigma'_3 + c' \cdot \cot\phi')}{(p'_{ref} + c' \cdot \cot\phi')}$$

Ce module de déformation E_{ur} est censé être activé en un point du matériau lorsque le déviateur des contraintes diminue en ce point lors d'un incrément de chargement.

Dans le cas de notre étude paramétrique, nous avons divisé le module E_{ur}^{ref} par 2 puis nous l'avons multiplié par 2 comme affiché dans le Tableau 3-5.

Le module de premier chargement E_{50} étant maintenu constant, l'étude réalisée conduit à faire varier le rapport E_{ur} / E_{50} entre 1.5 et 6 (pour une valeur de référence égale à 3).

γ (kN/m ³)	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	c (MPa)	ϕ (°)	Ψ (°)	ν	K_0	P_{ref} (MPa)	R_f
19	100	150	0.005	35	0	0.3	0.5	0.290	1
19	100	300 (REF)	0.005	35	0	0.3	0.5	0.290	1
19	100	600	0.005	35	0	0.3	0.5	0.290	1

Tableau 3-5 : Paramètres considérés dans l'étude d'influence du module de déchargement / rechargement E_{ur}^{ref} .

Les résultats de cette étude sont présentés en Figure 3-26.

Notons tout d'abord que la modification de E_{ur} a une influence au moins aussi importante sur les déplacements générés que le module E_{50} présenté au paragraphe précédent. Plus précisément, la division par deux du module E_{ur} conduit à une augmentation des tassements maximaux en surface d'environ 30 % (Figure 3-26a), soit davantage que lors de la division par 2 de E_{50} , bien que E_{ur}^{ref} soit trois fois plus grand que E_{50}^{ref} .

Il est également intéressant de constater que la modification du rapport E_{ur} / E_{50} conduit à une modification de la forme de la cuvette de tassement : celle-ci est plus creuse (i_y et i_x plus petits) lorsque ce rapport diminue.

Cela découle d'un effet important de E_{ur} sur les déplacements à proximité de l'excavation : le refoulement frontal dans l'axe augmente de 75 % (Figure 3-26d) et le refoulement horizontal en piédroit augmente de 45 % lorsque E_{ur} / E_{50} passe de 3.0 à 1.5. Ces écarts sont beaucoup plus importants que lors de la modification de E_{50} d'un facteur 2.

L'influence significative du module E_{ur} sur les déplacements du sol autour de l'ouvrage semble témoigner qu'un certain nombre de zones sont en déchargement / rechargement dans le massif au cours du processus de creusement. L'évolution du déviateur des contraintes calculée dans l'axe du tunnel à l'avant du front de taille (Figure 3-18) et discuté au paragraphe 3.3.4 atteste de la présence de zones en déchargement / rechargement au moins à l'avant du front. Une étude des variations du déviateur des contraintes dans d'autres directions autour du tunnel (directions verticale et horizontale radiale au minimum) reste à mener pour parfaire la définition de ces zones.

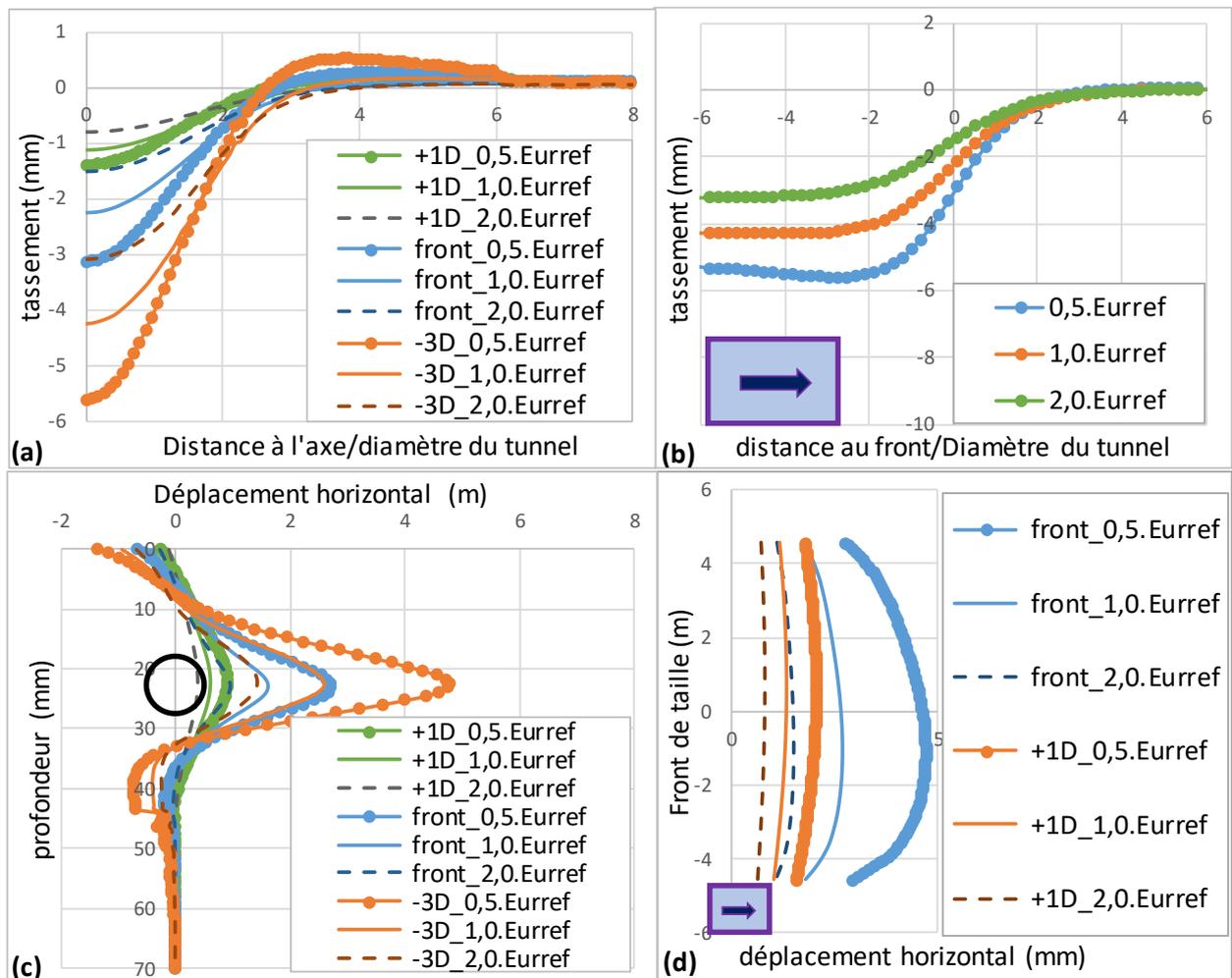


Figure 3-26 : Résultats de l'étude d'influence du module E_{ur}^{ref} avec le modèle 3D. a) tassements transversaux, b) tassements longitudinaux, c) déplacements horizontaux sur une ligne de coupe à 1D de l'axe du tunnel et d) déplacements horizontaux aux voisinages du front de taille.

3.7.3 Influence du coefficient de Poisson ν

Dans ce paragraphe, nous nous intéressons à l'influence du coefficient de Poisson ν sur les déplacements dans le sol. Nous avons choisi, en plus de la valeur de référence 0.3, les valeurs 0.2 et 0.4 (Tableau 3-6).

γ (kN/m ³)	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	c (MPa)	ϕ (°)	Ψ (°)	ν	K_0	P_{ref} (MPa)	R_f
19	100	300	0.005	35	0	0.2	0.5	0.290	1
19	100	300	0.005	35	0	0.3 (REF)	0.5	0.290	1
19	100	300	0.005	35	0	0.4	0.5	0.290	1

Tableau 3-6 : Paramètres considérés dans l'étude d'influence du coefficient de Poisson ν .

L'augmentation du coefficient de Poisson par rapport au cas de référence (passant de 0.3 à 0.4) conduit à une diminution du refoulement frontal (Figure 3-27d), une diminution du refoulement latéral (Figure 3-27c) et une diminution des tassements en surface (Figure 3-27a et b). Plus le coefficient de Poisson est grand, moins le sol est contractant, donc moins il a tendance à perdre du volume sous un cisaillement donné, ce qui explique cette tendance.

On constate que l'effet du coefficient de Poisson reste limité : pour une gamme extrême de variation de ce paramètre de 0.3 +/- 0.1, l'ensemble des champs de déplacements exprimés varie de +/- 10 %.

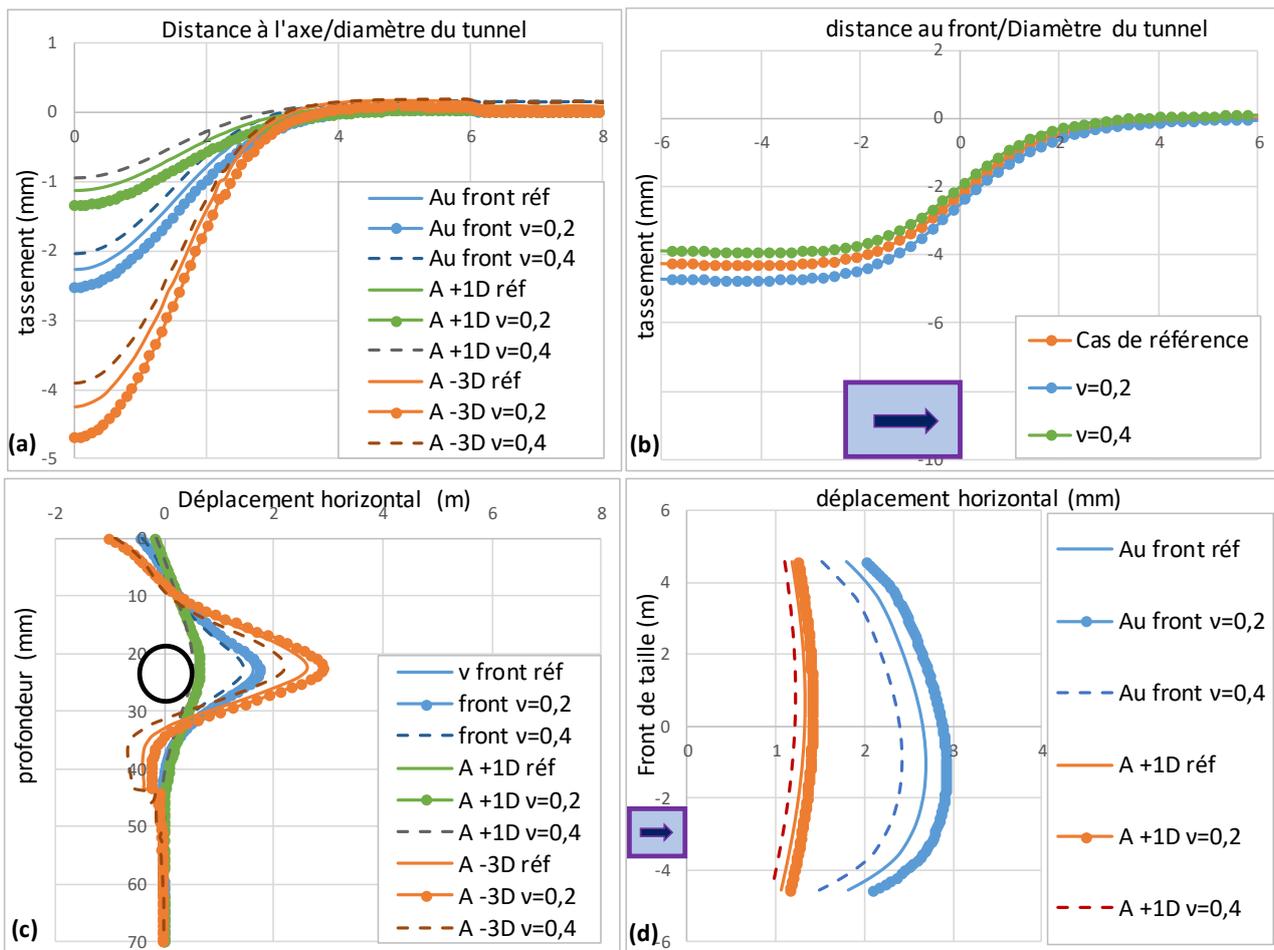


Figure 3-27 : Résultats de l'étude d'influence du coefficient de Poisson ν avec le modèle 3D. a) tassements transversaux, b) tassements longitudinaux, c) déplacements horizontaux sur une ligne de coupe à 1D de l'axe du tunnel et d) déplacements horizontaux aux voisinages du front de taille

3.8 Etude de l'influence des « paramètres plastiques » du terrain

3.8.1 Influence de la cohésion effective c'

Comme pour les autres paramètres, deux valeurs ($c' = 0$ et $c' = 40$ kPa) en plus de la valeur de référence ($c' = 5$ kPa) ont été considérées (Tableau 3-7). Les résultats sont affichés en Figure 3-28.

γ (kN/m ³)	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	c' (MPa)	ϕ (°)	Ψ (°)	ν	K_0	P_{ref} (MPa)	R_f
19	100	300	0	35	0	0.3	0.5	0.290	1
19	100	300	0.005 (REF)	35	0	0.3	0.5	0.290	1
19	100	300	0.04	35	0	0.3	0.5	0.290	1

Tableau 3-7 : Paramètres considérés dans l'étude d'influence de la cohésion c

Dans la gamme de variation considérée, on constate que la modification de la cohésion du terrain n'a pas beaucoup d'impact sur les amplitudes de déplacement dans le sol. Les déplacements induits sont quasiment identiques pour une cohésion nulle que pour une cohésion de 5 kPa. Augmenter significativement la cohésion (40 kPa) conduit à une légère diminution des déplacements, de l'ordre de 10 %.

L'effet de la cohésion dans le calcul se traduit dans le modèle HSM par :

- (i) L'atteinte ou non du critère de rupture ;
- (ii) Une modification des modules de déformation E_{50} et E_{ur} . En effet, on a :

$$\frac{E_{50}}{E_{50}^{ref}} = \frac{E_{ur}}{E_{ur}^{ref}} = \left(\frac{\sigma_3 + c' \cdot \cot(\phi')}{P_{ref} + c' \cdot \cot(\phi')} \right)^m$$
 , d'où, lorsque la cohésion c' varie de 5 à 40kPa,

$$\begin{cases} 71.55 < E_{50} < 76.31 MPa \\ 214.66 < E_{ur} < 228.92 MPa \end{cases} \text{ pour } \sigma_3 = 0,5 \cdot P_{ref}, \text{ et } \begin{cases} 86.95 < E_{50} < 88.95 MPa \\ 260.85 < E_{ur} < 266.84 MPa \end{cases} \text{ pour } \sigma_3 = 0,75 \cdot P_{ref}.$$

Les variations de modules atteignent par conséquent 6 à 7%, voire davantage pour les faibles valeurs de σ_3 , ce qui explique par conséquent en grande partie les différences de déplacements observées.

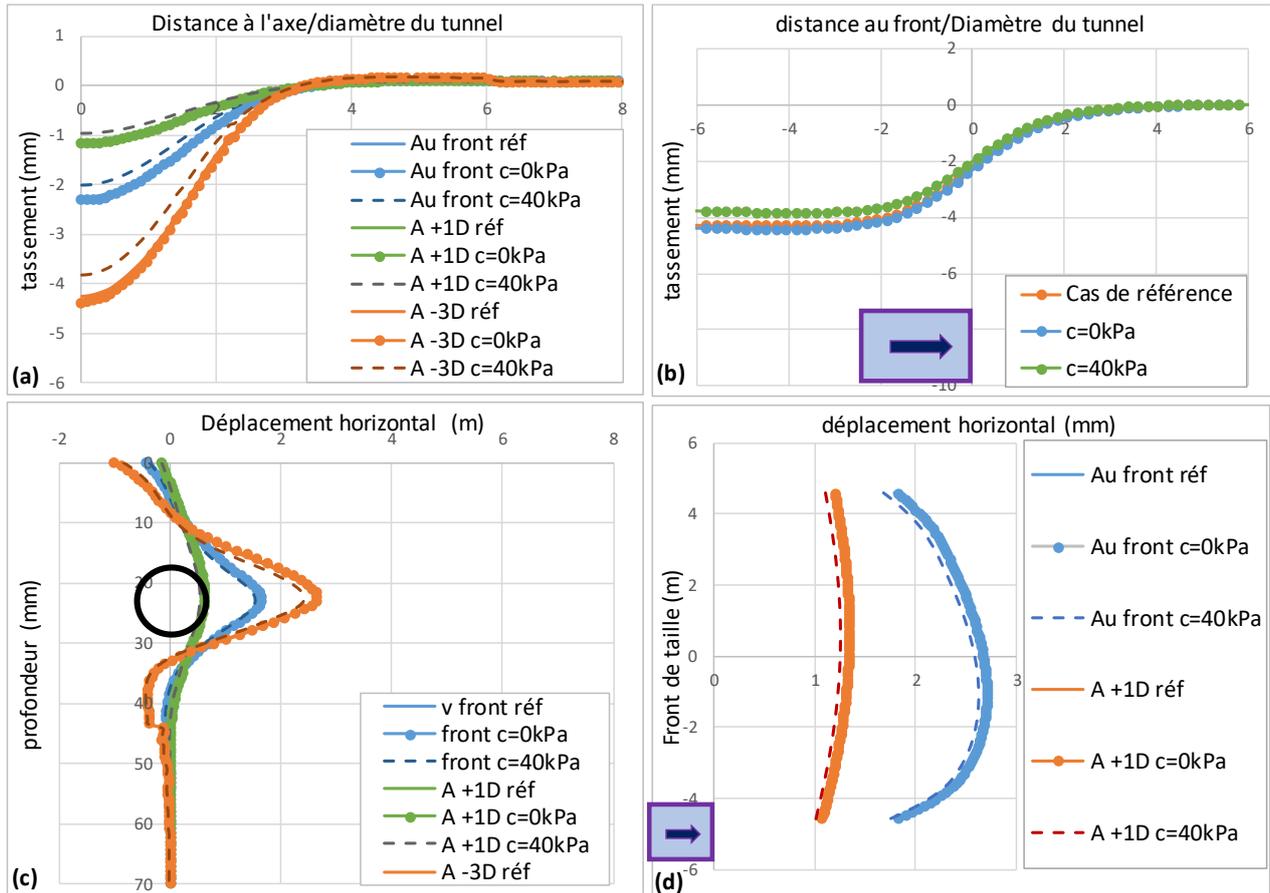


Figure 3-28 : Résultats de l'étude d'influence de la cohésion c avec le modèle 3D. a) tassements transversaux, b) tassements longitudinaux, c) déplacements horizontaux sur une ligne de coupe à 1D de l'axe du tunnel et d) déplacements horizontaux aux voisinages du front de taille

3.8.2 Influence de l'angle de frottement ϕ

Une étude similaire est réalisée quant à l'influence de l'angle de frottement interne du terrain. Trois valeurs sont considérées : 30° , 35° (valeur de référence) et 40° (Tableau 3-8). Les résultats sont affichés en Figure 3-29.

γ (kN/m ³)	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	c (MPa)	ϕ (°)	Ψ (°)	ν	K_0	P_{ref} (MPa)	R_f
19	100	150	0.005	30	0	0.3	0.5	0.290	1
19	100	300	0.005	35 (REF)	0	0.3	0.5	0.290	1
19	100	600	0.005	40	0	0.3	0.5	0.290	1

Tableau 3-8 : Paramètres considérés dans l'étude d'influence de l'angle de frottement ϕ

On constate que la modification de l'angle de frottement n'a pas beaucoup d'impact sur les déplacements dans le sol. Augmenter l'angle de frottement de 14% entraîne une diminution du tassement maximal de 12%, et réciproquement une baisse de 14% de l'angle de frottement conduit à une augmentation de 15% du tassement maximal.

L'effet de l'angle de frottement dans le calcul se traduit par :

- (i) L'atteinte ou non du critère de rupture ;

(ii) Une modification des modules de déformation E_{50} et E_{ur} . En effet, on a :

$$\frac{E_{50}}{E_{50}^{ref}} = \frac{E_{ur}}{E_{ur}^{ref}} = \left(\frac{\sigma_3 + c' \cdot \cot(\varphi')}{P_{ref} + c' \cdot \cot(\varphi')} \right)^m, \quad \text{d'où, lorsque } \varphi' \text{ varie de } 30 \text{ à } 40^\circ,$$

$$\begin{cases} 71.42 < E_{50} < 71.73 \text{ MPa} \\ 214.26 < E_{ur} < 215.18 \text{ MPa} \end{cases} \text{ pour } \sigma_3 = 0,5 \cdot P_{ref},$$

$$\text{et } \begin{cases} 86.89 < E_{50} < 87.02 \text{ MPa} \\ 260.68 < E_{ur} < 261.06 \text{ MPa} \end{cases} \text{ pour } \sigma_3 = 0,75 \cdot P_{ref}.$$

L'impact de l'angle de frottement sur les modules est très faible. Les différences observées semblent par conséquent liées à l'atteinte ou non du critère de rupture.

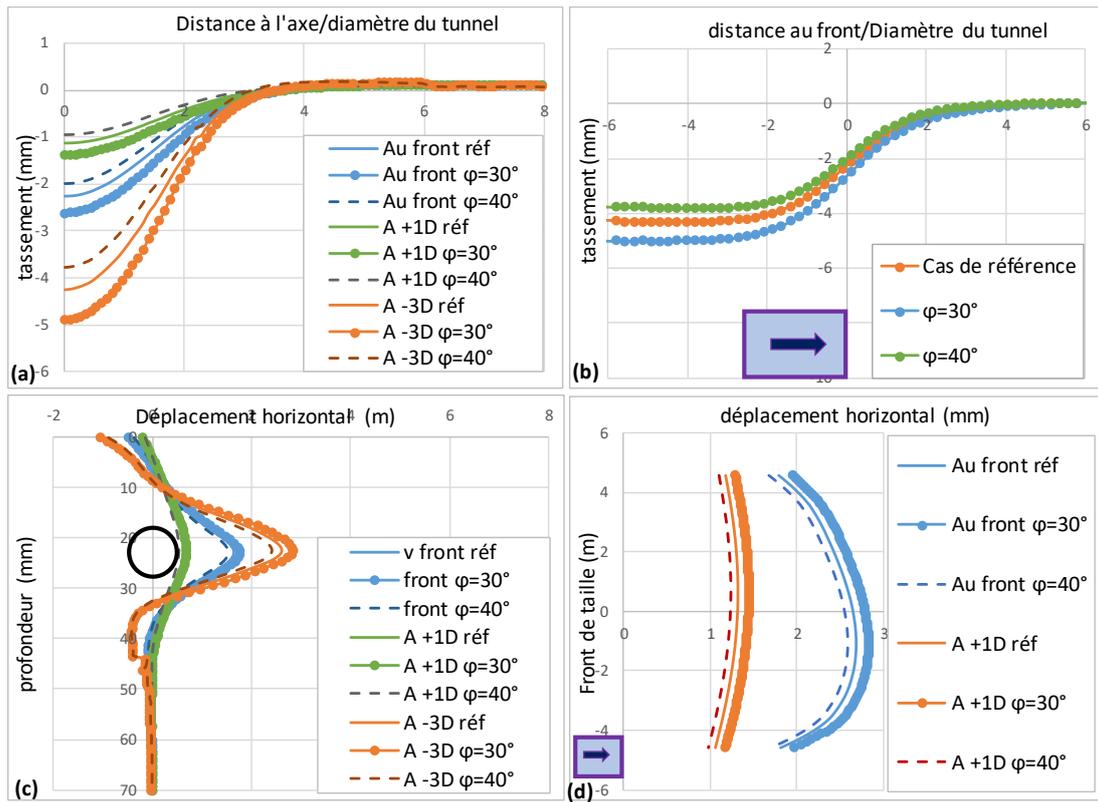


Figure 3-29 : Résultats de l'étude d'influence de l'angle de frottement ϕ avec le modèle 3D. a) tassements transversaux, b) tassements longitudinaux, c) déplacements horizontaux sur une ligne de coupe à 1D de l'axe du tunnel et d) déplacements horizontaux aux voisinages du front de taille

3.8.3 Influence de l'angle de dilataance ψ

Trois cas sont considérés : le cas d'un angle de dilataance nul (cas de référence), le cas d'un sol dilatant d'angle 10° , et le cas d'un sol contractant d'angle -10° .

γ (kN/m ³)	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	c (MPa)	ϕ (°)	Ψ (°)	ν	K_0	P_{ref} (MPa)	R_f
19	100	150	0.005	35	-10	0.3	0.5	0.290	1
19	100	300	0.005	35	0 (REF)	0.3	0.5	0.290	1
19	100	600	0.005	35	10	0.3	0.5	0.290	1

Tableau 3-9 : Paramètres considérés dans l'étude d'influence de l'angle de dilataance ψ

On observe à partir de la Figure 3-30 que l'angle de dilataance n'a pas d'influence sur les champs de déplacements calculés dans le cas présent. Ce constat confirme la non-atteinte du critère de plasticité dans le terrain, d'où une influence de la cohésion et de l'angle de frottement interne uniquement liée à la modification des modules E_{50} et E_{ur} .

Cette conclusion est bien sûr liée au choix des paramètres de pilotage du tunnelier effectué. Considérer des pressions autour du tunnelier plus faibles aurait généré davantage de zones atteignant le critère de rupture de Mohr-Coulomb, et aurait conduit à une influence accrue de l'angle de dilataance.

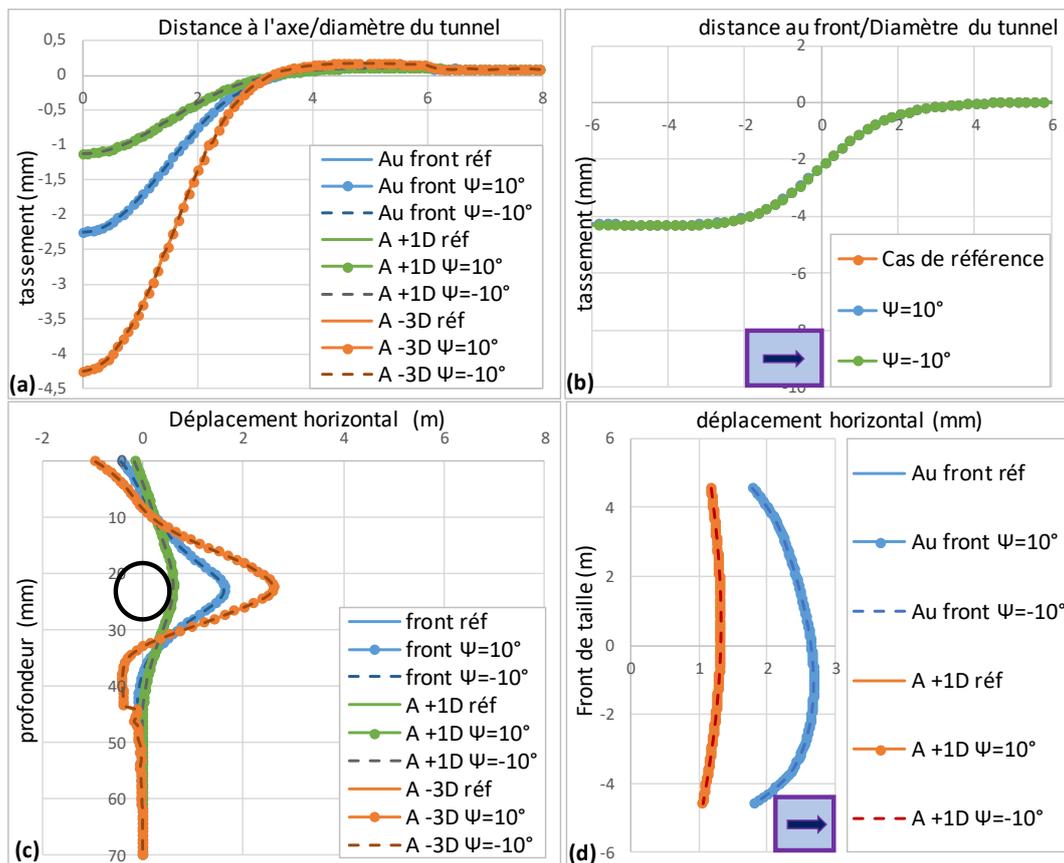


Figure 3-30 : Résultats de l'étude d'influence de l'angle de dilataance ψ avec le modèle 3D. a) tassements transversaux, b) tassements longitudinaux, c) déplacements horizontaux sur une ligne de coupe à 1D de l'axe du tunnel et d) déplacements horizontaux aux voisinages du front de taille

3.9 Etude de l'influence de l'état initial de contraintes dans le terrain

L'influence du coefficient des pressions des terres au repos K_0 est étudiée dans ce paragraphe. Trois valeurs sont considérées : 0.5 (hypothèse de référence, courante dans des sols normalement consolidés), 1.0 (état isotrope de contrainte, possible dans des sols surconsolidés) et 1.5 (peu probable, sauf en cas de sols très fortement surconsolidés).

γ (kN/m ³)	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	c (MPa)	ϕ (°)	Ψ (°)	ν	K_0	P_{ref} (MPa)	R_f
19	100	300	0.005	35	0	0.3	0.5 (REF)	0.290	1
19	100	150	0.005	35	0	0.3	1	0.290	1
19	100	600	0.005	35	0	0.3	1.5	0.290	1

Tableau 3-10 : Paramètres considérés dans l'étude d'influence du coefficient des pressions des terres au repos K_0

La Figure 3-31 montre que le coefficient K_0 influe considérablement sur l'amplitude des mouvements en paroi et en surface.

Pour les hypothèses de pressions de pilotage du tunnelier considérées, le cas d'un état initial de contrainte isotrope ($K_0 = 1.0$) conduit à des déplacements très faibles en paroi du tunnel, donc également en surface.

Le cas de contraintes horizontales supérieures aux contraintes verticales ($K_0 = 1.5$) conduit à une convergence en piédroit (au lieu d'un refoulement), et à un soulèvement en surface. Ce cas de figure est peu probable en terrains meubles.

Par contre, ces calculs montrent qu'une surestimation du K_0 (0.8 au lieu de 0.5 par exemple) peut conduire à sous-estimer les tassements générés en surface quasiment d'un facteur 2.

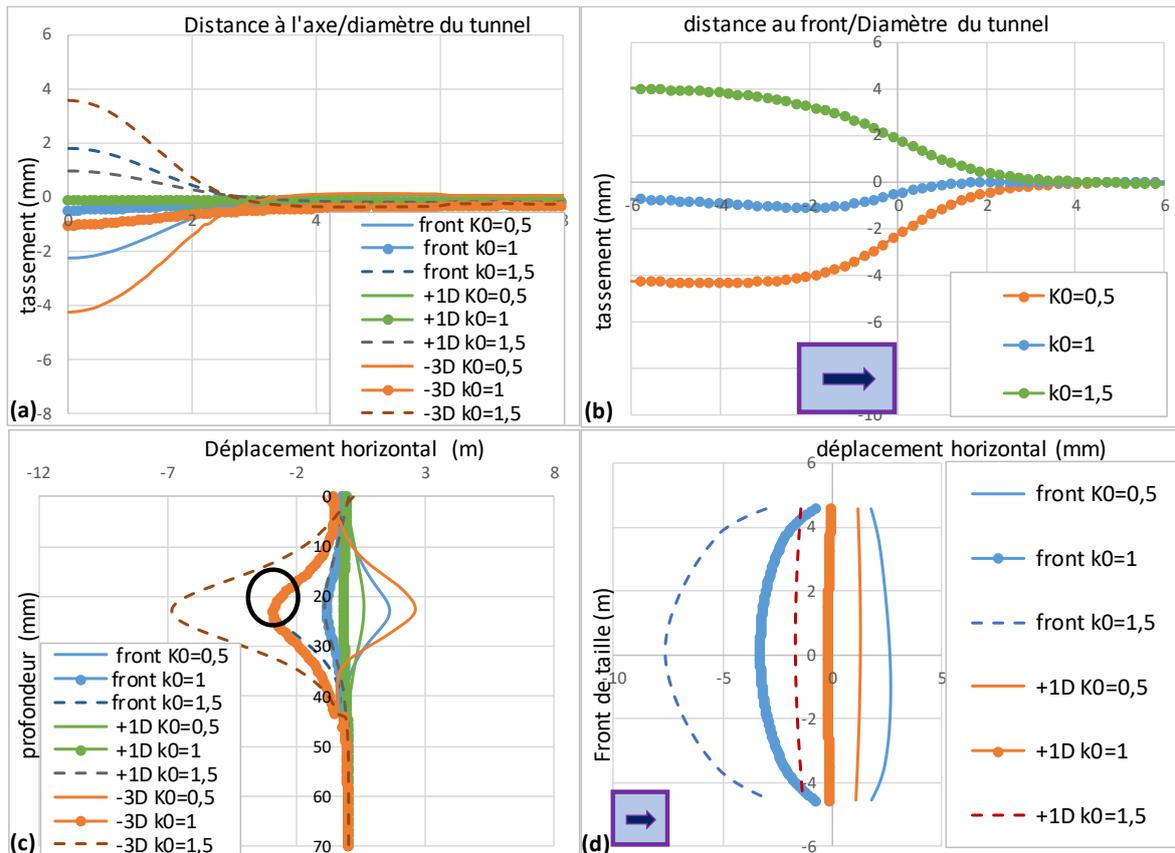


Figure 3-31 : Résultats de l'étude d'influence du coefficient des pressions des terres au repos K_0 avec le modèle 3D. a) tassements transversaux, b) tassements longitudinaux, c) déplacements horizontaux sur une ligne de coupe à 1D de l'axe du tunnel et d) déplacements horizontaux aux voisinages du front de taille

3.10 Conclusion

Le troisième chapitre de cette thèse a été consacré à l'élaboration du modèle tridimensionnel sur la base des conclusions de l'étude bibliographique présentée au chapitre 2 de ce mémoire. L'ensemble des paramètres du cas de référence a été présenté en Tableau 3-1.

Les résultats du modèle numérique (cuvettes transversales et longitudinales de tassements en surface, mais aussi déplacements horizontaux et verticaux dans l'épaisseur de la couverture) réalisé avec ces hypothèses sont en bon accord avec les données présentes dans la littérature. Plus globalement, aucun résultat obtenu n'a mis en défaut la pertinence du procédé de modélisation retenu vis-à-vis de l'estimation des déplacements induits par le creusement.

L'intérêt d'une loi de comportement avancée (en l'occurrence le Hardening Soil Model) par rapport à un modèle élastique parfaitement plastique avec un critère de Mohr-Coulomb (MC) a également été démontré. Avec le modèle MC, un refoulement est généré de part et d'autre du volume de terrain tassant, se traduisant, in fine par des cuvettes transversales et longitudinales de tassements en surface irréalistes.

Une réflexion sur la sensibilité de ce modèle à la fois aux paramètres de pilotage du tunnelier (P_f , P_j , P_b ...) et aux paramètres de la loi de comportement du terrain (E_{50} , E_{ur} ...) a été ensuite présentée. Les résultats obtenus sont synthétisés dans le Tableau 3-11

Ces résultats sont présentés sous formes d'indicateurs jugés représentatifs de la cinématique en jeu (Figure 3-32), à savoir :

- S_{max} : le tassement maximal en surface, à $x = -3.D$ du front de taille,
- I_y : la distance au point d'inflexion de la cuvette transversale du tassement en surface, à $x = -3.D$ du front de taille, adimensionnalisée par le diamètre D du tunnel,
- $u_{z_clé}$: le déplacement vertical en clé, à $x = -3D$ du front de taille,
- $u_{y_piédroit}$: le déplacement horizontal à $0,5.D$ du piédroit pour $x = -3D$,
- u_{x_fr} : le déplacement horizontal au front.

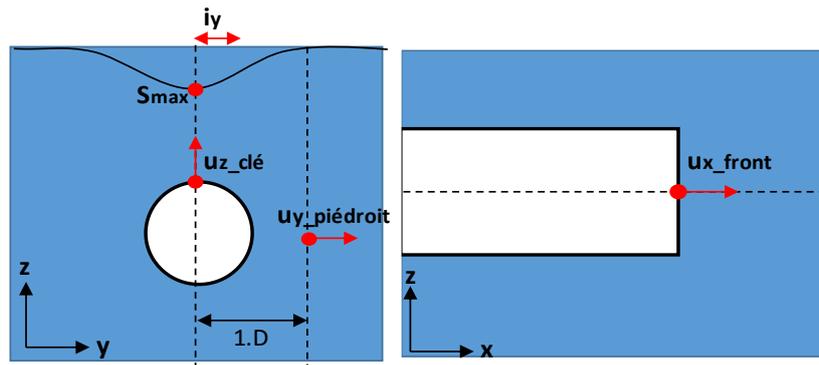


Figure 3-32: Indicateurs représentatifs de l'étude paramétrique du modèle tridimensionnel

		S_{max} (mm)	$\frac{S_{max}}{S_{max_ref}} - 1$	I_y	$\frac{I_y}{I_{y_ref}} - 1$	$u_{z_clé}$ (mm)	$\frac{u_{z_clé}}{u_{z_clé_ref}} - 1$	$u_{y_pié}$ (mm)	$\frac{u_{y_pié}}{u_{y_pié_ref}} - 1$	u_{x_front} (mm)	$\frac{u_{x_fr}}{u_{x_fr_ref}} - 1$
$\frac{P_f}{\sigma_{h0-axe}}$	0,7	-4,2	0%	1,4	0%	-6,3	3%	2,6	0%	-2,9	-207%
	1,0	-4,1	-2%	1,4	0%	-6,1	0%	2,6	0%	1	-63%
	1,3	-4,2	0%	1,4	0%	-6,1	0%	2,6	0%	2,7	0%
$\frac{P_j}{\sigma_{v0-clé}}$	0,3	-7,6	81%	1,4	0%	-10,4	70%	2,4	-8%	3,4	26%
	0,6	-4,2	0%	1,4	0%	-6,1	0%	2,6	0%	2,7	0%
	1	-3,2	-24%	1,2	-14%	-2,9	-52%	3,7	42%	2,3	-15%
	1,3	-3,6	-14%	1,1	-21%	0,9	-115%	5,4	108%	2,2	-19%
$\frac{P_b}{\sigma_{v0-clé}}$	0,6	-4,2	0%	1,4	0%	-6,3	0%	2,6	0%	2,7	0%
	1	-3,7	-12%	1,4	0%	-5,1	-16%	3	15%	2,5	-7%
	1,3	-3,4	-19%	1,4	0%	-4	-34%	3,5	35%	2,4	-11%
$\frac{E_{50}^{ref}}{\sigma_{v0-clé}}$	144	-5,1	21%	1,5	7%	-6,8	11%	2,9	12%	2,9	7%
	287	-4,2	0%	1,4	0%	-6,1	0%	2,6	0%	2,7	0%
	575	-3,3	-21%	1,2	-14%	-5,4	-11%	2,2	-15%	2,4	-11%
$\frac{E_{ur}^{ref}}{E_{50}^{ref}}$	1,5	-5,6	33%	1,2	-14%	-9	48%	4,8	85%	4,7	74%
	3	-4,2	0%	1,4	0%	-6,1	0%	2,6	0%	2,7	0%
	6	-3,1	-26%	1,5	7%	-4,2	-31%	1,4	-46%	1,5	-44%
$\frac{c'}{\sigma_{v0-clé}}$	0	-4,4	5%	1,4	0%	-6,2	2%	2,6	0%	2,7	0%
	0,014	-4,2	0%	1,4	0%	-6,1	0%	2,6	0%	2,7	0%
	0,115	-3,8	-10%	1,3	-7%	-5,8	-5%	2,4	-8%	2,6	-4%
$\frac{\tan(\varphi') \cdot \sigma_{v0-clé}}{c'}$	40,2	-4,9	17%	1,4	0%	-6,6	8%	2,8	8%	2,8	4%
	48,7	-4,2	0%	1,4	0%	-6,1	0%	2,6	0%	2,7	0%
	58,4	-3,8	-10%	1,4	0%	-5,8	-5%	2,4	-8%	2,6	-4%
$\frac{\psi}{\varphi}$	-0,3	-4,2	0%	1,4	0%	-6,1	0%	2,6	0%	2,7	0%
	0,0	-4,2	0%	1,4	0%	-6,1	0%	2,6	0%	2,7	0%
	0,3	-4,2	0%	1,4	0%	-6,1	0%	2,6	0%	2,7	0%
K_0	0,5	-4,2	0%	1,4	0%	-6,1	0%	2,6	0%	2,7	0%
	1	-1	-76%	2	43%	-4,5	-26%	-2,9	-212%	-3,3	-222%
	1,5	3,6	-186%	1,2	-14%	-1,4	-77%	-6,8	-362%	-7,6	-381%

Valeur de référence

Variation inférieure à 10% par rapport au cas "de référence"

Variation comprise entre 10 et 30% de la valeur "de référence"

Variation supérieure à 30% par rapport au cas "de référence"

Tableau 3-11: Synthèse des résultats de l'étude paramétrique sur les paramètres de pilotage du tunnelier et les paramètres mécaniques du sol (modèle 3D)

Les principales conclusions suivantes en sont issues :

- l'extension transversale de la cuvette finale de tassements en surface (i_y) est assez peu influencée par l'ensemble des paramètres testés (P_f , P_j , P_b , E_{50} , E_{ur} , c' , φ' , ψ'), sauf par le coefficient de pression des terres au repos K_0 ;
- la pression frontale P_f a évidemment un effet très important sur les déplacements horizontaux au front de taille, mais a très peu d'effet sur les déplacements finaux générés après creusement, en paroi du tunnel, comme en surface ;

- la pression le long du bouclier P_j a un effet très important sur les déplacements radiaux finaux en paroi, et par suite, sur l'amplitude des tassements finaux en surface. A titre d'exemple, diminuer le rapport $\frac{P_j}{\sigma_{v0-clé}}$ de 0.6 à 0.3 conduit à une augmentation du tassement en clé du tunnel et en surface d'environ 80% avec les hypothèses étudiées ;
- la pression de bourrage du vide annulaire P_b a un effet plus faible que la pression P_j exercée le long du bouclier. Cela est cohérent avec la plus faible longueur d'application de cette pression : 0,2.D contre 1.D environ ;
- le module E_{50} a un effet indéniable sur l'amplitude des déplacements induits dans le terrain, en paroi comme en surface. Celui-ci n'est cependant pas aussi important que l'on pourrait l'imaginer : multiplier ou diviser le module E_{50} d'un facteur 2 conduit à une diminution ou augmentation des tassements finaux en surface de 20% seulement ;
- le module E_{ur} a un effet significatif sur l'amplitude des déplacements induits dans le terrain. A E_{50} constant, diviser E_{ur} par 2 ($= 1,5.E_{50}$ au lieu de $3.E_{50}$) conduit à une augmentation des déplacements en paroi de plus de 50%, et à une augmentation des tassements en surface de l'ordre de 30%. Les deux modules du HSM (E_{50} et E_{ur}) ont par conséquent autant d'importance dans le calcul des déplacements induits par l'excavation d'un tunnel. Une étude visant à la définition des zones en déchargement/rechargement autour de l'ouvrage doit être complétée pour mieux cerner l'influence de ces deux modules ;
- les paramètres plastiques (cohésion effective, angle de frottement interne, et angle de dilatance) ont un effet limité (inférieur à 10%) dans le cas présent. Cela est lié aux conditions de pilotage du tunnelier considérées (valeurs de P_f , P_j et P_b), qui conduisent à des zones atteignant le critère de rupture d'extension très limitées autour de l'ouvrage.

4. Modélisation numérique 2D du creusement pressurisé des tunnels

Une approche complémentaire bidimensionnelle en section courante est proposée dans ce chapitre. Celle-ci vise à reproduire les différentes sources de pertes de volume autour du tunnelier d'une manière simplifiée, applicable facilement dans le domaine de l'ingénierie. Ce modèle est dans un premier temps décrit, puis les résultats obtenus sont comparés à ceux du modèle 3D présenté au chapitre 3.

4.1 Présentation du modèle 2D

On considère des hypothèses géométriques et mécaniques similaires à celles retenues pour le modèle 3D, en particulier en termes de diamètre du tunnel, profondeur de l'axe, extension transversale et en profondeur du modèle, loi de comportement du terrain, finesse du maillage (Figure 0 1).

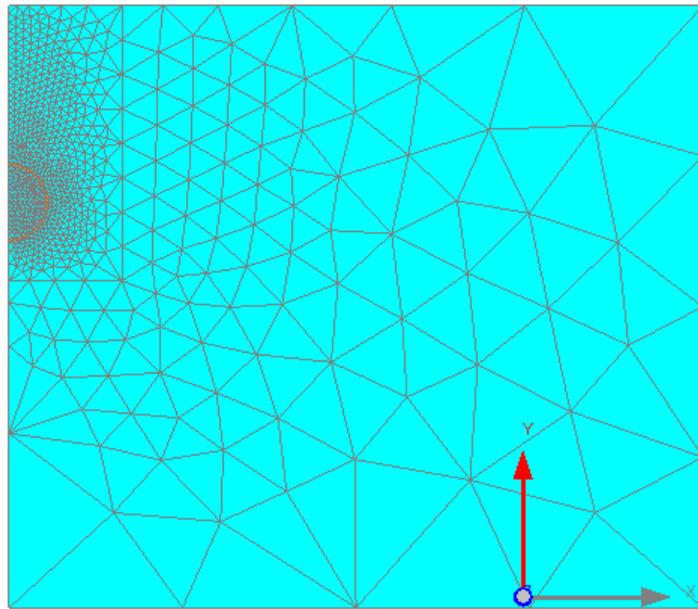


Figure 4-1: Maillage du modèle bidimensionnel élaboré

Le phasage des calculs doit permettre de tenir compte du caractère tridimensionnel du problème, et permettre de reproduire les principales sources de pertes de volume autour de la machine, c'est-à-dire le long de la jupe, lors du bourrage du vide annulaire et lors de la pose du revêtement.

On considère que les pertes de volume induites par la pression frontale sont négligeables. En effet, nous avons montré dans la partie §3.4 du 3 que la pression exercée sur le front de taille a peu d'influence sur les déplacements radiaux autour du tunnel, pour des gammes de pression frontales réalistes.

En conséquence, le calcul est réalisé en 4 phases, correspondant à différentes positions de la section de calcul par rapport au front de taille (Figure 4-2) :

- **Phase 1 : initialisation des contraintes** : une initialisation « géostatique » des contraintes est effectuée via la saisie du poids volumique et du coefficient de poussée des terres au repos K_0 ;
- **Phase 2 : génération des pertes de volume le long du bouclier** : on considère ici que la section de calcul est située juste avant la sortie de la jupe. Ainsi, on impose un déconfinement total en paroi couplé à l'application du champ de pression $P_j^*(z)$ défini pour le modèle 3D, et on vérifie que la convergence diamétrale reste inférieure à l'espace disponible $2.c_{max}$, de la même manière que pour le calcul 3D ;
- **Phase 3 : génération des pertes de volume induites par le bourrage du vide annulaire** : la section de calcul est située juste après la sortie de la jupe. Un déconfinement total est donc imposé en paroi, ainsi que le champ de pression $P_b^*(z)$ défini pour le modèle 3D.

- **Phase 4 : pose du revêtement :** le revêtement est activé. De la même manière que pour le calcul 3D, celui-ci est modélisé sous la forme d'une plaque d'épaisseur e_v et de rigidité E_v . Un déconfinement total est imposé sur le terrain, à l'arrière du revêtement, afin de modéliser le transfert des efforts du terrain sur le revêtement.

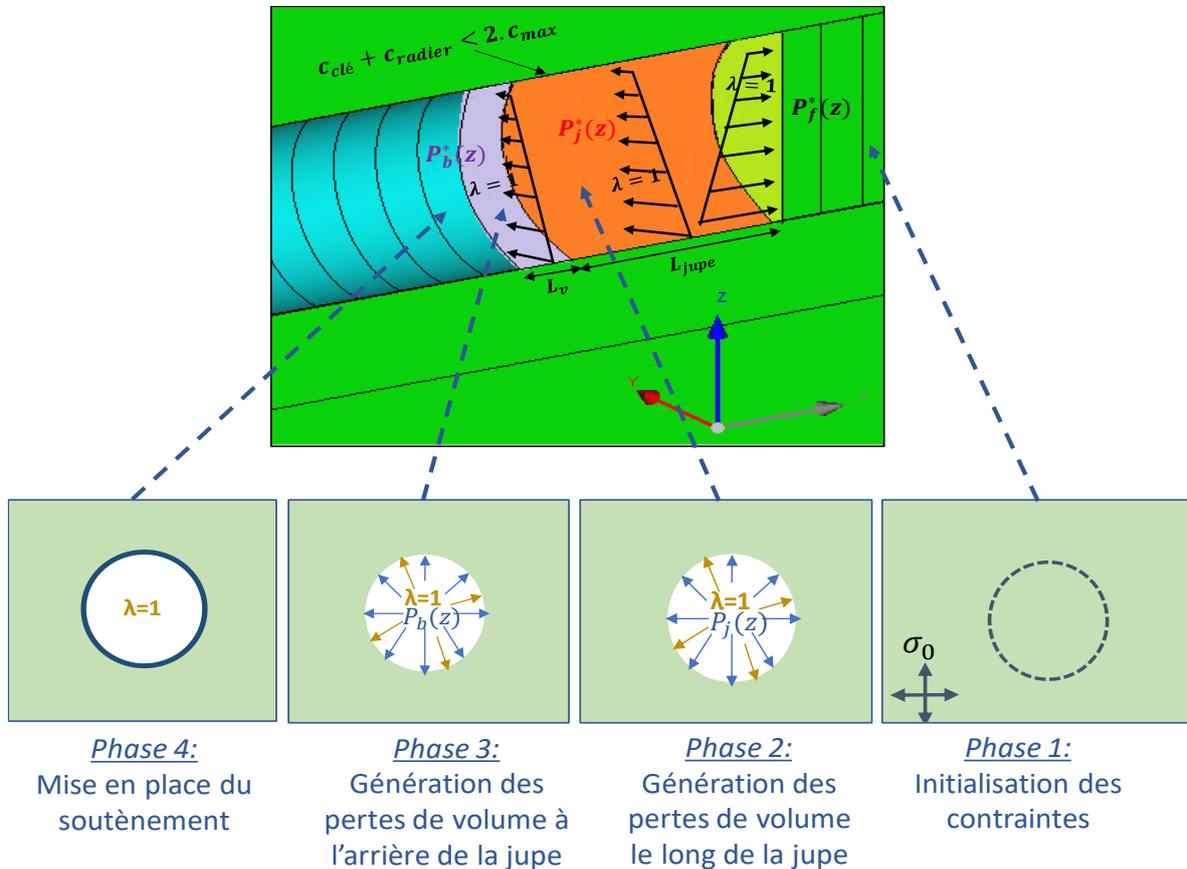


Figure 4-2 : Illustration des chargements imposés dans le modèle 2D en déformations planes (quatre figures en bas, correspondant aux différentes phases de calcul), et lien avec les chargements « réels » (en haut).

4.2 Application du modèle 2D au cas de référence

Les modèles 2D et 3D sont comparés dans cette partie, pour les hypothèses « de référence » données au paragraphe 3.1.4.

Nous affichons en Figure 4-3 : (a) les déplacements verticaux u_z le long d'un profil transversal à l'axe du tunnel, (b) les déplacements horizontaux transversaux u_y le long de ce même profil, (c) les déplacements verticaux u_z au-dessus de l'axe du tunnel dans l'épaisseur de la couverture, et (d) les déplacements horizontaux transversaux u_y le long d'à 1D de l'axe du tunnel. Les résultats présentés correspondent aux déplacements finaux, loin à l'arrière du front de taille, i.e lors de la phase 4 pour le modèle 2D, et à plus de 3D à l'arrière du front de taille pour le modèle 3D.

Nous pouvons constater globalement une forte concordance entre les résultats des deux modèles pour les hypothèses de référence.

Plus particulièrement, les courbes de tassement en surface (Figure 4-3a) sont quasiment confondues. Seul un très léger soulèvement du sol est constaté dans le cas 2D, et pas dans le cas 3D. En ce qui concerne le déplacement horizontal en surface (Figure 4-3b), nous constatons que les deux modèles donnent des résultats très proches. Quant au déplacement vertical dans la couverture en Figure 4-3c et au déplacement horizontal à 1D de l'axe du

tunnel en Figure 4-3d, on note que les déplacements dans le cas 2D sont légèrement supérieurs à ceux issus du calcul 3D au voisinage de l'excavation. Ceci pourrait s'expliquer par le fait que dans le calcul 3D, la pression de bourrage est appliquée sur une longueur $L_v = 1.8$ m alors que dans le calcul 2D, celle-ci est appliquée sur une longueur infinie (hypothèse de déformations planes). Cet écart est plus ou moins important selon les valeurs de P_i et P_b considérées comme le montrera l'étude de sensibilité du prochain paragraphe.

Ce bon accord entre les modèles 2D et 3D est intéressant car il « valide » l'utilisation de modèles 2D pour estimer les déplacements finaux induits dans le terrain par le creusement d'un tunnel. L'intérêt du modèle numérique 3D reste par contre indéniable pour répondre à des problématiques associées à des déformations dans la direction longitudinale comme par exemple : l'effet des tassements différentiels longitudinaux sur le bâti, la stabilité du front de taille ou la flexion longitudinale de pieux avoisinants.

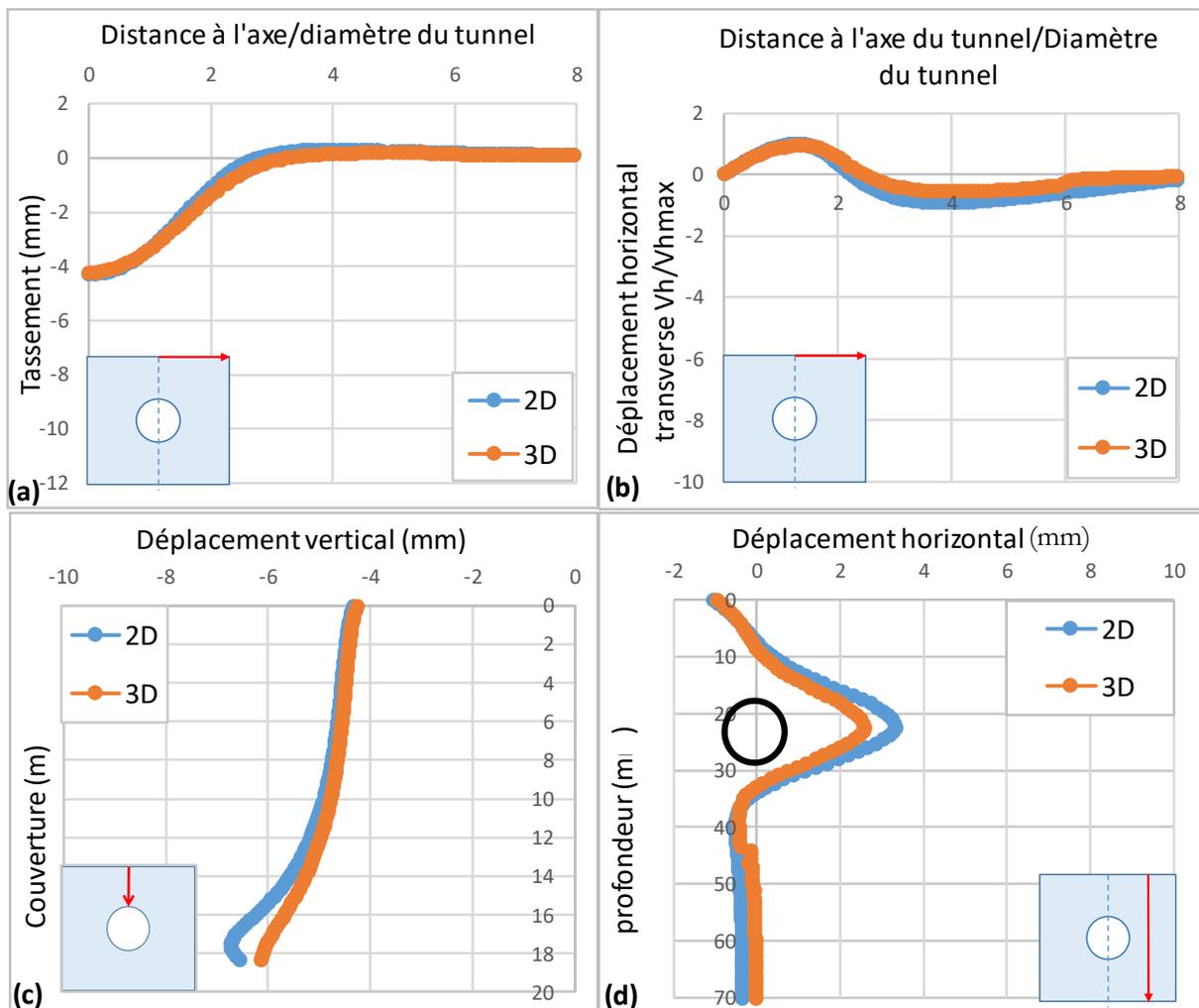


Figure 4-3 : Résultats de l'application du modèle 2D au cas de référence et confrontation avec le modèle 3D

4.3 Etude de sensibilité du modèle 2D

Une étude de sensibilité identique à celle du chapitre précédent a été menée sur le modèle 2D. Nous avons fait le choix de ne pas présenter les résultats obtenus sous forme graphique dans le corps de ce rapport pour limiter son volume ; ceux-ci sont présentés en Annexe 2 de ce mémoire. Par ailleurs, ces résultats sont synthétisés dans le Tableau 4-1.

Chaque indicateur défini au §3.10 est considéré. Pour chaque indicateur et chaque cas de calcul, le rapport entre la valeur obtenue en 2D et en 3D est donné. Une valeur nulle dans le tableau correspond donc à un résultat identique en 3D et 2D pour le jeu de paramètres considéré. Un écart positif (respectivement négatif) traduit des valeurs de l'indicateur considéré supérieures (respectivement inférieures) en 2D par rapport au modèle 3D.

		S_{max2D} (mm)	$\frac{S_{max2D}}{S_{max3D}} - 1$	I_y	$\frac{I_{y2D}}{I_{y3D}} - 1$	$u_{z_clé2D}$ (mm)	$\frac{u_{z_clé2D}}{u_{z_clé3D}} - 1$	$u_{y_pié2D}$ (mm)	$\frac{u_{y_pié2D}}{u_{y_pié3D}} - 1$
$\frac{P_j}{\sigma_{v0-clé}}$	0,3	-9,7	28%	1,4	0%	-14,6	40%	3,3	38%
	0,6	-4,3	2%	1,3	-7%	-6,5	7%	3,3	230%
	1	-3,7	12%	1,1	-21%	0,4	-114%	5,4	46%
	1,3	-5,2	24%	0,9	-36%	10,6	1078%	8,8	63%
$\frac{P_b}{\sigma_{v0-clé}}$	0,6	-5,5	25%	1,4	0%	-7,9	25%	3,8	46%
	1	-5,8	57%	1,2	-14%	-2,2	-57%	6,4	113%
	1,3	-7,3	115%	1,1	-21%	-7,4	85%	9,8	180%
$\frac{E_{50}^{ref}}{\sigma_{v0-clé}}$	144	-5,5	10%	1,5	0%	-7,8	15%	3,9	34%
	287	-4,3	2%	1,3	-7%	-6,5	7%	3,3	27%
	575	-3,3	0%	1,1	-8%	-5,3	-2%	2,8	27%
$\frac{E_{ur}^{ref}}{E_{50}^{ref}}$	1,5	-5,7	2%	1,2	0%	-9,5	6%	6	25%
	3	-4,3	2%	1,3	-7%	-6,5	7%	3,3	27%
	6	-3	-3%	1,6	7%	-4,4	5%	1,8	29%
$\frac{c'}{\sigma_{v0-clé}}$	0	-4,4	0%	1,4	0%	-6,6	6%	3,4	31%
	0,014	-4,3	2%	1,3	-7%	-6,5	7%	3,3	27%
	0,115	-3,7	-3%	1,3	0%	-6,5	12%	3,3	38%
$\frac{\tan(\varphi') \cdot \sigma_{v0-clé}}{c'}$	40,2	-5,1	4%	1,4	0%	-7,3	11%	3,7	32%
	48,7	-4,3	2%	1,3	-7%	-6,5	7%	3,3	27%
	58,4	-3,7	-3%	1,3	-7%	-6	3%	3,1	29%
$\frac{\psi}{\varphi}$	-0,3	-4,4	5%	1,3	-7%	-6,4	5%	3,3	27%
	0,0	-4,3	2%	1,3	-7%	-6,5	7%	3,3	27%
	0,3	-4,3	2%	1,4	0%	-6,6	8%	3,3	27%
K_0	0,5	-4,3	2%	1,3	-7%	-6,5	7%	3,3	27%
	1	-0,6	-40%	2	0%	-4,9	9%	-3,1	7%
	1,5	4	11%	1,1	-8%	-2,1	50%	-7,4	9%
	Variation inférieure à 10% par rapport au même cas de calcul en 3D								
	Variation comprise entre 10 et 30% de la valeur du même cas de calcul en 3D								
	Variation supérieure à 30% par rapport au même cas de calcul en 3D								

Tableau 4-1 : Synthèse des résultats de l'étude paramétrique sur les paramètres de pilotage du tunnelier et les paramètres mécaniques du sol (modèle 2D)

Les conclusions suivantes sont issues de cette synthèse :

- Avec les hypothèses de référence, les écarts entre les approches 3D et 2D sont négligeables (inférieurs à 10%) pour le tassement maximal en surface s_{max} , l'extension transversale de la cuvette en surface caractérisée par i_y , et le déplacement vertical en clé $u_{zclé}$. L'écart est plus important sur le déplacement horizontal en piédroit, où le refoulement est supérieur de 27% avec le modèle 2D qu'avec le modèle 3D,
- Les conclusions données en 3D quant aux influences des différents paramètres de la loi de comportement du terrain sont confirmées en 2D. Les écarts entre 3D et 2D sont en effet inférieurs à 10% lorsque E_{50} , E_{ur} , c' , ϕ' et ψ' varient (en faisant abstraction de l'écart 2D/3D en piédroit pour les valeurs de référence, égal à 27%). Deux cas de calcul considérant des valeurs de K_0 supérieures ou égales à 1 conduisent à des écarts plus importants, mais ceux-ci sont à relativiser compte-tenu de la très faible amplitude des déplacements calculés : les écarts sont inférieurs à 0.7 mm,
- Quelles que soient les valeurs de pression le long du bouclier P_j ou lors du bourrage du vide annulaire P_b considérées, l'approche 2D conduit à surestimer les tassements en surface s_{max} et à sous-estimer l'extension transversale de la cuvette de tassements (I_y). L'approche 2D se place donc dans le sens de la sécurité en surestimant les tassements différentiels en surface,
- La surestimation des déplacements induits avec l'approche 2D est liée à l'hypothèse de déformations planes qu'elle impose. Le modèle 2D surestime en effet l'action de la pression le long du bouclier P_j et de la pression de bourrage P_b , en considérant qu'elles sont appliquées sur une longueur infinie. Cette « erreur » est d'autant plus importante que la longueur réelle d'application du chargement est faible, ce qui explique les écarts plus importants constatés lorsque la pression P_b varie (longueur d'application réelle de l'ordre de 0,2.D) que lorsque la pression P_j varie (longueur d'application réelle de l'ordre de 1.D).

4.4 Taux de déconfinement à la sortie de la jupe du tunnelier

Dans l'approche 2D proposée ici, on considère que l'effet du front de taille est nul à la sortie de la jupe du tunnelier : un déconfinement total est imposé en paroi et le champ de pression $P_j^*(z)$ est imposé. Cette partie a pour objectif de quantifier à quel point cette hypothèse est sécuritaire à l'égard de l'estimation des déplacements induits dans le terrain.

4.4.1 Rappel de la méthode convergence-confinement

Le creusement d'un tunnel à faible profondeur est un problème d'interaction terrain / structure fondamentalement tridimensionnel, pour deux raisons :

- en section courante, les convergences en paroi sont différentes en clé, piédroit, et radier,
- celles-ci dépendent de la distance entre la section considérée et le front de taille.

Dans le cas des tunnels à « grande profondeur », où l'état de contrainte autour de l'excavation peut être considéré comme homogène (et souvent isotrope en première approximation), la convergence en paroi ne dépend plus que de la distance au front de taille. C'est dans ce cadre que la méthode Convergence-Confinement (Panet, 1995) a été développée (cf § 2.4.3).

Cette dernière substitue au problème tridimensionnel un problème en déformation plane, dans lequel on applique en paroi une pression fictive $P_{fict}(x)$. Cette pression fictive est définie, pour une section située à une distance x du front de taille, comme la pression qu'il faudrait exercer en paroi du tunnel dans le calcul en déformation plane

pour obtenir la même convergence $U_r(x)$ que celle donnée par le calcul 3D. De manière équivalente, on définit le taux de déconfinement $\lambda(x)$ tel que :

$$P_{fict}(x) = \sigma_0 \cdot [1 - \lambda(x)]$$

où σ_0 est la valeur de la contrainte initiale dans le terrain.

La résolution analytique du problème d'interaction terrain / soutènement est ensuite possible à partir des trois équations régissant le problème :

- **la courbe de convergence du terrain** : relation entre la pression P_{fict} exercée à l'intrados de l'excavation et la convergence U_r du tunnel. Cette courbe est tirée d'un raisonnement en section courante du tunnel, et dépend du diamètre de l'excavation, de l'état de contrainte initial dans le terrain, et de la loi de comportement du terrain. Cette relation peut être obtenue analytiquement dans le cas d'un tunnel circulaire en terrain élastique ou élasto-plastique, pour un état homogène de contraintes. Pour des hypothèses plus complexes, un calcul numérique 2D en section courante est nécessaire.
- **la courbe de confinement du soutènement** : relation entre la pression exercée à l'extrados du soutènement, et la convergence du soutènement. Cette courbe est tirée d'un raisonnement en section courante du soutènement, et dépend de la géométrie du soutènement et de sa loi de comportement. Cette relation peut être obtenue analytiquement pour des hypothèses simples, ou via un calcul numérique structural pour des hypothèses plus complexes.
- **la loi donnant l'évolution de la convergence en paroi U_r en fonction de la distance au front de taille x** . Cette loi dépend de la géométrie du tunnel, de la loi de comportement du terrain et de la rigidité du soutènement déjà mis en place (Panet, 1995). Celle-ci ne peut pas être obtenue analytiquement, même dans le cas simple d'un tunnel circulaire creusé dans un terrain homogène élastique linéaire isotrope. Le recours à des calculs numériques axisymétriques est nécessaire. Panet (1995) donne cette solution dans le cas d'un état homogène isotrope de contrainte, pour un terrain élastique, élasto-plastique (critère de Mohr-Coulomb), et avec prise en compte du soutènement déjà mis en place.

4.4.2 Démarche d'analyse suivie

L'objectif ici n'est pas de trouver une solution analytique complète au problème des déplacements induits par le creusement du tunnel. Par contre, le principe de base de l'approche Convergence-Confinement est repris, à savoir la transposition du problème 3D en un problème 2D en déformation plane avec un déconfinement partiel en paroi lors de l'activation du soutènement, modélisant l'effet résiduel du front de taille sur la limitation des convergences.

Dans le cas présent, notre objectif est par conséquent d'évaluer le taux de déconfinement du terrain lors de la mise en place du revêtement, i.e. à 1D à l'arrière du front de taille (voire 1.2D si on modélise explicitement la phase de bourrage du vide annulaire).

Pour cela, la démarche suivante est effectuée :

- Réalisation du calcul 3D avec les hypothèses décrites au 3 et tracé du profil de convergence en paroi en fonction de la distance au front de taille $U_{r-3D}(x)$,
- Réalisation du calcul 2D avec les hypothèses décrite au paragraphe 4.1, et tracé de la relation entre le taux de déconfinement en paroi et la convergence en paroi $U_{r-2D}(\lambda)$,
- Identification de la valeur de λ_i tel que $U_{r-2D}(\lambda_i) = U_{r-3D}(x_i)$.

Plus précisément, les différents cas d'étude suivants sont considérés dans le calcul 3D :

- Cas « Nu » : sans pression frontale P_f^* et sans soutènement. Un déconfinement total est par conséquent imposé au front de taille et en paroi sur toute la longueur du tunnel. Ce cas d'étude correspond au cas d'un tunnel non soutenu creusé en méthode conventionnelle, étudié par Panet (1995). La plus-value du nouveau calcul réalisé est liée au caractère non homogène de l'état de contrainte initial dans le terrain (convergence différente en clé, piédroit et radier) et résultant de la faible profondeur des tunnels considérés dans notre étude.
- Cas « Pf + soutt » : avec pression frontale P_f^* et avec pose du soutènement à la sortie de la jupe du tunnelier (à 1.D du front de taille). Ce cas d'étude a pour objectif d'évaluer l'influence de la rigidité du soutènement mis en place sur la convergence le long du bouclier, à la manière de la « méthode implicite » décrite par Bernaud & Rousset (1992). Pour mémoire, dans l'ensemble de ces calculs, la pression le long de la jupe P_j^* n'est pas modélisée, car l'objectif est d'isoler l'effet du front de taille sur la limitation des convergences en paroi. Dans la phase de calcul n°2 du calcul 2D présentée au paragraphe 4.1, deux chargements sont en effet imposés : un déconfinement en paroi et la pression P_j^* .

Les calculs sont réalisés avec le Hardening Soil Model, avec les hypothèses « de référence » (cf § 3.1.4). Une étude de sensibilité complémentaire est également effectuée en considérant 4 valeurs de cohésion : $c = 100 \text{ MPa}$, 100 kPa , 45 kPa et 34 kPa . Le premier cas a pour objectif qu'aucun point du modèle n'atteigne le critère de rupture, et le dernier correspond à une paroi de tunnel en limite de stabilité pour un déconfinement total.

4.4.3 Synthèse des taux de déconfinement à la sortie du bouclier ($x = -1.D$)

Les résultats des calculs « Nus » (sans pression frontale et sans soutènement) sont présentés en Figure 4-4. Les premiers constats suivants peuvent être déduits de ces calculs :

- L'état de déformations planes est quasiment atteint à 3.D à l'arrière du front de taille : les convergences en clé / piédroit et radier à cette distance du front avec le calcul 3D sont proches des valeurs obtenues pour un déconfinement total en paroi dans le calcul 2D,
- Pour une distance inférieure à 3.D par rapport au front de taille, les convergences obtenues dans le cas du calcul 3D sont plus faibles, limitées par l'effet du front de taille,
- Les convergences sont d'autant plus importantes que la cohésion du terrain est faible, et la forte augmentation des convergences en clé au cours du déconfinement pour $c' = 34 \text{ kPa}$ confirme bien que, pour cette valeur de cohésion, le terrain est en limite de stabilité,
- Les convergences en piédroit sont environ 2 à 3 fois plus faibles qu'en clé, ce qui est cohérent avec le fait d'avoir retenu un coefficient de pression des terres au repos inférieur à 1 ($K_0 = 0.5$),
- Les convergences en clé sont similaires à celles en radier lorsque la cohésion du terrain est importante, mais celles-ci augmentent beaucoup plus que celle en radier lorsque la cohésion diminue (Cf. Figure 4-6 où l'échelle des graphes a été augmentée). Dans le cas $c = 34 \text{ kPa}$ (limite de stabilité), les convergences sont 6 fois plus grandes en clé qu'en radier. Cela est lié à l'apparition de surfaces de cisaillement dans l'épaisseur de la couverture, générant un mécanisme de glissement (vers le bas) à l'image du mécanisme de rupture de Terzaghi.

Les Figure 4-5 et Figure 4-6 présentent à nouveau les profils de convergence longitudinaux dans le cas « Nu », et les comparent à ceux obtenus dans le cas « Pf + soutt » (application de la pression frontale, et activation du soutènement à la sortie de la jupe). Logiquement, on observe une diminution des convergences dans le cas « Pf + soutt » par rapport au cas « Nu ». Cette diminution est d'autant plus forte que la cohésion du terrain est faible : dans le cas d'un terrain très résistant, l'effet du soutènement est mineur.

Comme expliqué au paragraphe précédent, les taux de déconfinement λ_{-1D} et λ_0 utilisés dans notre approche 2D sont déduits de ces calculs. Ceux-ci correspondent aux valeurs des taux de déconfinement à imposer dans le calcul 2D en section en courante pour reproduire la valeur de la convergence issue du calcul 3D à la sortie de la jupe (λ_{-1D}) ou au front de taille (λ_0). Autrement dit, on a : $U_{r-2D}(\lambda_{-1D}) = U_{r-3D}(x = -1D)$.

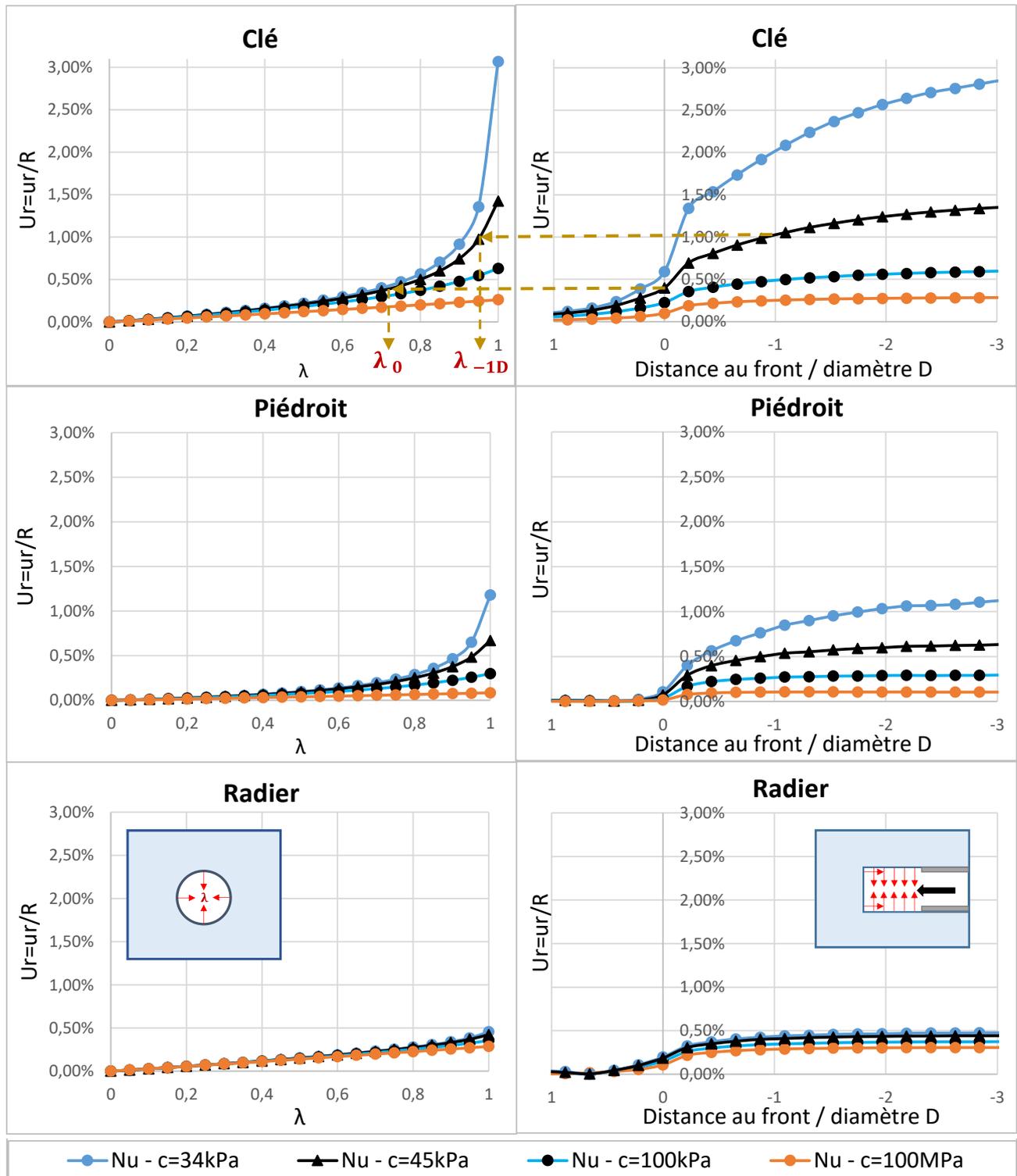


Figure 4-4 : Principe de calcul du taux de déconfinement à la sortie du bouclier (cas « Nu », pour quatre valeurs de cohésion du terrain) : (à g.) courbe de convergence en section courante 2D ; (à d.) profil longitudinal de convergence obtenu à partir du calcul 3D.

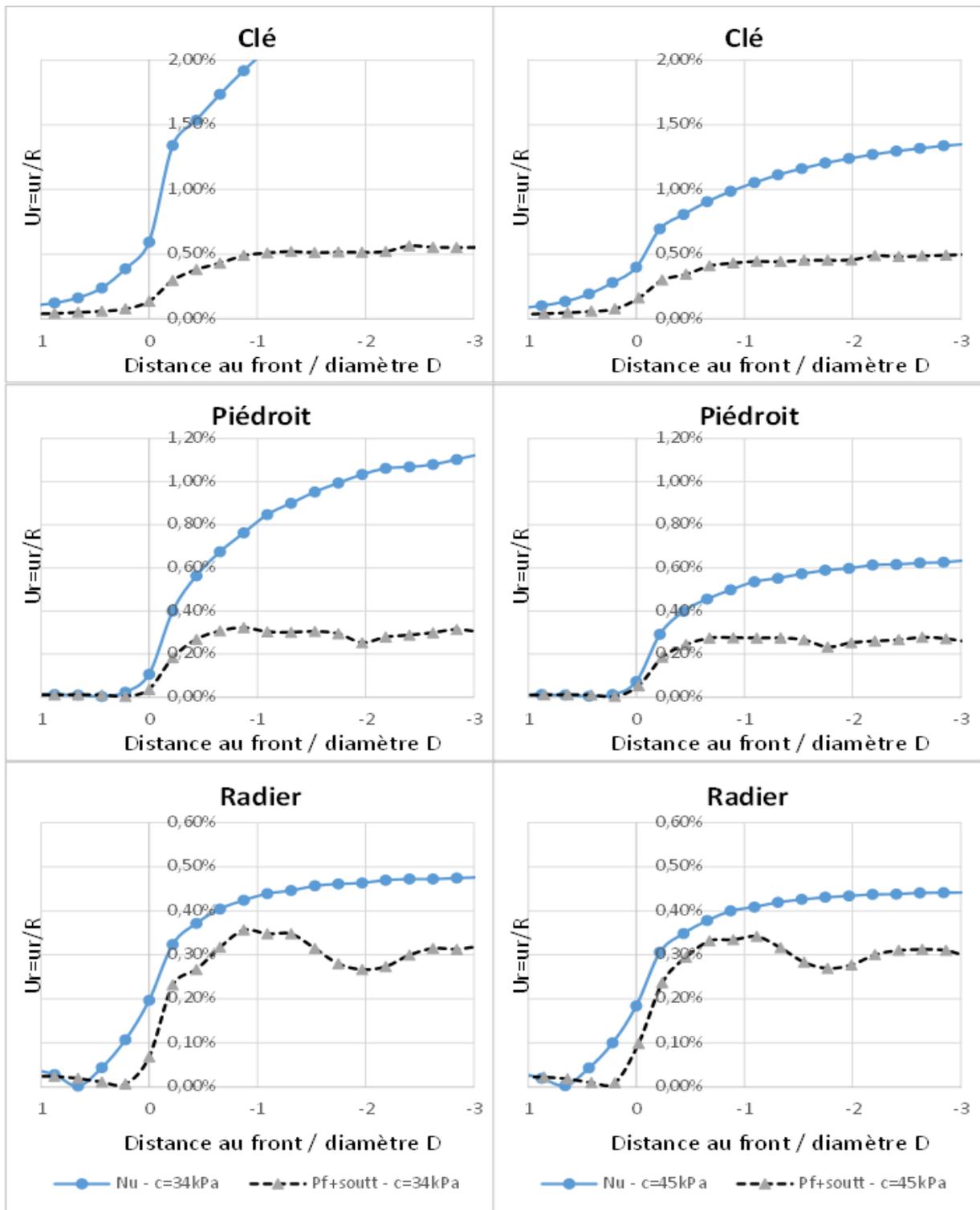


Figure 4-5 : Profils longitudinaux de convergence en clé / piédroit / radier pour différentes valeurs de cohésion du terrain ($C=34\text{kPa}$, $C=45\text{kPa}$), avec (pointillés noirs) ou sans (trait plein bleu) soutènement

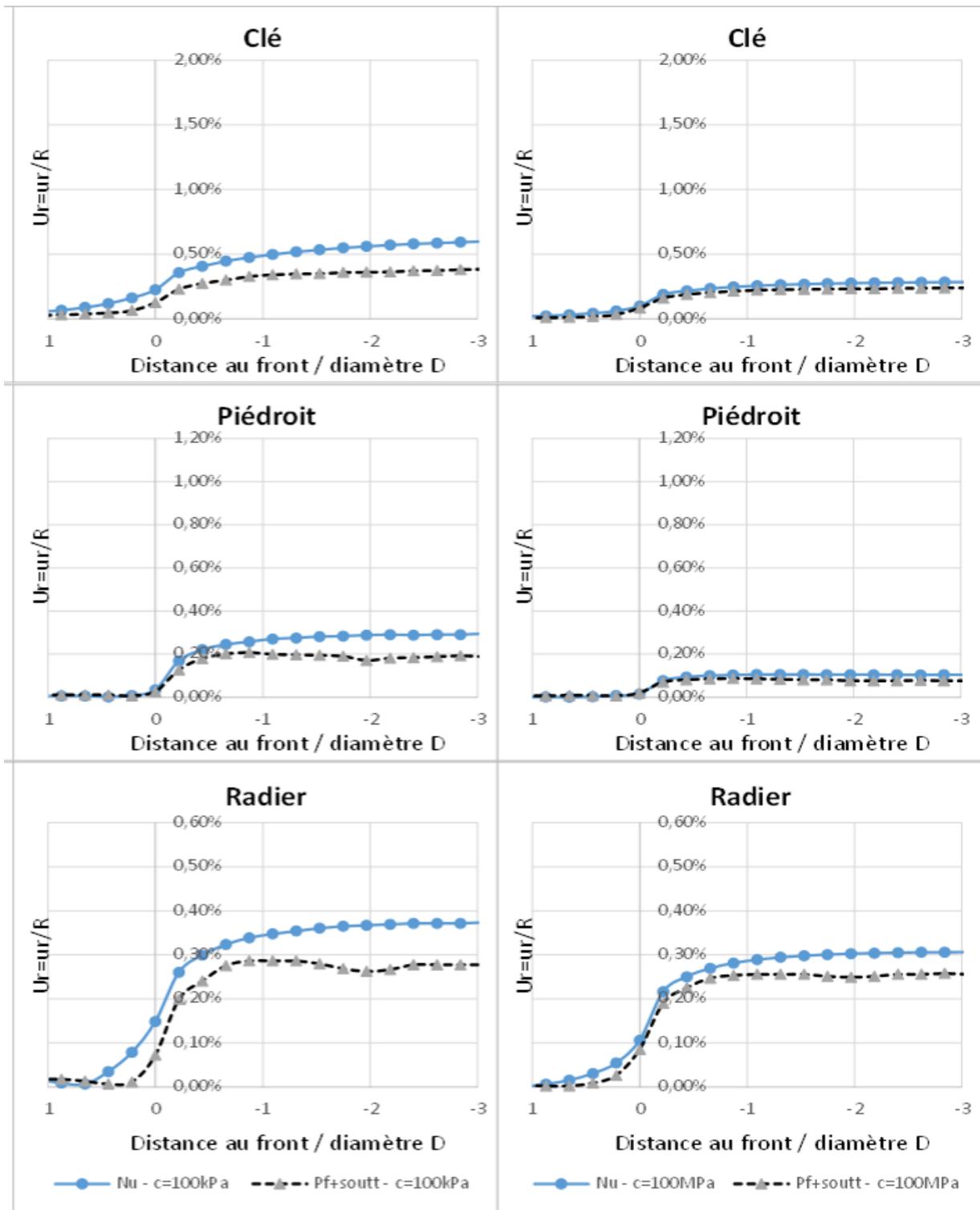


Figure 4-6 : Profils longitudinaux de convergence en clé / piédroit / radier pour différentes valeurs de cohésion du terrain ($C=100kPa$, $C=100MPa$), avec (pointillés noirs) ou sans (trait plein bleu) soutènement.

Les taux de déconfinement obtenus dans ces différents calculs sont synthétisés en Figure 4-7. Plusieurs résultats intéressants peuvent être déduits de cette figure.

Notons tout d'abord en ce qui concerne les taux de déconfinement au niveau du front (λ_0), on observe que dans les calculs « Pf + soutt », ceux-ci sont compris entre 0.25 et 0.4 quelle que soit la cohésion du terrain et la position considérée (clé, piédroit, radier). Pour un terrain « Nu » (sans soutènement et sans pression frontale), ceux-ci sont plus élevés, notamment en clé. Pour des terrains en limite de stabilité, le taux de déconfinement au front, en clé, atteint 80%.

Concernant le taux de confinement en sortie de jupe (λ_{-1D}), il apparaît qu'en l'absence de soutènement (cas « Nu »), les valeurs de ce taux de déconfinement en clé, piédroit et radier sont relativement similaires, bien que les convergences varient dans une gamme de 1 à 6. Ces taux sont supérieurs à 0.9 et augmentent lorsque la plastification du terrain augmente : à la limite de la rupture, le déconfinement est presque total à la sortie de la jupe (97%).

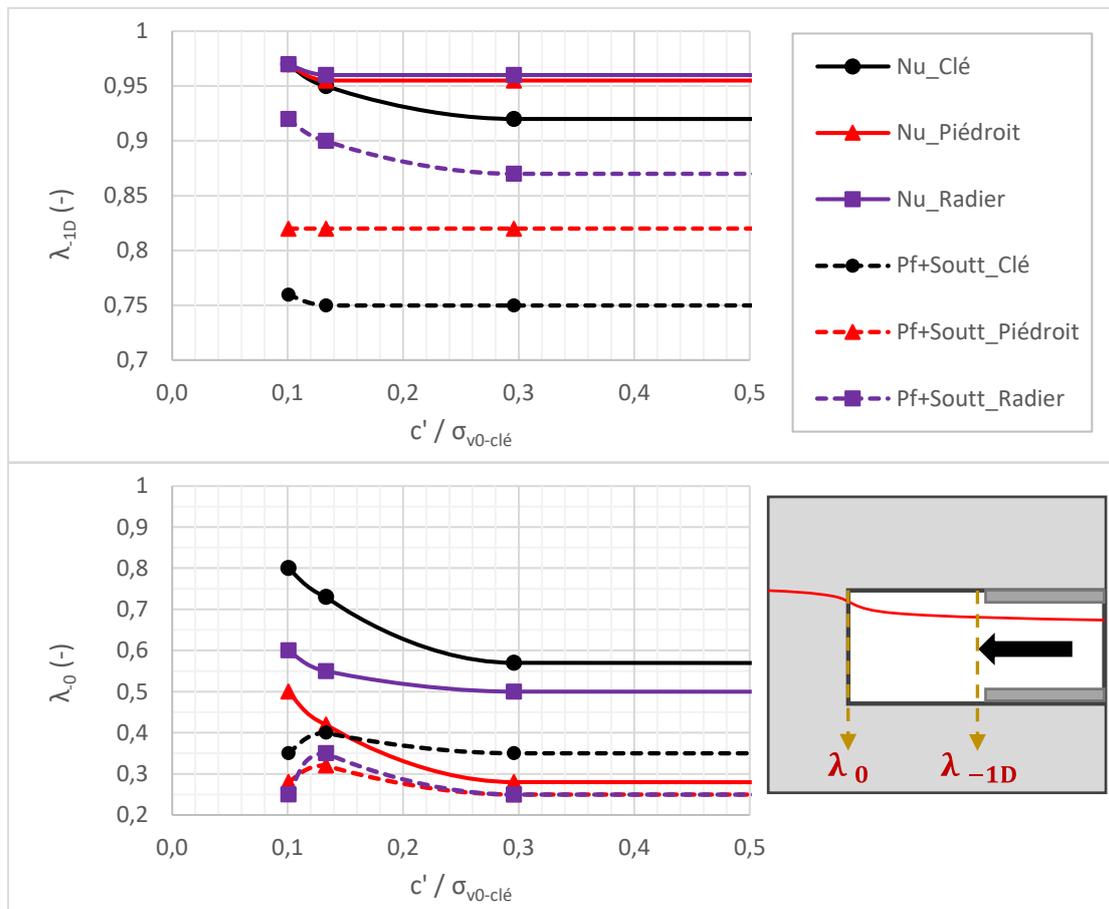


Figure 4-7 : Synthèse des taux de déconfinement calculés à la sortie de la jupe (λ_{-1D}) et au front (λ_0).

De plus, il apparaît clairement que le soutènement, par sa rigidité, conduit à réduire la convergence à la sortie de la jupe, donc les taux de déconfinement associés. Ceux-ci sont compris entre 0.75 et 0.92. Cette diminution des taux de déconfinement grâce à la rigidité des soutènements a déjà été démontrée grâce aux calculs numériques axisymétriques de Nguyen-Ming & Guo (1993). Cette étude apporte une information complémentaire quant aux différences d'effet du soutènement en clé, piédroit et radier. On constate que l'ampleur de la diminution du taux de déconfinement est plus importante en clé (λ_{-1D} y diminue de 0.2), qu'en piédroit (λ_{-1D} y diminue de 0.15) et qu'en radier (λ_{-1D} y diminue de 0.1).

Cette diminution du taux de déconfinement avec la présence du soutènement est un peu plus importante lorsque les terrains sont proches de la rupture (cas $c = 34$ kPa par rapport à $c > 100$ kPa).

Notons que des calculs ont également été réalisés à titre comparatif avec une pression frontale, mais sans soutènement. Ceux-ci ont conduit à des convergences quasiment identiques à la sortie de la jupe, donc à des valeurs de λ_{1D} très proches du cas « Nu ».

En conclusion, ces différents calculs numériques, avec ou sans soutènement, et pour différentes valeurs de cohésion du terrain montrent que le taux de déconfinement en sortie de jupe est compris entre 0.75 et 0.97 : les valeurs les plus basses étant obtenues en présence du soutènement, en clé, pour des terrains résistants. Pour une estimation raisonnable des déplacements induits avec l'approche 2D décrite dans ce chapitre, il apparaît qu'un taux de déconfinement égal à 0.8 le long du bouclier peut ainsi être retenu. Pour une estimation légèrement plus sécuritaire, un déconfinement total peut être considéré.

5. Application des modèles numériques réalisés à des sections de chantiers réels

5.1 Objectif

L'objectif principal de ce chapitre est de confronter les modèles 3D et 2D décrits dans les chapitres 3 et 4 à des sections de chantiers réels. Trois sections sont modélisées : une section du tramway parisien T6 et deux sections du métro B Lyonnais.

Dans un premier temps, pour chaque section étudiée, les hypothèses sont définies avec la méthodologie suivante :

- ✓ Considérer le modèle géologique, hydrogéologique et géotechnique décrit dans le mémoire de synthèse du projet ;
- ✓ Mener une analyse des rapports d'anneaux correspondants aux sections de mesure étudiées afin d'en déduire les valeurs minimales / moyennes / maximales des différentes pressions imposées par la machine au terrain, et d'identifier d'éventuels éléments critiques (injection bloquée, redémarrage du tunnelier...) ;
- ✓ Sur la base de cette analyse, en déduire les valeurs moyennes des paramètres machines (P_f , P_j , $P_b...$) et caractéristiques mécaniques des terrains à prendre en compte dans les modèles 2D et 3D, ainsi que l'incertitude associée à chacun de ces paramètres.

La modélisation des sections est ensuite effectuée en trois étapes :

- i. Un premier calcul avec les hypothèses « de référence » des paramètres de pilotage et des caractéristiques mécaniques du terrain est réalisé,
- ii. En cas d'écart sur la valeur du tassement maximal s_{max} en surface, des nouveaux calculs sont réalisés afin de converger vers la valeur de s_{max} , en jouant sur les paramètres machines et caractéristiques mécaniques du terrain en restant à l'intérieur de la plage d'incertitude identifiée pour chacun de ces paramètres,
- iii. Une fois le calage effectué sur la valeur de s_{max} (si c'est possible), les déplacements calculés dans l'épaisseur de la couverture sont comparés à ceux mesurés sur chantier si ceux-ci sont disponibles.

5.2 Adaptation par rapport aux chapitres 3 et 4 au cas d'un creusement sous nappe

Contrairement aux sections d'études analysées dans les chapitres précédents, celles que nous présentons dans ce chapitre se caractérisent par la présence de nappes phréatiques. Les adaptations suivantes en découlent.

- Initialisation des contraintes :

Le type d'état initial des contraintes (totales ou effectives) à utiliser dépend de la perméabilité des terrains au regard de la vitesse d'avancement du front de taille (cf § 2.6.3). Si la vitesse de creusement est grande devant la perméabilité des terrains, il est raisonnable de considérer que le creusement se fait en conditions non drainées (CU), ce qui permet de raisonner en contraintes totales. Dans le cas contraire, le creusement se fait en conditions drainées (CD), ce qui impose de raisonner en contraintes effectives. Comme présenté dans l'étude bibliographique, les calculs de stabilité du front de taille effectués par Anagnostou & Kovari (1996) fixent la limite entre ces domaines à une perméabilité de l'ordre de 10^{-7} à 10^{-6} m/s pour une vitesse d'avancement du front de l'ordre de 0.1 à 1 m/h, ce qui est l'ordre de grandeur des vitesses de creusement au tunnelier (1.8 m d'avancement creusés en 1h30 à 3h, dont environ 2/3 pour le creusement et 1/3 pour la pose des voussoirs). Ces observations semblent aussi en bon accord avec les modélisations 3D du processus de creusement pressurisé des tunnels avec prise en compte des phénomènes hydro-mécaniques couplés proposées par Kasper & Meschke (2006a) (cf §2.6.3). Ce critère qui considère une perméabilité des terrains comprise entre 10^{-7} et 10^{-6} m/s pour définir la limite des domaines entre comportements drainé et non drainé est retenu dans notre approche.

Dans les terrains humides (hors nappe) ou saturés perméables, l'initialisation des contraintes géostatiques (effectives) est immédiate, à partir des poids volumiques humides hors nappe ou déjaugés sous nappe, ainsi que du coefficient de pression des terres au repos K_0 .

Si des terrains saturés peu perméables existent, une seconde phase de calcul est ajoutée à la précédente dans laquelle le poids volumique de l'eau est appliqué au faciès peu perméable, afin que l'état de contrainte dans cette formation devienne un état de contraintes totales.

➤ Chargements imposés par le tunnelier :

Les conditions aux limites appliquées en paroi de tunnel (pression frontale, pression de jupe et pression de bourrage) doivent tenir compte de la présence de la nappe phréatique. Si l'horizon dans lequel le tunnel est creusé est saturé et peu perméable, aucune modification n'est effectuée par rapport au cas « sans eau » du Chapitre 3 (pour rappel, l'origine du repère est prise à hauteur d'axe du tunnel, l'axe \vec{e}_z est vertical dirigé vers le haut, P_f représente la pression frontale à l'axe, P_j et P_b représentent respectivement les pressions de jupe et de bourrage imposées en clé)

$$\begin{cases} P_f^*(z) = P_f - \Delta_{front} \cdot z \\ P_j^*(z) = P_j - \Delta_{jupe} \cdot (z - \frac{D}{2}) \\ P_b^*(z) = P_b - \gamma_{mortier} \cdot (z - \frac{D}{2}) \end{cases}$$

Par contre, si les terrains sont saturés et perméables, i.e. si les contraintes en place dans le modèle sont des contraintes effectives, la pression interstitielle initiale $u_0(z) = u_0(axe) - \gamma_w z$ est retranchée aux pressions appliquées sur le terrain :

$$\begin{cases} P_f^*(z) = P_f - \Delta_{front} \cdot z - [u_0(axe) - \gamma_w z] \\ P_j^*(z) = P_j - \Delta_{jupe} \cdot (z - \frac{D}{2}) - [u_0(axe) - \gamma_w z] \\ P_b^*(z) = P_b - \gamma_{mortier} \cdot (z - \frac{D}{2}) - [u_0(axe) - \gamma_w z] \end{cases}$$

➤ Caractéristiques mécaniques des terrains peu perméables :

Les hypothèses associées aux différents paramètres du modèle sont ainsi les suivantes :

- Module sécant à 50% du déviateur de rupture E_{50}^{ref} : sur chantier, les données d'entrée relatives à la déformabilité des terrains sont essentiellement des modules pressiométriques. En conséquence, dans les terrains perméables (comportement drainé), on considère que $E_{50}^{ref} = 2 \frac{E_M}{\alpha}$ où α est le coefficient rhéologique du sol (AFNOR, 2013) et E_M son module pressiométrique. Le coefficient 2 est issu de la valeur moyenne indiquée dans AFNOR (2013) pour le calcul des tassements des fondations superficielles. Ce coefficient devrait être conforté pour chaque cas pratique par des corrélations entre essais triaxiaux et essais pressiométriques. Dans les terrains peu perméables, on considère que $E_{50}^{ref} = \frac{9}{4} \cdot \frac{E_M}{\alpha}$ afin de conserver un module de cisaillement G constant entre les conditions drainées et non drainées ;
- Module de déchargement / rechargement E_{ur}^{ref} : on considère que $E_{ur}^{ref} = 3 \cdot E_{50}^{ref}$. Ce coefficient 3 a été déduit des essais pressiométriques cycliques réalisés pour la conception des lignes 12 et 15 du métro parisien ;
- Pression de référence p^{ref} : cette pression est prise égale à la contrainte principale mineure (effective ou totale en fonction de la perméabilité de la formation) en milieu de couche afin que dans le cas

de nos calculs conduits avec CESAR les modules d'Young au milieu de chaque couche soient égaux aux valeurs moyennes mesurées ;

- Exposant m traduisant l'évolution des modules avec la contrainte principale mineure. On considère ici de manière simplificatrice que $m = 0.5$ quelle que soit la nature des terrains. Cette valeur paraît raisonnable pour un niveau de déformation de l'ordre de 10^{-3} d'après la littérature (Viggiani & Atkinson (1995), Thepot (2004), Savatier *et al* (2018), Lopes dos Santos *et al* (2018)) ;
- Coefficient de Poisson ν : peu de mesures du coefficient de Poisson sont effectuées dans la pratique. En l'absence de données spécifiques, on considère une valeur moyenne de 0.3 pour les sols perméables. Les sols peu perméables sont considérés comme incompressibles, *i.e.* $\nu = 0.499$;
- Angle de dilatance ψ (à la rupture) : l'angle de dilatance des sols perméables est rarement mesuré dans la pratique. Les essais triaxiaux de laboratoire effectués sur des sables par Bolton (1986) montrent que l'angle de dilatance croît avec la densité relative I_D et décroît avec la contrainte principale mineure σ_3 . Ses expressions donnent des résultats de l'ordre de : $\psi = \varphi' - 30^\circ$. En l'absence de données spécifiques, cette évaluation simple est retenue. Dans les terrains peu perméables, un angle de dilatance nul ($\psi = 0^\circ$) est retenu afin que les déformations volumiques plastiques soient nulles ;
- Cohésion c et angle de frottement φ : dans les terrains perméables, les paramètres de résistance au cisaillement en conditions drainées (c' , φ') sont retenus. Dans les terrains peu perméables, les paramètres non drainés (C_u , $\varphi_u = 0$) sont retenus. L'hypothèse simplificatrice usuelle en mécanique des sols de terrains humides (hors nappe) ou saturés est effectuée. Si le creusement a lieu dans un faciès partiellement saturé de forte épaisseur, une loi de comportement particulière adaptée aux sols non saturés peut être utile. Une première approche peut être de considérer des paramètres géotechniques (module de déformation, cohésion et angle de frottement) apparents déduits d'essais en laboratoire réalisés sur le sol pris dans un état de saturation identique à celui observé sur site ;
- Coefficient minorateur R_f de la résistance au cisaillement : on considère que $R_f = 0.95$.

5.3 Viroflay T6 - SMR6

5.3.1 Présentation du projet

Le projet du tramway T6 entre Châtillon-Montrouge et Viroflay consiste à créer une ligne qui parcourt 14 kilomètres, dont 1.6km en souterrain (encadré en gris sur la Figure 5-1). Elle dessert 21 stations réparties sur 5 communes et relie 9 communes. L'étude du projet a commencé en 2000, et le lancement des travaux a eu lieu en 2010. Il a fallu 3 ans pour construire la partie en surface, et 5 ans pour la construction et l'aménagement de la partie souterraine considérée dans ce mémoire.

Le tunnel du tramway Châtillon-Vélizy-Viroflay présente un diamètre extérieur de 9.15 m et est constitué d'anneaux de voussoirs en béton armé d'épaisseur 0.40 m, et de longueur 1.8 m. Chaque anneau est constitué de 7 voussoirs.

Six sections de mesures renforcées ont été installées au préalable du creusement. Nous nous intéressons ici à la section numéro 6 car c'est l'une des sections où l'on dispose d'assez de données pour pouvoir construire un modèle numérique mais également parce que c'est l'une des sections où il y a le moins d'incertitudes sur les mesures et sur les paramètres de pilotage du tunnelier.



Figure 5-1 : Le tracé de la ligne du tramway T6



Figure 5-2 : Le tunnelier Nolwenn utilisé pour le creusement du tunnel du tramway T6

5.3.2 Géométrie et modèle géotechnique

Un travail préliminaire de traitement des données issues du chantier a été fait à partir du mémoire de synthèse géotechnique du tronçon souterrain du T6 pour déterminer les caractéristiques mécaniques mesurées dans chaque horizon.

Une vue en plan et l'extrait du profil en long au droit de la section 6 sont présentés Figure 5-3. Le terrain naturel a pour altitude 107,9 NGF et l'axe du tunnel est situé à 89,9 NGF, i.e. à 18.0 m de la surface. L'épaisseur de la couverture mesure donc 13.4 m au droit de cette section.

La section n°6 de mesure se situe au pied d'un remblai SNCF de 8 m de hauteur et 20 m de largeur, quasiment perpendiculaire à l'axe du tunnel, et de pente quasi- verticale. Celui-ci est modélisé au moyen d'une pression homogène en surface, égale à 152kPa dans les deux modèles 3D (Figure 5-4a) et 2D (Figure 5-4b). Par ailleurs une étude de l'influence de la présence du remblai sur les résultats numériques a été conduite

La lithologie du terrain se présente comme suit, de haut en bas : colluvions en surface (COLL), calcaires de Saint-Ouen (CSO), sables de Beauchamp (SB), marnes et caillasses (MC) et calcaires grossiers (CG). Le tunnel traverse les couches MC (Marnes et caillasses) et CG (calcaire grossier). Et le toit de la nappe se situe au toit du Calcaire Grossier (CG). Les caractéristiques mécaniques des différents terrains sont présentées dans le Tableau 5-1.

Noter en particulier que les valeurs de p_{ref} considérées correspondent aux valeurs de contraintes horizontales initiales au milieu de chaque couche, en l'absence de remblai. Sous le remblai, de hauteur 8 m, les contraintes

horizontales sont majorées de 90 à 120 kPa, ce qui conduit à des modules E_{50} et E_{ur} supérieurs de 20 à 90% par rapport aux valeurs indiquées dans le Tableau 5-1. La présence du remblai en surface d'une partie du modèle 3D induit donc des fluctuations des modules de déformation dans un rapport de 1.2 à 1.9 suivant la position du point considéré. La section instrumentée étudiée étant située en pied de remblai, ce choix a des conséquences importantes sur les résultats.

Les anneaux de voussoirs sont modélisés avec une loi élastique linéaire isotrope dont les paramètres sont : $\gamma = 25$ kN/m³, $E = 11$ GPa et $\nu=0.25$.

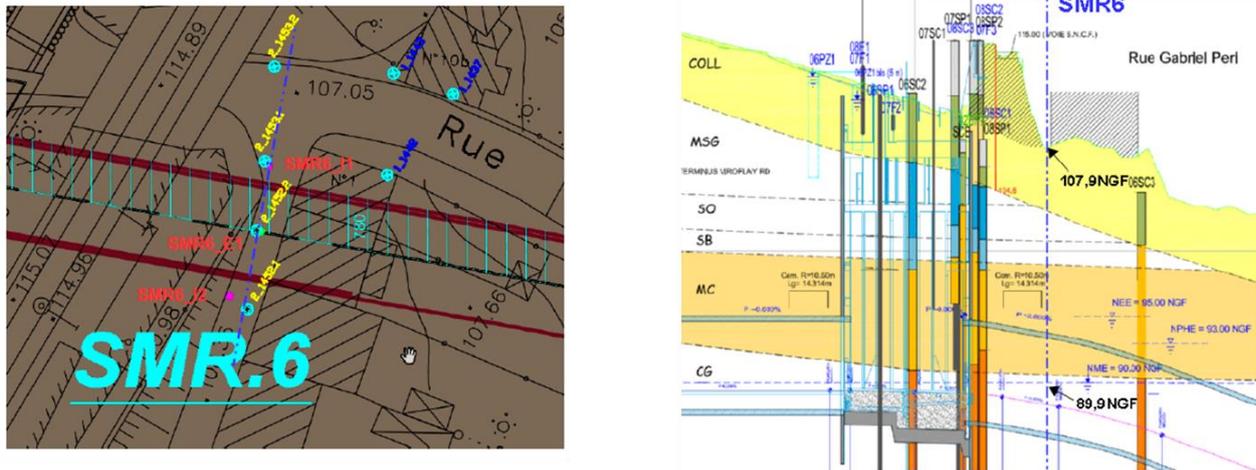


Figure 5-3 : Vue en plan (avec instrumentation) et profil en long géotechnique au niveau de la section de mesure renforcée SMR6.

Couches	Caractéristiques DCE										Caractéristiques HSM déduites			
	Ep. (m)	Comportement	γ (kN/m ³)	K_0	c' (kPa)	ϕ' (°)	ν	ψ (°)	E_M (MPa)	σ_{E_M} (MPa)	α (-)	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	P_{ref} (kPa)
COLL	5	hors nappe	18	0.8	5	25	0.3	0	8	4	0.5	32	96	36
CSO	2.5	hors nappe	19	0.7	20	30	0.3	0	30	20	0.5	120	360	80
SB	2	hors nappe	21	0.6	7-9	34-37	0.3	0	50	30	0.33	300	901	95
MC	9	hors nappe	20	0.6	25	34	0.35	0	50	35	0.5	200	600	162
CG	51.5	drainé	21	0.5	100	40	0.3	0	150	70	0.5	600	1800	321

Tableau 5-1 : Caractéristiques mécaniques du terrain, SMR6 (source : mémoire de synthèse géotechnique du tronçon souterrain de la ligne T6 Chatillon-Velizy-Viroflay)

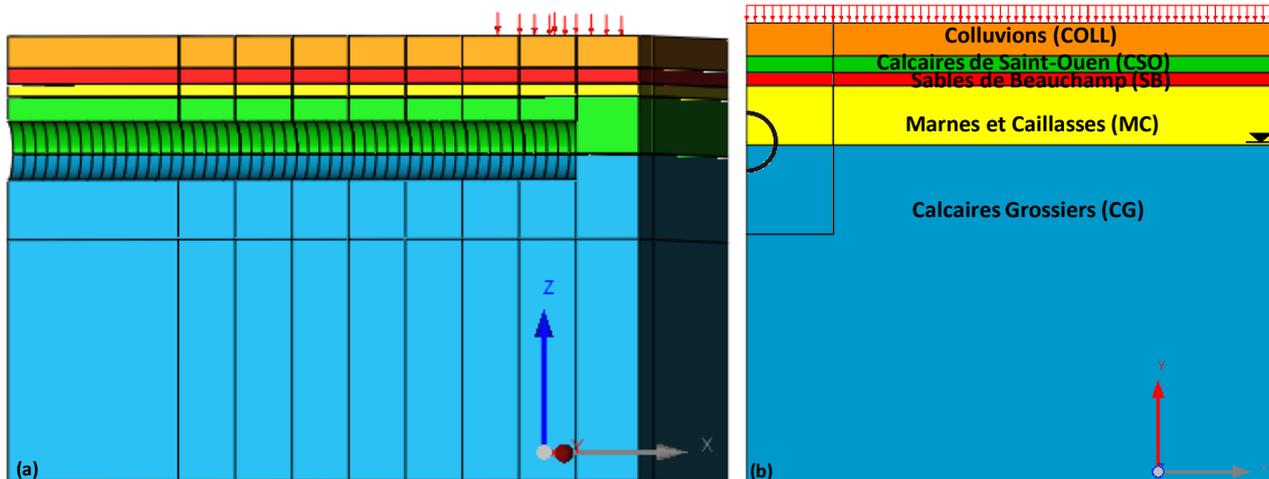


Figure 5-4 : Modèles éléments finis 3D (a) et 2D (b) utilisés pour la modélisation de la section T6-SMR6 de Viroflay.

5.3.3 Paramètres de pilotage du tunnelier

Le tunnelier utilisé pour le projet du tramway parisien est un tunnelier à pression de terre de diamètre extérieur $D = 9.15$ m. Le dernier segment de la jupe a un diamètre extérieur de 9.10 m, donc la surcoupe ainsi que la conicité de la jupe produisent à l'extrémité de la jupe un vide annulaire égal à 25 mm, en conséquence, la convergence diamétrale maximale $2.c_{max}$ à ne pas dépasser le long du bouclier est égale à 50 mm.

L'ensemble des données de la machine déduites de l'analyse des relevés d'anneaux pour cette section est donné en Figure 5-5.

Dans la chambre d'abattage, la pression de confinement appliquée est mesurée grâce à 6 capteurs répartis sur la paroi arrière de la chambre. Ces mesures enregistrent une valeur moyenne à hauteur d'axe de 70 kPa comme le met en évidence la Figure 5-5a, les valeurs du capteur PC5 ont été remplacées par celles du capteur PC4 car elles semblaient erronées. Une différence de pression entre les capteurs situés en haut et ceux situés en bas du front de taille correspond à un poids volumique dans la chambre entre 15 kN/m^3 et 16 kN/m^3 , nous considérerons la valeur moyenne 15.5 kN/m^3 . L'effort de poussée nette mesuré dans l'arbre de la roue de coupe est compris entre 7000 et 9000 kN (Figure 5-5b). Cet effort correspond à celui exercé par les parties métalliques de la roue de coupe sur le front de taille (Berthoz et al., 2018) Il est traduit sous la forme d'une pression supplémentaire de 130 kPa. La pression de confinement totale P_f au niveau de l'axe est donc de 200 kPa.

Les conditions d'injection de bentonite le long du bouclier sont incertaines pour cette section de calcul. Les volumes de bentonites injectées ont été en effet nuls entre les anneaux 775 et 784 (Figure 5-5c), *i.e.* lorsque le tunnelier était situé entre 0 et 20 m avant la section instrumentée. Des volumes compris entre 0.05 et $0.25 \text{ m}^3/\text{anneau}$ ont ensuite été injectés (soit une épaisseur moyenne de bentonite comprise entre 1 et 5 mm autour de la machine, avec une pression P_j comprise entre 0 et 250 kPa en clé.

Quant à la pression de bourrage du vide annulaire P_b^* , la valeur moyenne retenue est de 280 kPa en clé avec une évolution dans la profondeur correspondant à un poids volumique $\gamma_{mortier}$ de 23 kN/m^3 .

Un résumé des valeurs des pressions effectives (en bleu) appliquées dans nos modèles numériques en comparaison avec les pressions totales (en orange) appliquées par le tunnelier est présenté dans la Figure 5-6.

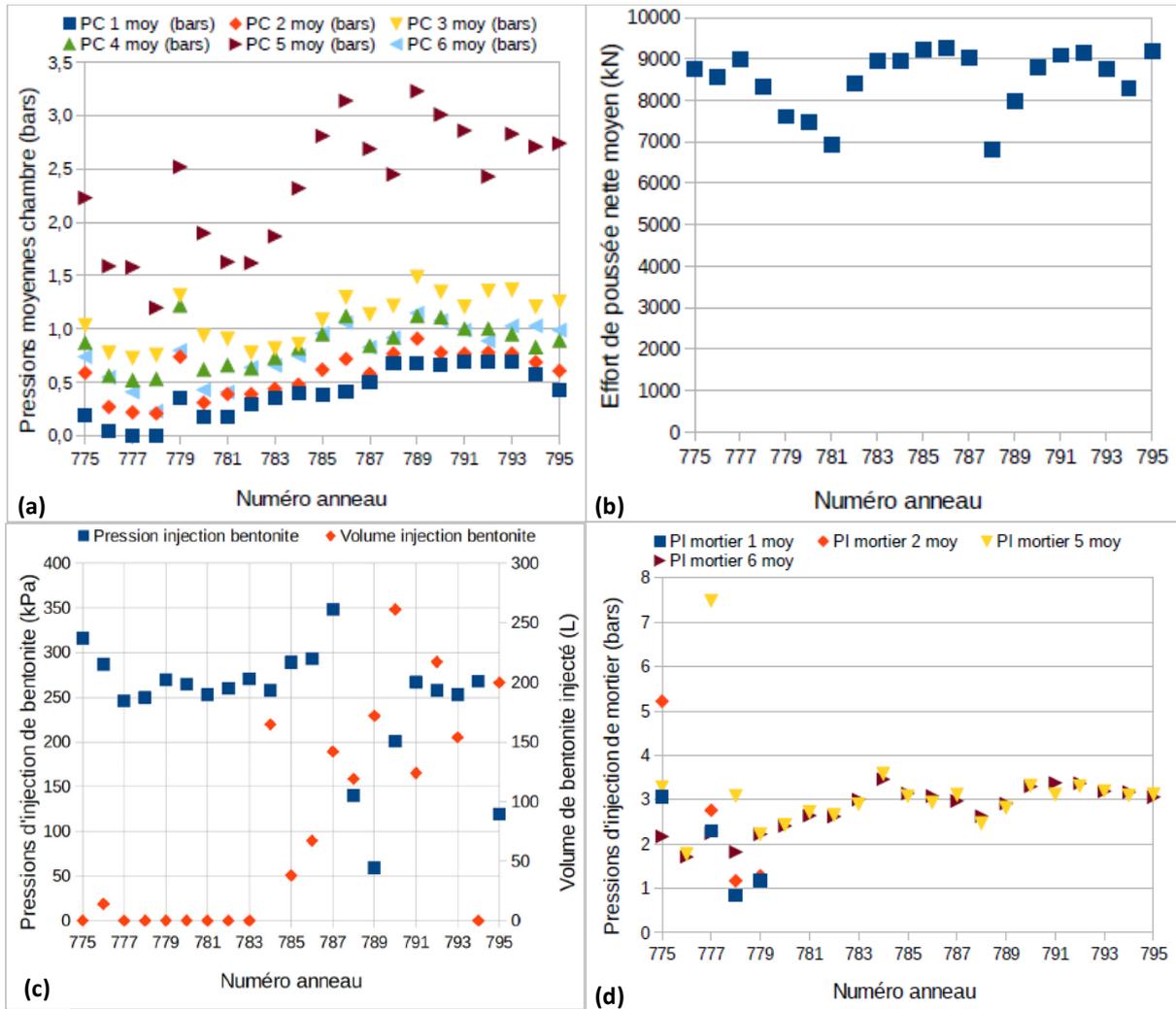


Figure 5-5 : Pressions de pilotage pour la section de mesures renforcées SMR6

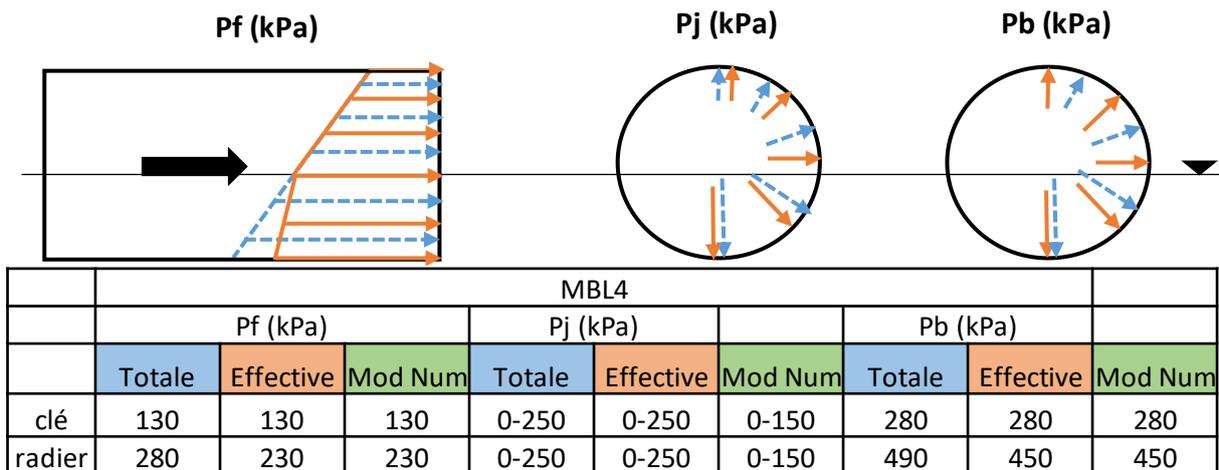


Figure 5-6: Pressions effectives appliquées dans les modèles numériques et pressions totales appliquées par le tunnelier pour la SMR6

5.3.4 Instrumentation de la section étudiée

L'instrumentation mise en œuvre est représentée en Figure 5-7. Elle comporte des mesures de déplacements verticaux du sol en surface et dans la couche de couverture :

- ✓ 4 cibles topographiques dans la direction transversale au tunnel (2_1452.1, 2_1452.2, 2_1453.1 et 2_1453.2) comme affiché en Figure 5-7a ;
- ✓ 1 extensomètre de forage dans l'axe, noté SMR6_E1, disposant de 4 ancres situées respectivement à 3.1 m, 5.8 m, 7.9 m et 11.1 m de profondeur (Figure 5-7b).

Des mesures de déplacements horizontaux du sol ont également été effectuées au travers de deux inclinomètres de 35 m de profondeur situés à 6 m de part et d'autre du tunnel, notés SMR6_I1 et SMR6_I2. Rappelons que l'axe du tunnel est situé à 22.875m de profondeur. Les mesures fournies ne sont cependant pas exploitables car seule la norme du déplacement est présentée, et non ses composantes.

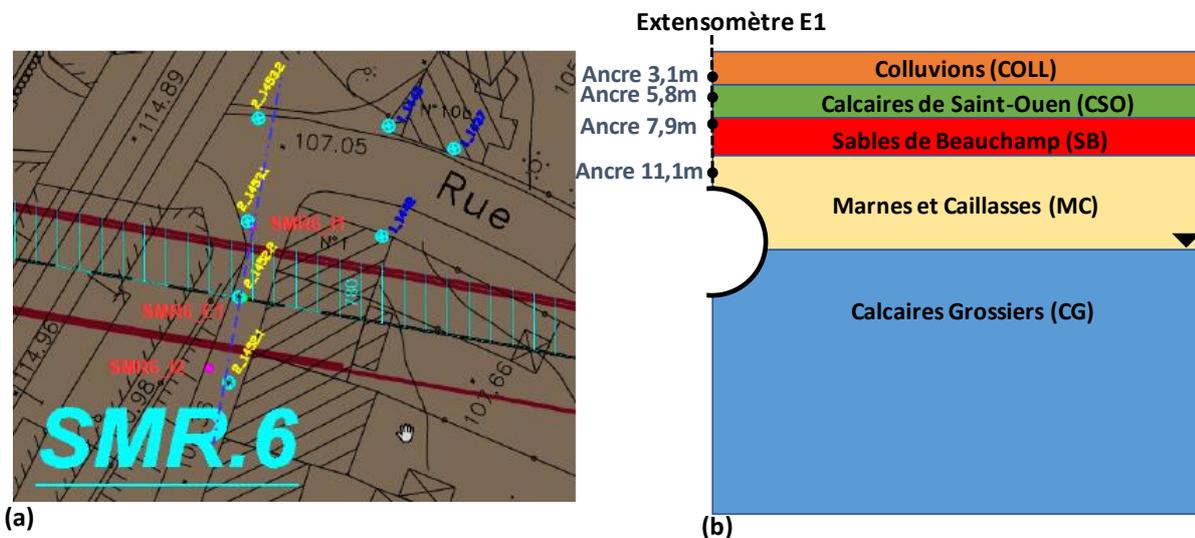


Figure 5-7 : Instrumentation de la section SMR6 :(a) Vue en plan des cibles topographiques, (b) Positions des ancres de l'inclinomètre E1 (SMR6)

5.3.5 Résultats numériques et confrontation aux résultats expérimentaux

Les modèles numériques ont été réalisés, avec l'ensemble des hypothèses décrites précédemment. Compte-tenu de la grande incertitude régnant sur la pression de bentonite le long de la jupe du bouclier d'après le §5.3.3, où celle-ci a varié entre 0 et 250 kPa, et par souci de simplification, le gradient vertical Δ_{jupe} est pris égal à 0 ici. P_j est par conséquent considérée uniforme.

Les cuvettes transversales de tassement finales (après creusement) obtenues avec le modèle numérique 3D dans la section instrumentée sont présentées en bleu sur la Figure 5-8, pour une valeur de P_j médiane, égale à 150 kPa.

Les tassements obtenus sont de l'ordre de 3 mm, largement inférieurs à ceux mesurés expérimentalement, de l'ordre de 19 mm. Diminuer la pression P_j conduit à une augmentation des tassements, sans atteindre la valeur souhaitée, même pour une pression P_j nulle : pour $P_j = 0$, les tassements atteignent 13 mm.

Pour cette valeur de pression le long du bouclier, notons également que l'extension transversale de la cuvette de tassement obtenue numériquement ($i_y = 0,8.D$) est sensiblement supérieure à celle mesurée expérimentalement ($i_y = 0,55.D$). Pour mémoire, l'extension transversale mesurée expérimentalement correspond à un rapport i_y / H égal à 0.28, ce qui est assez faible compte-tenu de la nature des terrains (assez cohérents) d'après Mair & Taylor (1997).

Une petite incertitude liée au faible nombre de cibles topographiques composant cette section instrumentée (4) peut expliquer cet écart.

La sous-estimation des déplacements induits par le modèle numérique observée en surface, et renforcée en profondeur. En effet, comme le montre la Figure 5-10, à proximité de la clé du tunnel, les tassements finaux ont atteint 35 mm expérimentalement, alors qu'ils restent inférieurs à 15 mm dans le modèle numérique.

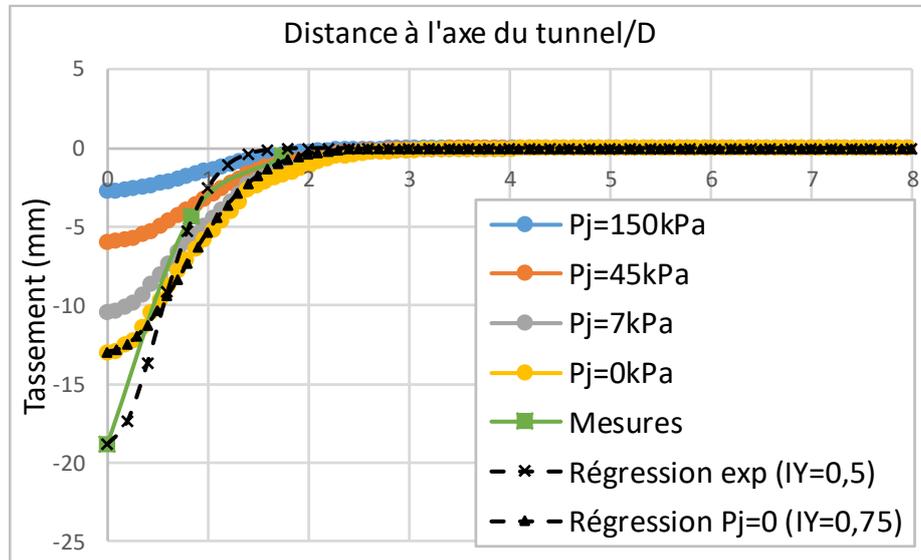


Figure 5-8 : Cuvettes transversales de tassements issues du modèle numérique 3D pour différentes valeurs de P_j , et comparaison aux résultats expérimentaux.

Afin d'évaluer l'effet du remblai sur l'amplitude des tassements en surface, un calcul 3D complémentaire est effectué sans le remblai (cas SR) et comparé au résultat précédent avec remblai (noté AR). Les résultats obtenus sont présentés en Figure 5-9.

On observe que la présence du remblai a un effet très important sur l'amplitude des tassements dans la section étudiée. Sans remblai, le tassement final est égal à 7 mm, alors que sous le remblai, il est égal aux 13 mm présentés précédemment. La section étudiée étant située tout au bord du pied du remblai, elle subit un tassement égal à 13 mm comme l'illustre la Figure 5-9b.

Ce constat pose question quant au mode de modélisation retenu pour le remblai : assimilé à une pression surfacique constante. En effet, en réalité, le talus du remblai n'est pas vertical, donc au droit de la section instrumentée, la contrainte verticale induite par le remblai est intermédiaire entre le cas AR et le cas SR. Un calcul 3D avec une modélisation explicite du remblai (sous la forme d'éléments volumiques) aurait pu permettre d'améliorer le modèle.

En conclusion, dans la section T6-SMR6, les pertes de volume observées en surface ont été en très grande partie induites le long du bouclier. Les calculs 3D ont montré l'influence de P_j sur l'amplitude des déplacements induits, et ces analyses nous poussent à considérer que la pression de bentonite réelle régnant autour du bouclier était proche de zéro. La comparaison numérique / expérimental ne peut pas vraiment être menée plus loin pour deux raisons :

- La modélisation numérique de cette section pose des difficultés liées à la présence d'un remblai de grande hauteur (8 m) juste à côté de la section instrumentée. Ce remblai pose problème directement quant à la prise en compte de son poids (qu'il conviendrait de modéliser explicitement sous forme d'éléments volumiques), mais également indirectement quant au choix des valeurs du paramètre p_{ref} conditionnant la valeur des modules de déformation du terrain,
- Les résultats d'auscultation restent peu nombreux, donc également soumis à une certaine incertitude.

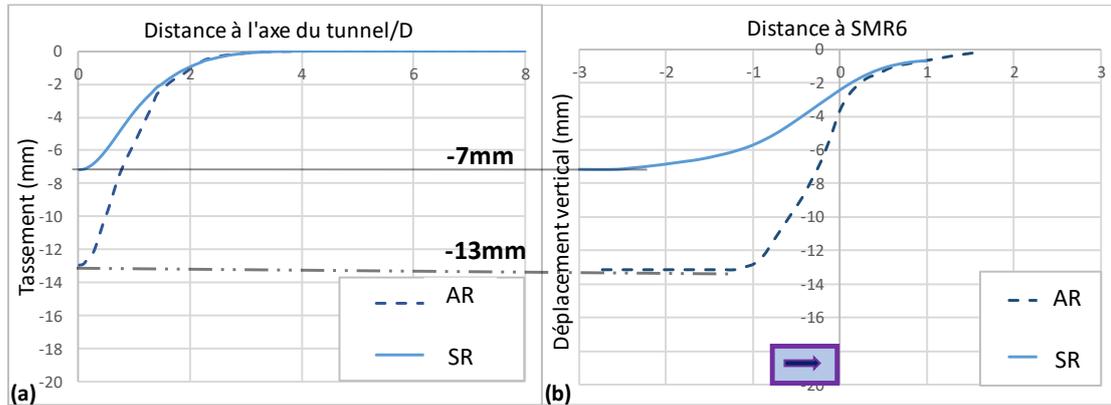


Figure 5-9 : Etude de l'influence du remblai.

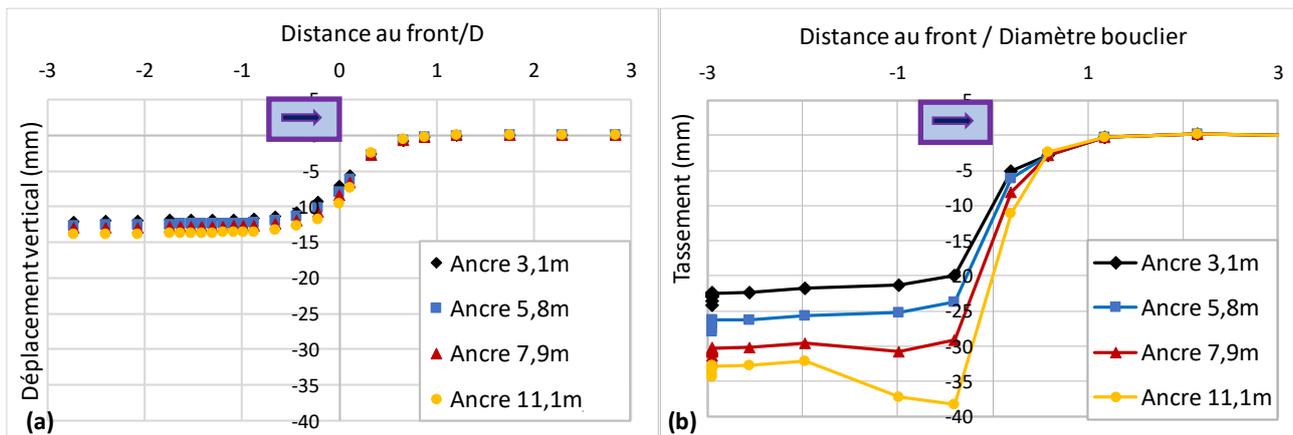


Figure 5-10: Déplacements verticaux au droit de l'extensomètre E1 : (a) résultats numériques, (b) résultats expérimentaux.

5.4 Lyon MB – PM 1088

5.4.1 Présentation du projet

Le chantier du prolongement de la ligne B du métro de Lyon entre la station Gerland et celle d'Oullins-gare sur une longueur de 1800 m environ a été engagé en juillet 2009, en vue d'une mise en service fin 2013. Ce prolongement passe sous le Rhône dans un tunnel monotube pour les deux sens de circulation du métro. Il se caractérise par un diamètre extérieur de 9.47 m (Figure 5-11) et la profondeur de l'axe du tunnel au niveau de la section 9 est égale à 16.25 m. Le creusement a été réalisé au moyen d'un tunnelier à pression de boue. Le creusement du tunnel a commencé en septembre 2010 et s'est achevé le 2 mars 2011, date à laquelle le tunnelier a atteint la station Gare d'Oullins, après cinq mois de creusement.

Notons que ce tracé traverse de nombreuses zones sensibles du point de vue des tassements comme : l'autoroute A7, le drain de la Compagnie Nationale du Rhône, les bâtis situés entre l'autoroute et la gare SNCF de Oullins, l'église Saint Jean Marie Vianney, les voies SNCF en sortie de la gare SNCF de Oullins, les bâtis entre la station d'Oullins-gare et le puits d'Orsel (Figure 5-12). A ces zones sensibles viennent s'ajouter la forte hétérogénéité des terrains rencontrés et la perméabilité élevée des zones alluvionnaires traversées en présence de charges hydrostatiques importantes (traversée sous fluviale du Rhône). Ces conditions difficiles justifient en particulier le choix par le maître d'ouvrage d'un creusement du tunnel à l'aide d'un tunnelier à pression de boue.

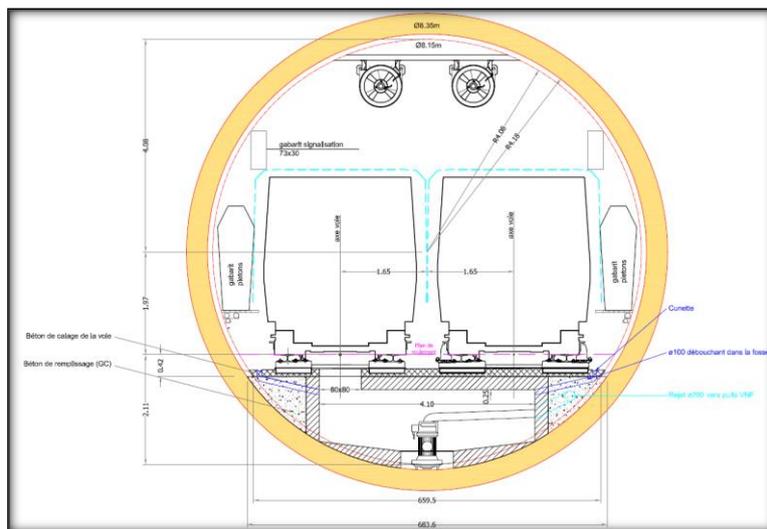


Figure 5-11 : Section fonctionnelle du métro B (source: Etude AVP Egis Rail)



Figure 5-12 : Vu en plan du projet de prolongement de la ligne B du métro lyonnais avec positionnement des principaux ouvrages et des zones sensibles (Ferrari et al., 2011)

5.4.2 Géométrie et modèle géotechnique

Dans cette partie, nous nous intéresserons à une zone particulièrement sensible du projet : le passage du tunnelier sous les voies SNCF (ligne Lyon-Givors). Un ensemble de lignes de nivellement a été implanté dans cette zone afin de pouvoir suivre méticuleusement l'évolution des déplacements en surface et autour de la machine. Nous nous intéressons ici au passage sous les voies principales, au PM 1088 du projet (Figure 5-13). Chronologiquement, le tunnelier arrive de Gerland (de la droite sur la Figure 5-13), traverse la paroi moulée amont de la station Oullins gare préalablement excavée. Il est ensuite ripé à l'intérieur de la station Oullins puis pénètre de nouveau en terre au travers de la paroi moulée aval de cette station en direction du Puits Orsel où le tunnelier est démonté et extrait. A noter qu'un bouchon étanche a été réalisé par jet grouting à l'extérieur de la paroi moulée aval (hachuré sur la figure) afin d'éviter toute venue d'eau à l'intérieur de la station lors de l'entrée en terre du tunnelier. Compte-tenu

de la distance assez importante entre le bouchon et les sections de mesure (une vingtaine de mètres pour les lignes 3 et 4), son effet peut a priori être négligé dans la modélisation.

La coupe géologique au droit de la section étudiée est donnée en Figure 5-14. Nous distinguons en partant de la surface :

- Des remblais superficiels,
- Des alluvions du Rhône (inférieures et supérieures) sur une hauteur d'environ 10.5 m dont une épaisseur d'un mètre se trouve dans la section forée,
- Du granite altéré et arène granitique sur une hauteur d'environ 5 m dont l'intégralité se trouve dans la section forée,
- Un socle en granite sain dont environ 4 m de hauteur se trouve dans la section forée,

Le niveau de la nappe phréatique se trouve à 8 m au-dessous de la surface libre, au toit des alluvions inférieures. On note la présence d'une forte épaisseur d'alluvions du Rhône de forte perméabilité (jusqu'à 10^{-2} m/s). Ces alluvions sont constituées principalement de sables et de graviers, avec à certains endroits la présence de matériaux plus fins, limoneux, parfois argileux. Ces alluvions reposent principalement sur un substratum molassique d'âge miocène, excepté à l'ouest du tracé où ces alluvions s'appuient sur le môle granitique d'Oullins (rebord oriental du Massif central). Les reconnaissances ont montré que ce granite à grain moyen était fortement diaclasé, potentiellement très dur, à l'exception de la zone d'interface avec les alluvions où il apparaissait altéré (arènes granitiques).

Les caractéristiques mécaniques des différents terrains sont présentées dans le Tableau 5-2. Celles-ci sont tirées du mémoire de synthèse géotechnique du projet. Notons en particulier qu'une incertitude importante existe sur la valeur du module pressiométrique des alluvions inférieures du Rhône. Trois sondages pressiométriques ont été réalisés à proximité de la section instrumentée (PR1, SP822 et SP824). Les modules mesurés dans cette formation sont compris entre 40 et 200 MPa. En première approche, la moyenne géométrique des valeurs mesurées est retenue (80 MPa).

Les anneaux de voussoirs de 0.6 m d'épaisseur et 1.8 m de longueur sont modélisés avec une loi élastique linéaire isotrope avec des caractéristiques mécaniques et géométriques ($E = 30$ GPa, $\gamma = 22$ kN/m³, $\nu=0.2$).

		Caractéristiques DCE									Caractéristiques HSM déduites		
Couches	Ep. (m)	Comportement	γ (kN/m ³)	K_0	c' (kPa)	Φ' (°)	ν	ψ (°)	E_M (MPa)	α (-)	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	P_{ref} (kPa)
R	1.7	hors nappe	19	0.8	0	25	0.33	0	10	0.5	40	120	13
Alluvions Sup	4.8	hors nappe	19	0.7	0	30-35	0.33	0	8	0.33	48	144	55
Alluvions Inf	5.6	drainé	19	0.7	0	30-35	0.33	0	80 (40 à 200)	0.33	480	1441	109
GA	5.1	drainé	24	0.6	40	35	0.33	0	Estimation à partir du GSI	s.o.	120	360	126
GS	15	drainé	25	0.4	180	45	0.33	0		s.o.	1000	3000	148

Tableau 5-2 : Caractéristiques mécaniques des terrains (source : Rapport de synthèse géologique, prolongement de la ligne B du métro à Oullins-gare).

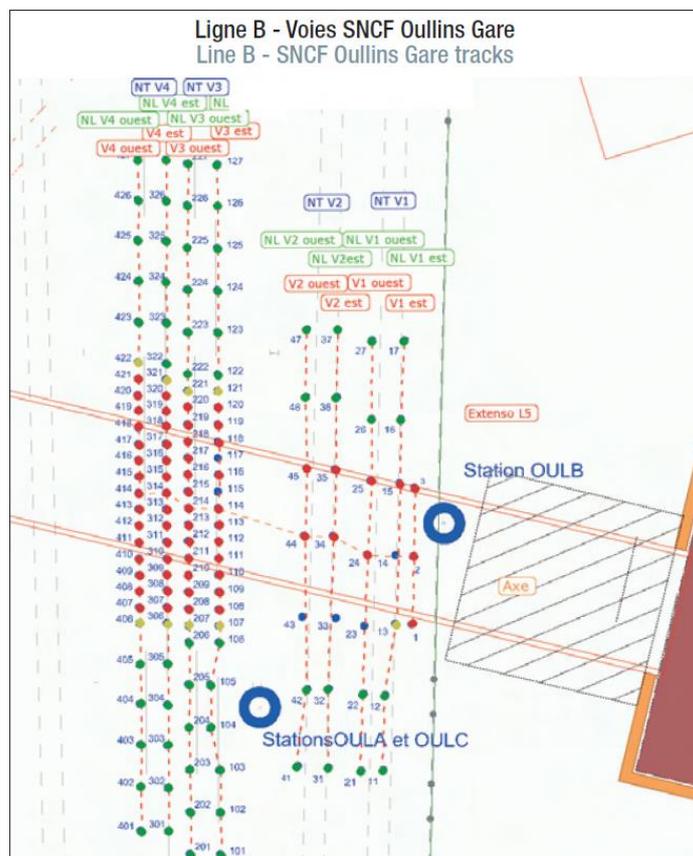


Figure 5-13 : Vue de la zone étudiée : chaque ligne verticale correspond à une ligne de cibles topographiques (Ferrari et al, 2011).

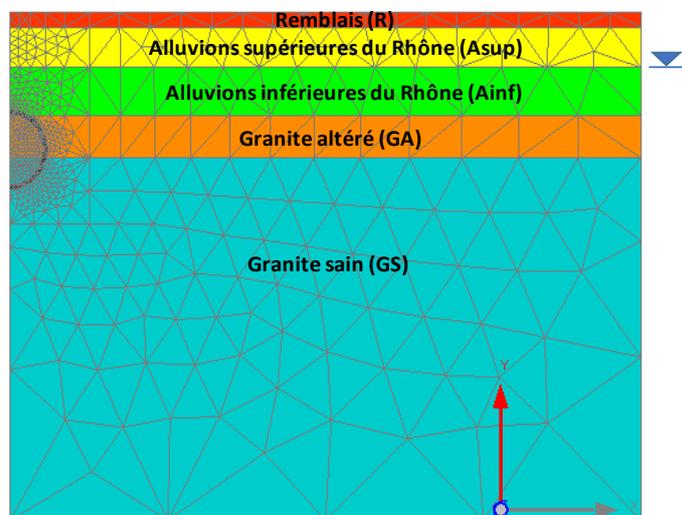


Figure 5-14 : Coupe géologique au droit des voies ferrées (MBL9)

5.4.3 Paramètres de pilotage du tunnelier

Le tunnelier utilisé pour le projet du métro lyonnais est un tunnelier à pression de boue de diamètre extérieur $D=9.47\text{m}$. Le dernier segment de la jupe a un diamètre extérieur de 9.40m , donc la surcoupe ainsi que la conicité de la jupe produisent un vide annulaire égal à 35mm , en conséquence, la convergence diamétrale maximale $2 \cdot c_{max}$ à ne pas dépasser le long du bouclier est égale à 70mm .

Dans la chambre d'abattage, les valeurs de la pression mesurées en clé sont présentées en Figure 5-15a pour 10 anneaux de voussoirs. La pression de confinement moyenne est de 90 kPa en clé et 230 kPa en radier. Le poids

volumique de bentonite à considérer est par conséquent égal à 15 kN/m^3 . Ces pressions sont de l'ordre des contraintes horizontales initiales dans le terrain.

Considérons en première approximation que la bentonite injectée au front de taille se propage le long du bouclier sans pertes de charge. Il en découle que $P_j = 90 \text{ kPa}$ en clé, soit environ 40% de la contrainte vertical initiale en clé. En soustrayant la pression hydrostatique initiale en clé, égale à 50 kPa , on obtient $P_{j-clé}^* = 40 \text{ kPa}$ à imposer dans le modèle numérique. On retient un gradient de pression avec la profondeur Δ_{jupc} égal à 15 kPa/m .

Le volume de mortier injecté pour combler le vide à l'extrados des voussoirs est compris entre 10 et 12 m^3 (Figure 5-15b), cependant les pressions de bourrage associées sont inconnues. De manière sécuritaire, on considère en première approche qu'elles sont égales aux pressions le long du bouclier, i.e. $P_{b-clé}^* = 40 \text{ kPa}$. On considère par contre un gradient vertical avec la profondeur plus important : $\gamma_{mortier} = 23 \text{ kN/m}^3$. Un résumé des valeurs des pressions effectives (bleues) appliquées dans nos modèles numériques en comparaison avec les pressions totales (oranges) appliquées par le tunnelier est présenté dans la Figure 5-16.

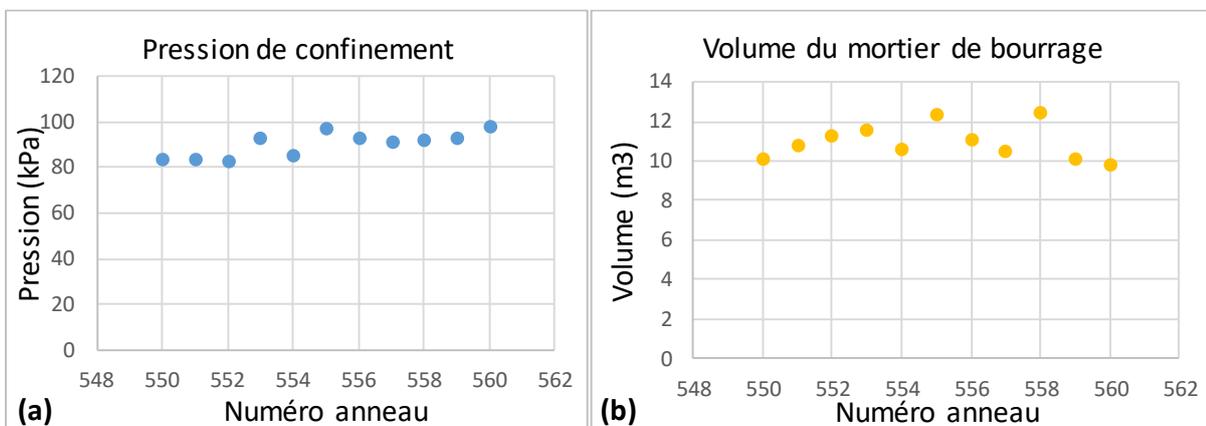


Figure 5-15: Paramètres du tunnelier pour la section MBL9 : (a) pressions de confinement, (b) volume du mortier de bourrage injecté

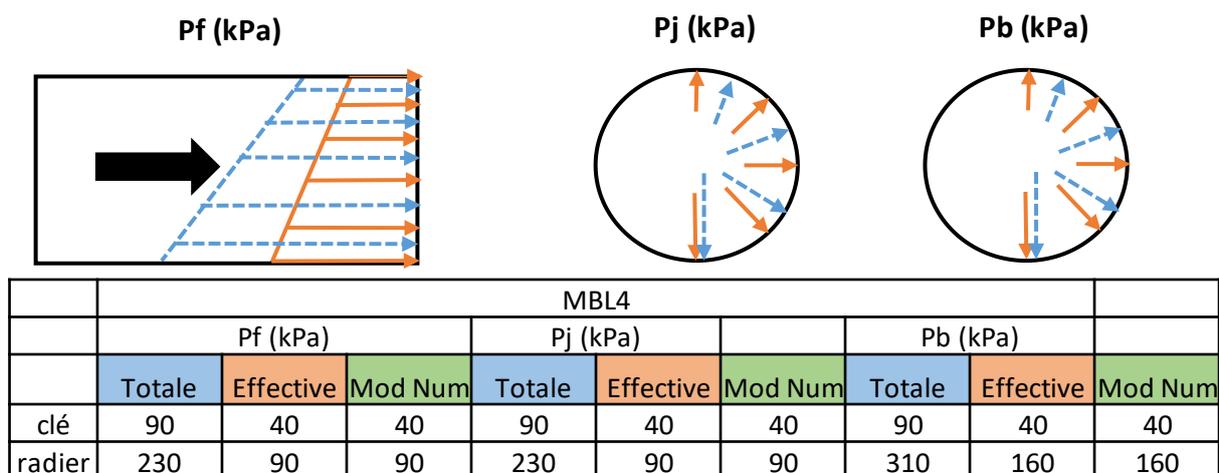


Figure 5-16: Pressions effectives appliquées dans les modèles numériques et pressions totales appliquées par le tunnelier pour la MBL9

5.4.4 Instrumentation de la section étudiée

L'instrumentation de la zone étudiée est composée de :

- Différentes lignes de cibles topographiques dans la direction transversale au tunnel (visibles en Figure 5-13 : celles-ci ont donné des résultats similaires, preuve de la stationnarité du creusement dans la zone étudiée,
- 1 extensomètre de forage (noté E52) situé au-dessus de l'axe du tunnel, et comportant 5 ancres situées à 1.5 m, 4.7 m, 6.7 m, 8.7 m et 9.7 m de profondeur,
- 1 inclinomètre de forage (noté I54) situé à 6.3 m (soit 0,7.D) de l'axe du tunnel.

5.4.5 Résultats numériques et confrontation aux résultats expérimentaux

Les modèles numériques 3D et 2D sont effectués avec les hypothèses décrites dans les paragraphes précédents. Dans le modèle 2D, noter qu'un taux de déconfinement égal à 0.8 (et non 1.0) est considéré à la sortie de la jupe conformément aux résultats du §4.4.3.

Les résultats obtenus avec ces deux modèles sont comparés aux résultats expérimentaux en Figure 5-17 et Figure 5-18.

Focalisons-nous dans un premier temps sur les différences entre les résultats des modèles numériques 3D et 2D. On constate un bon accord entre les résultats de ces modèles à la fois sur la cuvette transversale finale de tassement en surface (Figure 5-17a), les convergences finales en paroi du tunnel (Figure 5-17c) et les déplacements horizontaux transversaux à 0,7.D de l'axe (Figure 5-18c). Cet accord est parfait en termes d'allure des déplacements. Un décalage d'amplitude existe cependant : l'approche 2D surestime l'ensemble de ces champs de déplacements d'environ 30 % (tout en restant dans des amplitudes très faibles, inférieures à 5 mm). Cette surestimation des déplacements induits avec l'approche 2D est difficilement explicable car d'un côté, elle pourrait être liée à un effet 3D de la pression de jupe qui ne serait pas pris en compte dans cette approche, mais d'un autre côté, le fait d'avoir pris un taux de déconfinement en sortie de jupe égal à 0.8 devrait corriger le fait que l'état de déformations planes ne soit pas totalement atteint en sortie de jupe et tenir compte implicitement de la rigidité du revêtement posé à l'arrière (Cf. §4.4.3). L'écart 3D / 2D devrait donc être faible. L'influence d'un effet 3D de la pression de jupe reste à vérifier.

Passons à la comparaison des résultats numériques avec les résultats expérimentaux. L'allure des déplacements observés est similaire : cuvette transversale de forme gaussienne (Figure 5-17a), cuvette longitudinale assimilable à une gaussienne cumulée (Figure 5-17b), amplitude assez similaire des déplacements dans l'épaisseur de la couverture traduisant un mouvement de quasi corps rigide de la couverture (Figure 5-18a et b), et déplacements horizontaux orientés vers l'axe du tunnel (Figure 5-18c).

Par contre, l'amplitude des déplacements verticaux (en clé et dans l'épaisseur de la couverture) est fortement sous-estimée par les modèles numériques réalisés. Les tassements maximaux n'atteignent que 5 mm numériquement, contre presque 30 mm en réalité. D'autres calculs réalisés, non présentés ici, ont montré que considérer une pression P_j plus faible (inférieure à 90 kPa) conduit à une « non-convergence » des calculs à partir d'une pression $P_j = 80$ kPa ($P_{j^*clé} = P_j - u_{0clé} = 30$ kPa) sans augmentation significative des déplacements associés. Diviser par trois des modules de déformation (ce qui est supérieur à l'incertitude identifiée sur le module pressiométrique des Alluvions Inférieures) et cohésions des terrains ne suffit même pas à atteindre les résultats expérimentaux. En effet, le calcul ne converge plus pour une pression P_j de l'ordre de 70 kPa ($P_{j^*clé} = 20$ kPa), alors que les tassements de surface n'ont atteint que 17 mm (soit la moitié des déplacements mesurés), et la convergence diamétrale clé / radier 30 mm (soit la moitié de l'espace annulaire disponible $2.c_{max} = 70$ mm). En conséquence, il est fort vraisemblable que la diffusion de la bentonite le long du bouclier ait été partielle, conduisant à des pressions effectives réelles P_j^* très faibles (inférieures à 10 kPa en clé), conduisant à la fermeture presque totale du vide annulaire.

On constate également une différence entre les profils des déplacements horizontaux calculés le long d'une ligne verticale située à 0.7D de l'axe du tunnel de ceux mesurés avec un inclinomètre situé à la même position sur le site du métro B (section PM 1088). L'amplitude de ces déplacements est cependant assez similaire dans les deux cas (Figure 5-18c).

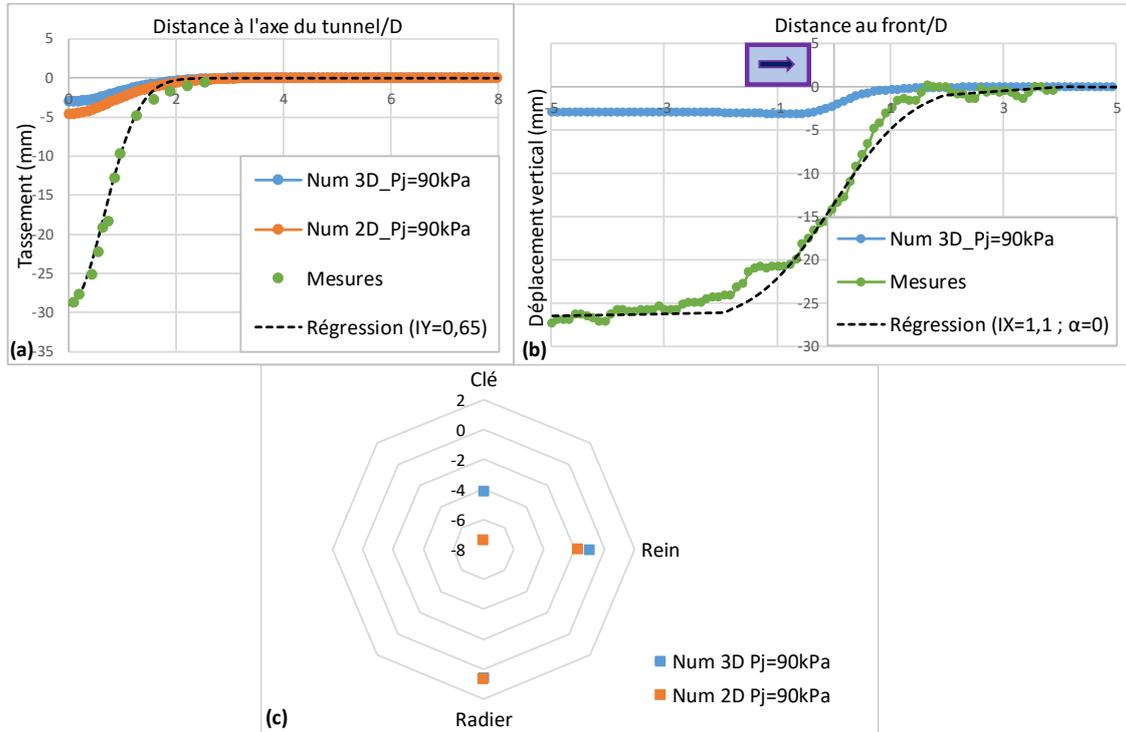


Figure 5-17 : (a) Cuvette transversale de tassement (expérimentale et numérique) ; (b) Cuvette longitudinale de tassement en surface (expérimentale et numérique) ; (c) Convergences en paroi du tunnel (numérique).

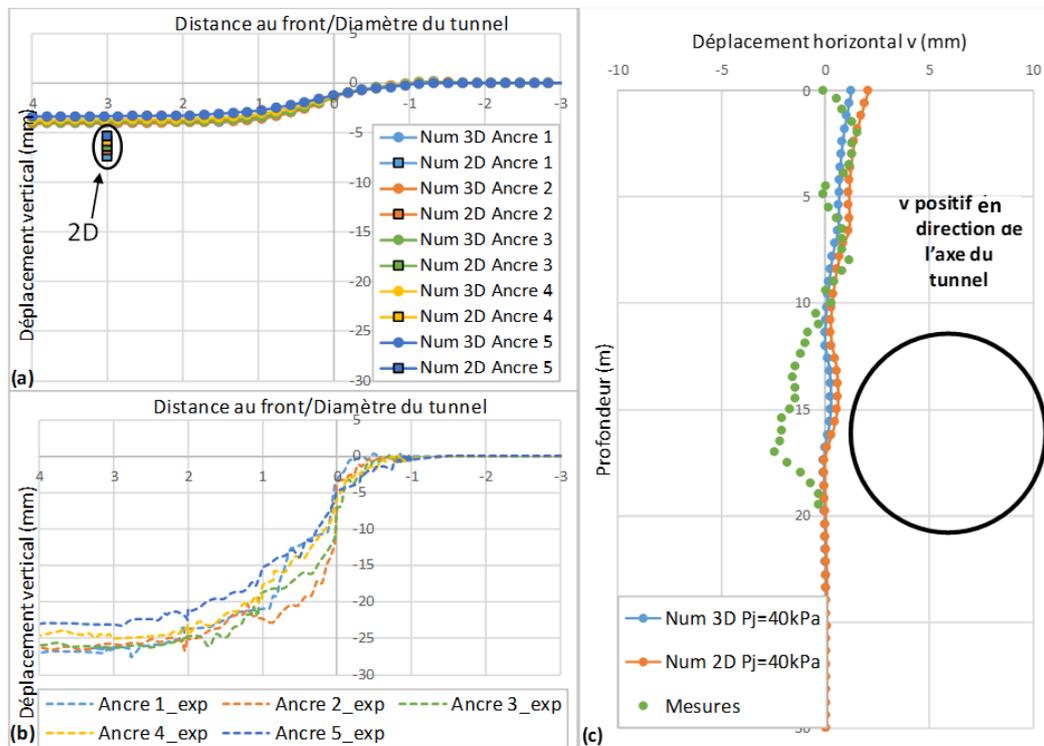


Figure 5-18 : Déplacements verticaux au-dessus de l'axe du tunnel dans l'épaisseur de la couverture : résultats numériques (a) et expérimentaux (b). Déplacements horizontaux à 0.7D de l'axe : résultats expérimentaux et numériques (c).

5.5 Lyon MB – PM667

5.5.1 Géométrie et modèle géotechnique

Cette section est située au droit de la rue Jean-Jaurès à Oullins (Figure 5-12). Au niveau de cette section, la profondeur de l'axe du tunnel est égale à 26 m. La coupe géologique est donnée en Figure 5-19a. Nous distinguons en partant de la surface : des remblais superficiels, des alluvions du Rhône (sèches et humides) sur une hauteur d'environ 27.2 m et des molasses. Le tunnel traverse ces deux dernières couches. La nappe est située à 4 m de profondeur par rapport à la surface.

Les caractéristiques mécaniques des terrains attribués aux différents faciès sont données dans le Tableau 5-3. Ces valeurs sont les valeurs retenues dans le Mémoire de Synthèse Géotechnique du projet. Noter en particulier que les modules pressiométriques retenus dans les Alluvions Inférieures (20-40 MPa) sont plus faibles que ceux attribués à cette formation dans la 5.4.2, à proximité de la station Oullins Gare (40-200 MPa). Cela n'est pas aberrant : les différents sondages pressiométriques ont montré une décroissance nette des modules pressiométriques lorsqu'on se rapproche du lit du Rhône. Dans les calculs numériques réalisés ici, la valeur médiane de l'intervalle indiqué est retenue en première approximation. Il convient de garder en tête les incertitudes existant sur les différentes caractéristiques mécaniques, en particulier les modules de déformation des Alluvions inférieures et des Molasses.

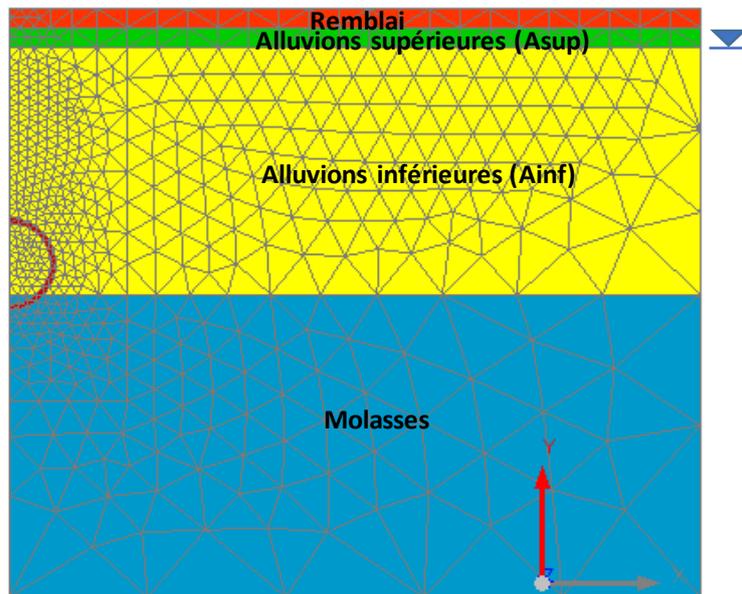


Figure 5-19 : Coupe géologique au droit de l'avenue Jean-Jaurès (MBL4)

Couches	Ep. (m)	Comportement	Caractéristiques DCE								Caractéristiques HSM déduites		
			γ (kN/m ³)	K_0	c' (kPa)	ϕ' (°)	ν (-)	ψ (°)	E_M (MPa)	α (-)	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	P_{ref} (kPa)
R	1.9	hors nappe	19	0.8	0	25	0.3	0	10	0.5	40	120	14
Alluvions sup	2.1	hors nappe	19	0.5	0	30-35	0.3	0	20-40	0.33	180	540	28
Alluvions inf	25.1	drainé	19	0.5	0	30-35	0.3	0	20-40	0.33	180	540	94
Molasses	30.8	drainé	19	0.7	10-30	25-30	0.3	0	20-40	0.33	180	540	308

Tableau 5-3 : Caractéristiques mécaniques des terrains (source : Rapport de synthèse géologique, prolongement de la ligne B du métro à Oullins-gare).

5.5.2 Paramètres de pilotage du tunnelier

Les caractéristiques géométriques du tunnelier ont été données au §5.4.3.

Au droit de cette section, la pression exercée dans la bulle d'air du tunnelier à pression de boue est de l'ordre de 270 kPa (Figure 5-20a). Les pressions mesurées en clé de la chambre d'abattage, de l'autre côté de la paroi plongeante, semblent légèrement plus faibles en raison de pertes de charge au sein de la chambre d'abattage, à moins qu'il ne s'agisse d'erreurs de mesure. On retient ici une valeur de pression de bentonite exercée en clé égale à 230 kPa. En l'absence d'informations concernant l'effort transitant dans l'arbre de roue, le rôle de soutènement mécanique de la roue de coupe est négligé ici. La contrainte exercée au front est, en tout cas, supérieure à la contrainte horizontale totale en clé (200 kPa). Dans le modèle numérique, compte-tenu des pressions hydrostatiques initiales (170 kPa en clé) et du gradient Δ_{front} considéré, une pression P_f^* égale à 60 kPa en clé et 110 kPa en radier est retenue.

La pression d'injection moyenne (au niveau de la clé) du mortier de bourrage, sur 7 anneaux de voussoirs, est égale à 350 kPa (Figure 5-20b). Après soustraction de la pression hydrostatique, on obtient : $P_{b\text{ clé}}^* = 180 \text{ kPa}$.

En l'absence d'informations quant à la circulation de la bentonite le long du bouclier, conditionnant donc la valeur de la pression réelle régnant autour du bouclier, on considère que cette pression est égale à la pression de confinement frontale en clé, i.e. $P_j = 230 \text{ kPa}$, d'où $P_{j\text{ clé}}^* = 60 \text{ kPa}$. Une incertitude importante existe sur cette valeur.

Un résumé des valeurs des pressions appliquées par le tunnelier et retenues dans les modélisations est présenté en Figure 5-21.

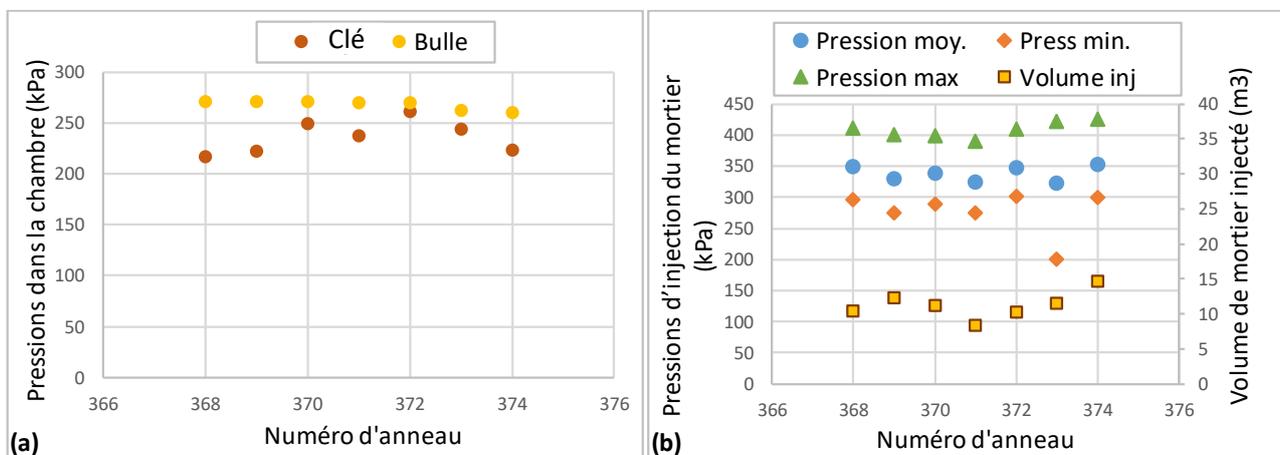


Figure 5-20 Paramètres du tunnelier pour la section MBL4 : (a) pressions dans la chambre d'abattage, (b) pressions et volume d'injection du mortier de bourrage du vide annulaire

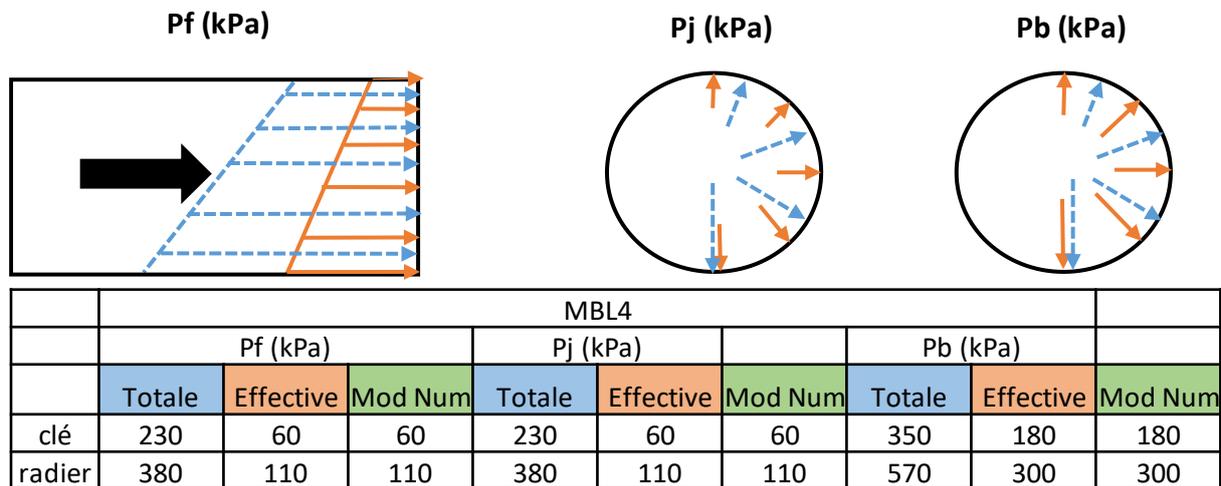


Figure 5-21: Pressions effectives appliquées dans les modèles numériques et pressions totales appliquées par le tunnelier pour la MBL4

5.5.3 Instrumentation de la section étudiée

L'instrumentation de la zone étudiée est composée de :

- une ligne de cibles topographiques dans la direction longitudinale au tunnel,
- 1 extensomètre de forage (noté E42) situé au-dessus de l'axe du tunnel, et comportant 5 ancrés situées à 1.5 m, 12.8 m, 16.8 m, 18.8 m et 19.8 m de profondeur,
- 2 inclinomètres de forage (notés I44 et I54) situé à 6.5 m (soit 0,7.D) de l'axe du tunnel.

5.5.4 Résultats numériques et confrontation aux résultats expérimentaux

Les modèles numériques 3D et 2D sont effectués avec les hypothèses décrites dans les paragraphes précédents. Dans le modèle 2D, noter qu'un taux de déconfinement égal à 0.8 (et non 1.0) est considéré à la sortie de la jupe conformément aux résultats du §4.4.3.

Les résultats obtenus avec ces deux modèles sont comparés aux résultats expérimentaux en Figure 5-22, Figure 5-23 et Figure 5-24.

Les modélisations effectuées permettent à nouveau tout d'abord de comparer les résultats des modèles 3D et 2D entre eux. Les conclusions obtenues sont similaires au cas précédent : l'accord est parfait en termes d'allure des déplacements, et l'approche 2D surestime l'ensemble des champs de déplacements d'environ 20 %.

Comparons à présent les résultats du modèle numérique 3D avec les résultats expérimentaux. On note que l'écart obtenu en termes d'amplitude des tassements en surface est beaucoup plus faible que lors de la modélisation de la première section du métro lyonnais. La sous-estimation du modèle numérique n'est ici que de 30 % (2.6 au lieu de 4.3 mm) comme le montre la Figure 5-22a.

Réduire les valeurs de pression de bourrage de 50 kPa, ce qui correspondrait aux valeurs minimales mesurées au cours de chaque anneau, ne permet pas d'augmenter significativement l'amplitude des tassements. Les calculs 3D et 2D montrent en effet que cette réduction n'a qu'un effet limité sur l'amplitude des tassements en surface (Figure 5-22b). Cet effet est sensiblement plus élevé dans le cas du modèle 2D que dans le cas du modèle 3D, ce qui est totalement cohérent avec la longueur d'application de ce chargement (longueur infinie dans le cas du modèle 2D contre 0.2D dans le cas du modèle 3D).

Considérer une pression P_j légèrement plus faible (185 kPa au lieu de 230 kPa), *i.e.* 15 au lieu de 60 kPa en clé après soustraction des pressions hydrostatiques, permet par contre d'atteindre l'amplitude des tassements en surface. Cette hypothèse est plausible si on considère que des pertes de charge existent le long du bouclier, conduisant à une pression un peu plus faible que celle imposée au front. Considérer la fourchette basse des modules pressiométriques dans les Alluvions inférieures et les Molasses (20 MPa au lieu de 30 MPa) aurait également pu permettre d'atteindre la valeur de tassement mesurée. Un choix éclairé entre ces deux scénarios ne peut pas être effectué compte-tenu des données disponibles. Afin de poursuivre les analyses, la première hypothèse (réduction de la pression P_j) est retenue.

Une fois ce calage sur la valeur du tassement maximal effectué, il est intéressant de constater les points suivants :

- l'excellent accord visible en termes de forme du profil longitudinal de tassements en surface (Figure 5-23),
- malgré ce bon accord en surface, les déplacements à proximité du tunnel sont sous-estimés : (i) 2 à 5 m au-dessus de la clé, les tassements ont atteint 9 mm contre 5 mm numériquement, (ii) à 6 m du piédroit du tunnel, les déplacements horizontaux ont atteint 5 mm sur site, contre 1 à 2 mm numériquement.

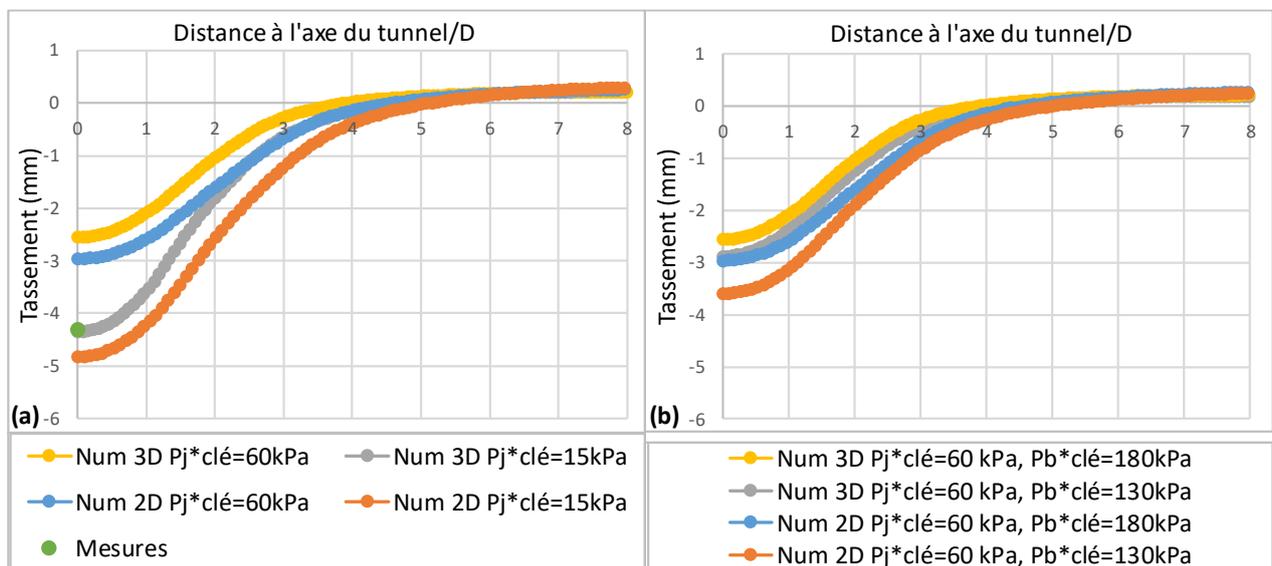


Figure 5-22 : Cuvettes transversales de tassements issues des modèles numériques 3D et 2D, et confrontation avec le tassement maximal mesuré en surface.

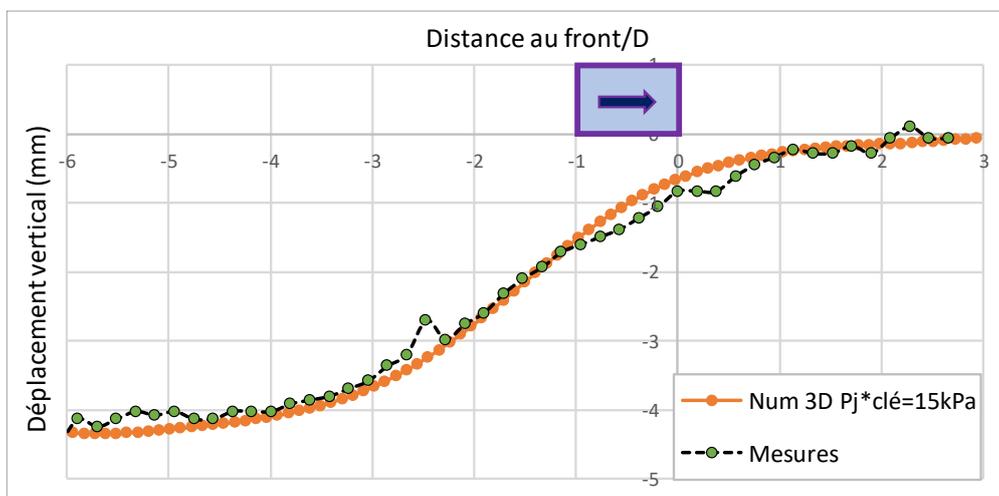


Figure 5-23: Cuvette longitudinale de tassement en surface.

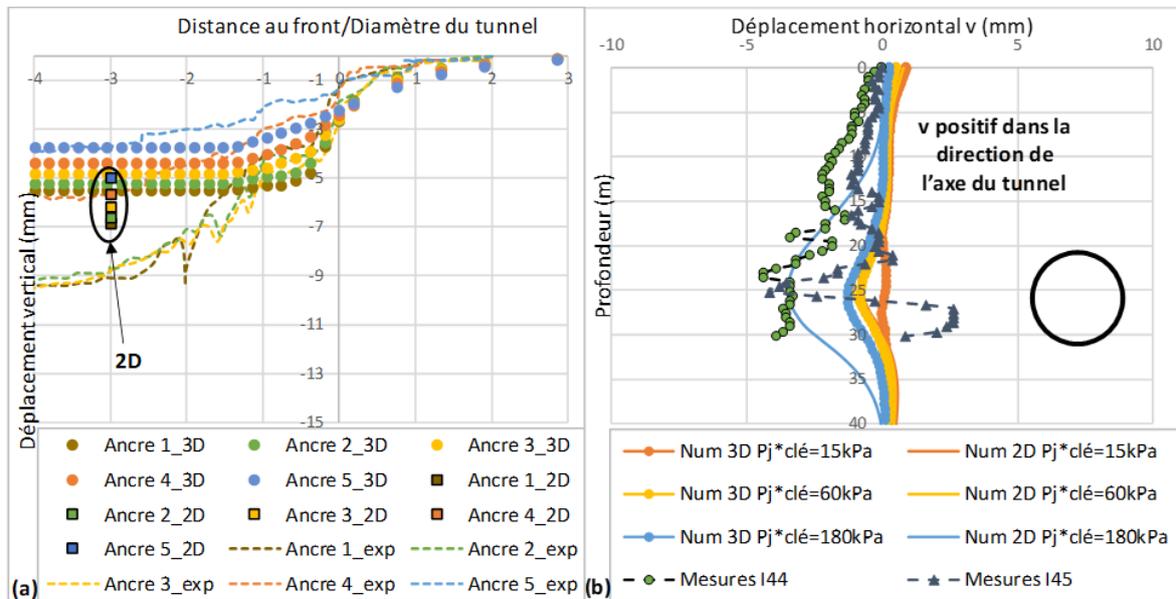


Figure 5-24 : (a) Déplacements verticaux au-dessus de l'axe du tunnel dans l'épaisseur de la couverture ; (b) Déplacements horizontaux à 0,7.D de l'axe.

5.6 Conclusion

Les approches de modélisation 3D et 2D décrites aux chapitres précédents ont été appliquées à trois sections de chantiers réels : une du tramway parisien T6 (Châtillon – Vélizy - Viroflay), et deux du métro B lyonnais (Gerland – Oullins).

Ces applications ont permis d'apporter les conclusions complémentaires suivantes par rapport aux chapitres précédents :

- Pour la première section étudiée, la présence d'un remblai de grande hauteur (8 m) juste à côté de la section instrumentée génère des incertitudes de calcul importantes : à la fois dans la prise en compte de son poids (qu'il conviendrait de modéliser explicitement sous forme d'éléments volumiques 3D), mais également indirectement quant au choix des valeurs du paramètre p_{ref} conditionnant la valeur des modules de déformation du terrain,
- Pour les trois sections étudiées, une incertitude importante existe quant aux pressions réelles régnant le long du bouclier (P_j). Différents scénarios de pressions ont été étudiés, et permettent de modifier très fortement l'amplitude des déplacements induits (au moins d'un facteur 4), en particulier lorsque les terrains sont peu cohérents donc en limite de stabilité (cas du métro B lyonnais notamment). La bonne connaissance des conditions réelles régnant autour du tunnelier constitue ainsi une donnée essentielle pour l'estimation des déplacements induits par le creusement avec un tunnelier,
- L'approche 3D permet de reproduire fidèlement l'allure des cuvettes longitudinales et transversales de tassements en surface, ainsi que des déplacements horizontaux et verticaux à proximité de la paroi du tunnel. L'amplitude des déplacements estimés par ce modèle avec les hypothèses « de référence » a par contre été inférieure aux déplacements mesurés in situ, en grande partie à cause d'une surestimation des pressions régnant le long du bouclier (P_j). Une confrontation plus large des résultats de cette approche 3D avec une section instrumentée présentant moins d'incertitudes (sur les caractéristiques mécaniques des terrains et les conditions de pilotage du tunnelier) et davantage de mesures d'auscultation (déplacements horizontaux longitudinaux finaux en surface et en profondeur, et évolution de l'ensemble des champs de déplacements au cours du passage du tunnelier notamment),

- A hypothèses identiques, l'approche 2D conduit à des résultats similaires à l'approche 3D, avec toutefois une tendance à surestimer les déplacements (en surface comme en paroi) d'environ 30% dans les exemples étudiés (où P_j est très faible). Compte-tenu de sa rapidité de mise en œuvre (largement supérieure à l'approche 3D), celle-ci peut donc être privilégiée si seuls les déplacements finaux en section courante sont recherchés.

Conclusion générale

Cette thèse réalisée au sein du Laboratoire de Tribologie et de Dynamique des Systèmes (LTDS) de l'École Nationale des Travaux Publics de l'État (ENTPE), menée en collaboration étroite avec le Centre d'Étude des Tunnels (CETU), a été consacrée à la modélisation numérique du processus de creusement pressurisé des tunnels.

Dans le cadre d'une approche en déplacement basée sur la méthode de calcul aux éléments finis, la démarche scientifique conduite en trois étapes avait pour objectifs :

- De développer dans un premier temps un modèle numérique tridimensionnel capable de reproduire au mieux les principales étapes du processus de creusement pressurisé des tunnels. En particulier, ce modèle devait être en mesure de fournir une estimation la plus réaliste possible de l'ensemble des pertes de volume générées dans le sol pendant le creusement afin de pouvoir être utilisé à terme comme outil d'analyse du problème d'interaction tunnelier / sol, et permettre entre autres l'étude qualitative et quantitative de la phénoménologie associée à cette interaction.
- De développer dans un second temps un modèle numérique bidimensionnel dont les hypothèses, associées à la réduction du problème parfaitement tridimensionnel, sont définies sur la base des résultats de l'analyse tridimensionnelle. En particulier, ce modèle 2D devait être en mesure de produire une estimation réaliste des mouvements de sol autour d'une section courante de tunnel, à une distance donnée du front de taille, afin de pouvoir être utilisé lors des phases d'études d'avant-projet par les bureaux d'ingénierie.
- De confronter dans un dernier temps les résultats numériques produits par ces deux outils à des données réelles issues de sections instrumentées de chantiers afin d'éprouver les capacités et les limites de ces deux modèles.

Le premier chapitre de cette thèse a été consacré à l'étude analytique et numérique du comportement d'une galerie creusée dans un terrain élastoplastique et soumise à un cycle de déchargement/rechargement en paroi. Cette étude qui n'a pas de liens directs avec les objectifs de la thèse trouve des applications dans le cadre du projet CIGEO de stockage des déchets radioactifs. Elle m'a été utile pour améliorer mes connaissances sur la théorie de l'élastoplasticité. Dans ce chapitre, une solution analytique complète du problème dans le cas d'un sol dont le comportement est régi par le critère de Tresca a été proposée. Cette solution tient compte de la superposition de zones plastiques générées par les différents mécanismes tout au long de l'histoire des chargements. Elle a nécessité une résolution analytique des équations incrémentales par "phase". Cette solution analytique a été validée par confrontation à un calcul aux éléments finis. Dans la pratique, cette solution peut être utile pour anticiper les mécanismes impliqués dans le cadre de cavités souterraines soumises à une pression interne, comme elle peut constituer un outil d'estimation rapide de l'ordre de grandeur des résultats attendus.

Le second chapitre de cette thèse a été consacré à l'étude de travaux de référence disponibles dans la littérature traitant de la modélisation numérique du processus de creusement pressurisé des tunnels et de l'analyse du problème d'interaction tunnelier / sol. Dans un premier temps, sur la base d'observations pratiques et de retours d'expériences de chantier, les différentes actions du tunnelier sur le terrain et les pertes de volume associées se produisant dans le massif de sol lors du processus de creusement ont été identifiées et décrites. Le caractère parfaitement tridimensionnel du problème d'interaction tunnelier / sol a pu ainsi être clairement mis en évidence. Concernant les travaux d'analyse numérique rapportés dans la littérature, les principales approches 2D et 3D développées dans le cadre des méthodes de calcul aux éléments finis ou aux différences finies ont été présentées. En particulier, l'étude bibliographique a mis en évidence une complexité variable des modèles 3D existants liée à plusieurs facteurs : procédé de maillage, conditions aux limites, lois de comportement, couplages hydromécaniques,

effet du temps. Les capacités et les limites de ces différents modèles, dont un grand nombre a été développé dans le cadre d'approches prédictives ou académiques, ont été discutées. Les résultats des quelques études paramétriques conduites avec ces modèles 3D ont été rapportés et analysés. Celles-ci concernent essentiellement l'influence des caractéristiques de la machine (géométrie, poids) et des paramètres de pilotage sur les pertes de volume se produisant dans le terrain autour du tunnel. Toutes convergent pour souligner que les mouvements de sol autour de l'ouvrage sont significativement influencés par la géométrie du vide annulaire le long du bouclier (surcoupe, conicité) et par les conditions de remplissage du vide annulaire en sortie de jupe (injection de mortier). Concernant l'influence du modèle rhéologique de sol, il ressort de l'étude bibliographique que l'utilisation de modèles rhéologiques avancés n'entraîne pas nécessairement une amélioration significative de l'estimation des déplacements dans le terrain. Quelques auteurs soulignent toutefois, pour le problème considéré, l'intérêt des modèles capables de prendre en compte le comportement élastique non linéaire du sol et un mécanisme d'écrouissage plastique sous chargement déviatorique. Enfin, l'étude bibliographique a montré que la démarche proposée dans cette thèse, qui consiste à développer un modèle numérique 2D a posteriori de l'analyse conduite avec un modèle numérique 3D pour en fixer les hypothèses nécessaires à la réduction du problème tridimensionnel, n'est que rarement considérée dans la littérature.

Dans le cadre de cette démarche, **le troisième chapitre de cette thèse** a été consacré à l'élaboration et à l'étude de sensibilité d'un modèle tridimensionnel du processus de creusement pressurisé des tunnels. Ce modèle a été développé à l'aide du logiciel éléments finis CESAR-LCPC. Ses principes ont été définis sur la base des observations tirées de la synthèse bibliographique. Ce modèle permet de modéliser les principales actions mécaniques exercées par le tunnelier sur le terrain : pression frontale de soutènement, pression de fluides le long du bouclier, pression d'injection du mortier à l'arrière de la jupe. Dans ce modèle, la structure du tunnelier ainsi que la couche de mortier de bourrage n'ont pas été modélisées de manière explicite afin de limiter les temps de calcul. Une première étude menée en terrain homogène (paramètres géotechniques de référence) a permis de montrer que les résultats du modèle numérique en terme de cinématique du sol (cuvettes transversales et longitudinales de tassements en surface, déplacements horizontaux et verticaux dans l'épaisseur de la couverture) réalisés avec ces hypothèses sont en bon accord avec les données et formulations disponibles dans la littérature. Plus globalement, aucun résultat obtenu avec ce modèle dans le cas de l'étude de référence n'a mis en défaut d'un point de vue qualitatif ou quantitatif la pertinence du procédé de modélisation retenu vis-à-vis de l'estimation des déplacements induits par le creusement. L'intérêt d'une loi de comportement avancée (en l'occurrence le Hardening Soil Model) par rapport à un modèle élastique parfaitement plastique avec un critère de Mohr-Coulomb (MC) a par ailleurs été démontré dans le cadre d'une étude comparative. De plus, une étude de la sensibilité du modèle numérique 3D à la fois aux paramètres de pilotage du tunnelier et aux paramètres de la loi de comportement du terrain a été présentée. Celle-ci a en particulier confirmé le rôle prépondérant des conditions de pression dans le vide annulaire le long du bouclier, et à un degré moindre celui de la pression de bourrage en sortie de jupe, sur les déplacements du sol autour de l'ouvrage. Cette étude paramétrique a par ailleurs montré l'effet significatif des modules en charge (E_{50}) et en décharge/recharge (E_{ur}) considérés dans le modèle HSM sur l'amplitude des déplacements induits dans le terrain. Sur ce point, l'étude des variations du déviateur des contraintes autour de l'ouvrage doit être complétée pour mieux cerner l'influence de ces deux modules sur la cinématique du sol.

Le quatrième chapitre de ce mémoire a été consacré à la présentation d'un modèle numérique bidimensionnel en section courante du processus de creusement pressurisé des tunnels. Ce modèle 2D vise à produire une estimation réaliste des mouvements de sol autour d'une section courante de tunnel, à une distance donnée du front de taille, à partir des données relatives aux conditions de pilotage du tunnelier (paramètres machine). Pour cela, les hypothèses de ce modèle nécessaires à la réduction du problème parfaitement tridimensionnel ont été déduites de l'analyse conduite avec le modèle 3D. En particulier le principe de base de l'approche Convergence-Confinement a été repris, à savoir la transposition du problème 3D en un problème 2D en déformation plane avec un déconfinement partiel en paroi lors de l'activation du soutènement, modélisant l'effet résiduel du front de taille et du soutènement, sur la limitation des convergences. Des calculs 3D considérant un tunnel creusé à faible profondeur (couverture 1.5D), en massif de sol élastoplastique (modèle HSM), ont fourni, pour différentes cohésions de massif, la distribution en paroi du taux de déconfinement du terrain en sortie de jupe à prendre en

compte dans le modèle 2D. Pour une estimation raisonnable des déplacements induits avec l'approche 2D proposée dans cette thèse, il apparaît qu'un taux de déconfinement égal à 0.8 le long du bouclier peut ainsi être retenu.

Le cinquième et dernier chapitre de cette thèse a présenté une confrontation entre les résultats numériques obtenus avec les approches 3D et 2D développées dans cette thèse et les données issues de trois sections de mesure renforcées mise en œuvre dans le cadre de deux chantiers (tramway T6 de Viroflay, prolongement métro B de Lyon). Volontairement, la démarche employée a consisté à utiliser comme données d'entrée des modèles numériques les données géotechniques issues du mémoire de synthèse géotechnique du projet considéré et les paramètres machines déduits des rapports d'anneaux fournis par l'entreprise. Cette confrontation a en particulier montré que l'approche 3D permettait de reproduire fidèlement l'allure des cuvettes longitudinales et transversales de tassements en surface, ainsi que des déplacements horizontaux et verticaux à proximité de la paroi du tunnel. A hypothèses identiques, l'approche 2D conduit à des résultats similaires à l'approche 3D, avec toutefois une tendance à surestimer les déplacements (en surface comme en paroi) d'environ 30% dans les exemples étudiés. Dans tous les cas, il apparaît qu'une bonne connaissance des conditions réelles régnant autour du tunnelier (le long du bouclier, et lors de l'injection du mortier de bourrage entre le terrain et le revêtement) constitue une donnée essentielle pour l'estimation des déplacements induits par le creusement. Cette donnée peut toutefois s'avérer difficile à acquérir dans le cadre d'un projet.

Différentes perspectives peuvent être formulées dans la continuité de ce travail de thèse. D'une part concernant le modèle numérique 3D, il semble indispensable de pouvoir programmer le modèle développé à l'aide d'un script en langage informatique (type Python) afin de limiter les interventions de l'utilisateur au niveau de l'interface graphique. Cette démarche permettrait de gagner du temps et de limiter les sources d'erreurs, elle faciliterait également la réalisation d'études paramétriques. Dans le même esprit, il serait pertinent de rendre automatique, via un algorithme informatique, la vérification du critère de non contact du terrain avec la structure du tunnelier le long du bouclier.

Par ailleurs, il a été fait le choix dans notre étude de ne pas modéliser explicitement la structure du tunnelier et la couche de mortier de bourrage. Si le pilotage en pression des conditions à l'interface bouclier/sol nous semble opportun compte tenu de la remontée possible de bentonite ou de mortier le long du bouclier, il pourrait être pertinent de tenir compte dans notre modèle de la phase de durcissement de la couche de mortier et des éventuels phénomènes de retrait associés.

Il semble également nécessaire de poursuivre la confrontation des résultats numériques de nos modèles 3D et 2D avec d'autres données de chantier afin de mieux évaluer leurs capacités et leurs limites. Lors de cette confrontation, il conviendra de considérer différents modes de confinement du front de taille (pression de terre avec ou sans injection, pression de boue), différentes conditions géologiques (terrain de différentes natures : argile, limons, sable et gravier, roche tendre) et hydrogéologiques (tunnel creusé sous nappe ou hors nappe). Pour les données issues du chantier, il conviendra d'avoir une bonne connaissance des conditions réelles régnant autour du tunnelier lors du franchissement des sections de mesure afin de limiter les incertitudes associées au pilotage de la machine ou à la présence d'ouvrages de surface qui peuvent impacter fortement les résultats du modèle.

Enfin, nos modèles numériques 3D et 2D peuvent dès à présent être utilisés dans un cadre plus général, en particulier pour étudier l'impact du creusement au tunnelier sur des ouvrages avoisinants (bâtiments, fondations superficielles ou profondes). Sur ce point, les données issues de la campagne expérimentale en vraie grandeur, réalisée par le Laboratoire au sein du projet TULIP (« Tunnelier et Limitation des Impacts sur les Pieux ») dans le cadre du chantier du Grand Paris Express, devraient permettre de consolider nos deux approches numériques.

Références bibliographiques

- AFNOR, 2013.** *NFP94-261 – Justification des ouvrages géotechniques : normes d’application nationale de l’Eurocode 7 – Fondations superficielles*, 126 p.
- AFTES, 2000.** *Choix des techniques d’excavation mécanisée*. Recommandations GT4R3F1. www.aftes.asso.fr.
- Addenbrooke T.I., Potts D.M., 2001.** *Twin tunnel interaction: surface and subsurface effects*. Intern. Journal of Geomechanics, 2, 249-271.
- Afifipour M., Sharifzadeh M., Shahriar K., Jamshidi H., 2011.** *Interaction of twin tunnels and shallow foundation at Zand underpass, Shiraz metro, Iran*. Tunnelling and Underground Space Technology, 26 356–363.
- Anagnostou G., Kovari K., 1996.** *Face stability conditions with Earth Pressure Balanced Shield*. Tunnelling and Underground Space Technology, n°11, pp. 165-173.
- Aristaghes P., Autuori P., 2002.** *Calcul des tunnels au tunnelier*. Revue française de géotechnique, 97 (4), 31 – 40.
- Ata, A. A., 1996.** *Ground settlements induced by slurry shield tunnelling in stratified soils*. Proc. North American Tunnelling '96, ed. I. Ozdemir, Vol. 1, 43-50.
- Attewell P. B., 1978.** *Ground movements caused by tunnelling in soil*. Proc. Int. Conf. on Large Movements and Structures (ed. J. D. Geddes), Pentech Press, London, pp. 812-948.
- Attewell P. B. and Woodman J. P., 1982.** *Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunnelling in soil*. Ground Engineering, Vol. 15, No 8, pp. 13-22 and 36.
- Bakker K.J., 2003.** *Structural design of linings for bored tunnels in soft ground*. HERON; 48(1):33–63.
- Bel J., 2018.** Modélisation physique de l’impact du creusement d’un tunnel par tunnelier à front pressurisé sur des fondations profondes. Ph. D. Thesis, Ecole Nationale des Travaux Publics de l’Etat, France.
- Benmebarek S., Kastner R., Ollier C., Charif A., 1998.** *Auscultation et modélisation du processus de creusement à l’aide d’un tunnelier*. Géotechnique, 48 : 801–818.
- Bernat S., 1996.** *Modélisation des déformations induites par le creusement d’un tunnel – Application au métro de Lyon-Vaise*. Ph. D. Thesis, Ecole Centrale de Lyon.
- Bernaud D., Rousset G., 1992.** *La “Nouvelle Methode Implicite” pour l’étude du dimensionnement des tunnels’*. Revue française de Geotechnique, 60, 5-26.
- Bernaud D., Rousset G., 1996.** *The new implicit method for tunnel analysis*. Intern. Journal of numerical and analytical methods in geomechanics, 20, 673 -690.
- Berthoz N., 2012.** *Modélisation physique et théorique du creusement pressurisé des tunnels en terrains meubles homogènes et stratifiés*. Ph. D. Thesis, Ecole Nationale des Travaux Publics de l’Etat.
- Berthoz N., Branque D., Subrin D., 2020.** *Déplacements induits par les tunneliers : rétro-analyse de chantiers en milieu urbain sur la base de calculs éléments finis en section courante*. Revue française de géotechnique, 164, 1 – 20, doi.org/10.1051/geotech/2020019.
- Berthoz N., Branque D., Wong H., Subrin D., 2018.** *TBM soft ground interaction: Experimental study on a 1 g reduced-scale EPBS model*. Tunnelling and Underground Space Technology, 72, 189–209.
- Bezuijen A., 2007.** *Bentonite and grout flow around a TBM*. Proceedings of the 33rd ITA-AITES World Tunnel Congress, Prague, Czech Republic.
- Bezuijen A., 2009.** *The influence of grout and bentonite slurry on the process of TBM tunnelling*. Geomechanics and Tunnelling, 3, pp 294 – 303, DOI: 10.1002/geot.200900025

- Bezuijen A., Joustra J.F.W., Talmon A.M., Grote B., 2005.** *Pressure gradients at the tunnel face of an Earth Pressure Balance shield.* Proceedings of the 31st ITA-AITES World Tunnel Congress, Istanbul, Turkey.
- Bejuizen A., Nagel F., Meschke G., 2012.** *Flow around a TBM: a comparison of analytical and numerical models.* Proceeding of the International Conference on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Rome. Taylor & Francis Group, pp173 - 179
- Bezuijen A., Talmon A.M., 2008.** *Processes around a TBM.* pp 50-58. DOI:10.1201/9780203879986.ch1
- Bezuijen A., Talmon A.M., 2014.** *Soil pressures on both sides of the cutter wheel of an EPB-shield.* Proceedings of the World Tunnel Congress 2014 – Tunnels for a better Life. Foz do Iguaçu, Brazil, 1-8.
- Bezuijen A., Van der Zon W. H., 2007.** *Volume changes in grout used to fill up the tail void.* London; New York: Taylor & Francis.
- Bolton M.D., (1986).** *The strength and dilatancy of sands.* Géotechnique, vol. 36, n°1, pp. 65-78.
- Branque D., Boutin C., 2002.** *Contrôle du confinement à pression de terre – Etude sur modèle réduit de laboratoire : essai de creusement sur massif de sol à faible cohésion.* Projet National EUPALINOS 2000, rapport de synthèse, N 64-2001-B1. Association Française des Tunnels et Espaces Souterrains.
- Broere W., Brinkgreve R., 2002.** *Phased simulation of a tunnel boring process in soft soil.* *Numerical Methods in Geotechnical Engineering.* Mestat (ed.) 2002, Presses de l'ENPC/LCPC, Paris, 529-536.
- Cambou B., Jafari K., 1987.** *A constitutive model for granular materials based on two plasticity mechanisms.* In: Saada, A.S., Bianchini, G. (Eds.), *Constitutive Equations for Granular Non-cohesive Soils.* Balkefrma, Rotterdam, The Netherlands, 149–167.
- Carter J.P., Booker J.R., Yeung S.K., 1986.** *Cavity expansion in cohesive frictional soils.* Géotechnique, 36 (3), pp. 349-353.
- Castellanza R., Betti D., Mancinelli L., Morerio C., Tedesco S., Bueno V., 2013.** *3D numerical prediction for TBM-EPB excavations under railways bridges in Milan (Italy).* In: Proceeding of the 3rd International Conference on Computational Methods in Tunnelling, (Euro:Tun 2013), pp. 119–130.
- Chadwick P., 1959.** *Quasi-static expansion of a spherical cavity in metals and ideal soils.* Q. J. Mech. Appl. Math., 12 , pp. 52-71.
- Chakeri H., Ozcelik Y., Unver B., 2013.** *Effects of important factors on surface settlement prediction for metro tunnel excavated by EPB.* Tunn. Undergr. Space Technol. 36, 14–23. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2013.02.002>.
- Comodromos E., Papadopoulou M., Konstantinidis G., 2014.** *Numerical assessment of subsidence and adjacent building movements induced by TBM-EPB tunneling.* J.Geotech. Geoenviron. Eng. 140, 4014061. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001166](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001166).
- Demagh R., Emeriault F., Hammoud F., 2013.** *3D modelling of tunnel excavation using pressurized tunnel boring machine in overconsolidated soils.* Studia Geotechnica et Mechanica, 35 (2), 4-17, DOI: 10.2478/sgem-2013-0020
- Dias D., Kastner R., 2013.** *Movements caused by the excavation of tunnels using face pressurized shields — analysis of monitoring and numerical modeling results.* Eng. Geol. 152, 17–25. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2012.10.002>.
- Do N.-A., Dias D., Oreste P., Djeran-Maigre I., 2013a.** *2D numerical investigation of segmental tunnel lining behavior.* Tunn. Undergr. Space Technol. 37, 115–127. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2013.03.008>.
- Do N.-A., Dias D., Oreste P., Djeran-Maigre I., 2013b.** *Three-dimensional numerical simulation for mechanized tunnelling in soft ground : the influence of the joint pattern.* Acta Geotech. 1–22. <https://doi.org/10.1007/s11440-013-0279-7>.
- Do N.-A., Dias D., Oreste P., Djeran-Maigre I., 2013c.** *3D modelling for mechanized tunnelling in soft ground-influence of the constitutive model.* Am. J. Appl. Sci. 10, 863 - 875.

- Do N.-A., Dias D., Oreste P., 2014.** *2D tunnel numerical investigation: the influence of the simplified excavation method on tunnel behaviour.* Geot. Geol Eng, 32, 43–58. DOI 10.1007/s10706-013-9690-y.
- El Jirari S., Wong H., Deleruyelle F., Branque D., Berthoz N., Leo C., 2020.** *Analytical modelling of a tunnel accounting for elastoplastic unloading and reloading with reverse yielding and plastic flow.* Computers and Geotechnics, 121, pp.103441. {10.1016/j.compgeo.2020.103441}.
- Fargnoli V., Gragnano C.G., Boldini D., Amorosi A., 2015.** *3D numerical modelling of soil–structure interaction during EPB tunnelling.* Géotechnique 65, 23–37. <https://doi.org/10.1680/geot.14.P.091>.
- Ferrari M., Krot R., Blondeau O., Prusak A., Panigoni T., Bleuzen Y., 2011.** *Synthèse des mesures d'auscultations et de contrôles – Prolongement du métro B de Lyon Gerland à Oullins-gare.* Tunnels et Espace Souterrain, n°255, 193-210.
- Finno R.J., Clough G.W., 1985.** *Evaluation of soil response to epb shield tunnelling.* Journal of Geotechnical Engineering, 111, 155-173.
- Founta V., Ninic J., Whittle A.J., Meschke G., Stascheit J., 2013.** *Numerical simulation of ground movements due to EPB tunnelling in Clay.* In: Proceeding of the 3rd International Conference on Computational Methods in Tunnelling, (Euro:Tun 2013), pp. 97–108.
- Gaudry C., Givet O., 2017.** *Etude de la méthode convergence confinement à faible profondeur pour des excavations non circulaires.* Congrès international AFTES 2017, Paris.
- Gilleron N., Bourgeois E., Saitta A., 2016.** *Utilisation du hardening soil model dans l'étude du creusement de tunnels superficiels.* JNGG 2016- Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, Nancy, France. 8p. hal-01474041.
- Grave P., Doré V., Mordant E., 2012.** *Tramway T6 - Châtillon Viroflay link.* Tunnels et Espace Souterrain, (234), pp. 533–541.
- Hocking G., 1976.** *Three-dimensional elastic stress distribution around the flat end of a cylindrical cavity.* Int. J. Rock Mech. Min. Sci., n°13, pp. 331-338.
- Hoefsloot F.J.M., Verweij A., 2005.** *4D grouting pressure model PLAXIS.* Proceedings of the 5th symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, pp.61-66.
- Hong, S. W. and Bae, G. J., 1995.** *Ground movements associated with subway tunnelling in Korea.* Underground Construction in Soft Ground (eds K. Fujita and O. Kusakabe), Balkema, pp. 229-232.
- Houlsby G.T., Clarke B.G., Wroth C.P., 1986.** *Analysis of unloading of a pressuremeter in sand.* In: Proceedings of the 2nd international symposium on pressuremeters, ASTM STP 950; p. 245–64.
- Hwang R. N., Moh Z. C., Chen M., 1996.** *Pore pressure induced in soft ground due to tunnelling.* Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. 695-700.
- Itasca, 2012.** *FLAC fast Lagrangian analysis of continua.* User's manual (Version 5.0).
- Janin J.P., 2017.** *Apports de la simulation numérique tridimensionnelle dans les études de tunnels.* Revue Française de Géotechnique, 150 (3), 1-13.
- Jenck O., Dias D., 2004.** *Analyse tridimensionnelle en différences finies de l'interaction entre une structure en béton et le creusement d'un tunnel à faible profondeur : 3D finite difference analysis of the interaction between concrete building and shallow tunnelling.* Géotechnique 54, 519–528.
- Karakus M., 2007.** *Appraising the methods accounting for 3D tunnelling effects in 2D plane strain FE analysis.* Tunnelling and Underground Space Technology 22, 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, 18, 513–523.

- Karakus M., Ozsan A., Basarir H., 2007.** *Finite element analysis for the twin metro tunnel constructed in Ankara Clay, Turkey.* Bull Eng Geol Env 66, 71–79. DOI 10.1007/s10064-006-0056-z.
- Kasper T., Meschke G., 2004.** *A 3D finite element simulation model for TBM tunnelling in soft ground.* Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech. 28, 1441–1460. <https://doi.org/10.1002/nag.395>.
- Kasper T., Meschke G., 2006a.** *A numerical study of the effect of soil and grout material properties and cover depth in shield tunnelling.* Computers and Geotechnics, 33, 234–247.
- Kasper T., Meschke G., 2006b.** *On the influence of face pressure, grouting pressure and TBM design in soft ground tunnelling.* Tunnelling and Underground Space Technology, 21, 160–171.
- Kastner R., Emeriault F., Dias D., 2010.** *Assessment and control of ground movements related to tunnelling.* International Conference GEOMOS, Moscow.
- Kavvadas M., Litsas D., Vazaios I., Fortsakis P., 2017.** *Development of a 3D finite element model for shield EPB tunnelling.* Tunnelling and Underground Space Technology, 65, 22–34. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2017.02.001>.
- Komiya K., Soga K., Akagi H., Hagiwara T., Bolton M.D., 1999.** *Finite element modelling of excavation and advancement processes of a shield-tunnelling machine.* Soils and Foundations, 39(3), 37–52.
- Lambrugh A., Medina Rodríguez L., Castellanza R., 2012.** **Development and validation of a 3D numerical model for TBM–EPB mechanised excavations.** Comput. Geotech. 40, 97–113. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2011.10.004>.
- Leca E., 2000.** **Etude du comportement des tunnels creusés en terrains meubles.** Presses du LCPC, Etudes et recherches des LPC, Série Géotechnique GT 66, 96p.
- Lee K.M., Rowe R.K., 1991.** *An analysis of three-dimensional ground movements: The Thunder Bay tunnel.* Can. Geotech. J. 28, 25–41.
- Lo K.Y., Ng M.C., Rowe R.K., 1984.** *Predicting settlement due to tunnelling in clays.* Tunnelling in Soil and Rock, ASCE, Geotech I11 Conference, Atlanta, GA, 46–76.
- Lopes Dos Santos A., Puech A., Droniuc N., Geisler J., Cour F., 2018.** *Mesures de G à faibles déformations à partir d'une sonde pressiométrique monocellulaire.* JNGG, Champs-sur-Marne, 8 p.
- Losacco N., Viggiani G., 2019.** *Class A prediction of mechanised tunnelling in Rome.* Tunnelling and Underground Space Technology, 87, 160–173.
- Losacco N., Viggiani G., Branque D., Berthoz N., 2015.** *ALE FE analysis of a laboratory test for the simulation of mechanised tunnelling in soft soil.* ITA WTC 2015, Dubrovnik.
- Mair R.J., Taylor R.N., 1997.** *Bored tunneling in the urban environment: State-of-the-art report and theme lecture.* In: Proceedings of the 14th International Conference Soil Mechanics Foundation Engineering, Hamburg, 2353–2385.
- Mair R. J., Taylor R. N., Bracegirdle A., 1993.** *Subsurface settlement profiles above tunnels in clay.* Geotechnique, 43 (2), pp 315–320.
- Mašin D., 2005.** *A hypoplastic constitutive model for clays.* Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech. 29, 311–336. <https://doi.org/10.1002/nag.416>.
- Melis M., Medina L., 2005a.** *Predicted versus measured soil movements induced by shield tunnelling in the Madrid Metro extension.* Canadian Geotechnical Journal, 42, 1160–1172.
- Melis M., Medina L., 2005b.** *Discrete Numerical Model for Analysis of Earth Pressure Balance Tunnel Excavation.* Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 131 (10), 1234 – 1242.
- Melis M., Medina L., Rodriguez J. M., 2002.** *Prediction and analysis of subsidence induced by shield tunnelling in the Madrid Metro extension.* Canadian Geotechnical Journal, 39, 1273–1287.

- Meschke G., Nagel F., Stascheit J., 2011.** *Computational simulation of mechanized tunneling as part of an integrated decision support platform.* Int. J. Geomech. 11, 519–528. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000044](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000044).
- Migliazza M., Chiorboli M., Giani G.P., 2009.** *Comparison of analytical method, 3D finite element model with experimental subsidence measurements resulting from the extension of the Milan underground.* Comput. Geotech. 36, 113–124. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2008.03.005>.
- Möller S.C., 2006.** *Tunnel induced settlements and structural forces in linings.* PhD thesis, Institute of Geotechnical Engineering. University of Stuttgart (Germany), 174p.
- Möller S.C., Vermeer P.A., 2008.** *On numerical simulation of tunnel installation.* Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 23, pp. 461-475.
- Mollon G., Dias D., Soubra A., 2013.** *Probabilistic analyses of tunneling-induced ground movements.* Acta Geotechn., 8, 181-199. DOI 10.1007/s11440-012-0182-7.
- Mousivand M., Maleki M., Nekooei M., Mansoori M.R., 2017.** *Application of Convergence–Confinement Method in Analysis of Shallow Non-circular Tunnels.* Geotech Geol Eng (2017) 35:1185–1198. DOI 10.1007/s10706-017-0173-4.
- Mroueh H., Shahrour I., 2003.** *A full 3-D finite element analysis of tunneling–adjacent structures interaction.* Computers and Geotechnics, 30, 245-253.
- Mroueh H., Shahrour I., 2008.** *A simplified 3D model for tunnel construction using tunnel boring machines.* Tunn. Undergr. Space Technol. 23, 38–45. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2006.11.008>.
- Muir-Wood A.M., 1975.** *The Circular Tunnel in Elastic Ground.* Geotechnique, 25, N0.1, 115-127.
- Nagel F., 2009.** *Numerical modelling of partially saturated soil and simulation of shield supported tunnel advance.* PhD, Institute for Structural Mechanics, Ruhr-University Bochum.
- Nagel F., Meschke G., 2010.** *An elasto-plastic three phase model for partially saturated soil for the finite element simulation of compressed air support in tunnelling.* International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 34, 605-625.
- Nagel F., Meschke G., 2011.** *Grout and bentonite flow around a TBM: Computational modeling and simulation-based assessment of influence on surface settlements.* Tunnelling and Underground Space Technology, 26, 445-452.
- Nagel F., Stascheit J., Meschke G., 2010.** *Process-oriented numerical simulation of shield-supported tunnelling in soft soils.* Prozessorientierte numerische Simulation schildgestützter Tunnelvortriebe in Lockerböden. Geomechanics and Tunnelling, 3, 268-282.
- Nematollahi M., Dias D., 2019.** *Three-dimensional numerical simulation of pile-twin tunnels interaction –Case of the Shiraz subway line.* Tunnelling and underground space technology, 86, 75-88.
- Nematollahi M., Molladavoodi H., Dias D., 2018.** *Three-dimensional numerical simulation of the Shiraz subway second line – influence of the segmental joints geometry and of the lagging distance between twin tunnels' faces.* European Journal of Environmental and Civil Engineering, 1606-1622. <https://doi.org/10.1080/19648189.2018.1476270>.
- New B. M., O'Reilly M. P., 1991.** *Tunnelling induced ground movements; predicting their magnitude and effects.* 4th International Conference on Ground Movements and Structures, Cardiff, invited review paper, Pentech Press, 671-697.
- Nguyen-Minh D., Corbetta F., 1992.** *New methods for rock support analysis in elastoplastic media.* Proc Int. Symp. Rock Support in Min. and Und. Construction, Sudbury, Tome 2, 1335-1338.
- Nguyen-Minh D., Guo C., 1993.** *Sur un principe d'interaction massif-soutènement des tunnels en avancement stationnaire.* Eurock 93. Ribeiro, Sousa et Grossmann (Edits.), Rotterdam, Balkema.
- Nomoto T., Mori H., Matsumoto M., 1995.** *Overview on ground movements during shield tunnelling - a survey on Japanese shield tunnelling.* Underground Construction in Soft Ground, eds K. Fujita and O. Kusakabe, Balkema, 345-351.

- Nomoto T., Imamura S., Hagiwara T., Kusakabe O., Fujii N., 1999.** *Shield Tunnel Construction in Centrifuge*, Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, vol. 125, n°4, pp. 289-300.
- Ochmański M., Modoni G., Bzówka J., 2018.** *Automated numerical modelling for the control of EPB technology*. Tunnelling and Underground Space Technology, 75, 117–128. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2018.02.006>.
- O'Reilly M. P. and New B. M., 1982.** *Settlements above tunnels in the United Kingdom - their magnitude and prediction*. Tunnelling 82, London, IMM, 173-181.
- Panet M., 1995.** *Le calcul des tunnels par la méthode des courbes convergence-confinement*, Paris, France, Presses de l'Ecole Nationale des Pont de Chaussées.
- Panet M., Bouvard A., Dardard B., Dubois P., Givet O., Guilloux A., Launay J., Minh Duc N., Piraud J., Tournery H., Wong H., 2002.** *Recommendations on the Convergence-Confinement Method*. AFTES Work-Group n° 7, Tunnels & Ouvrages Souterrains, n° 174, pp. 414-423.
- Panet M., Guenot A., 1982.** *Analysis of convergence behind the face of a tunnel*. Tunnelling 82. London: The Institution of Mining and Metallurgy, 197--204.
- Park B., Chang S.H., Choi S.W., Lee C., Kang T.H., 2019.** *Numerical analysis on performance of EPB shield TBM by discrete element method*. Tunnels and Underground Cities: Engineering and Innovation meet Archaeology, Architecture and Art – Peila, Viggiani & Celestino (Eds), Taylor&Francis, ISBN 978-1-138-38865-9.
- Peck R.B., 1969.** *Deep excavations and tunneling in soft ground*. In: *Proceedings of the Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico City, pp. 225–290.
- Powell D.B., Sigl O., Beveridge J.P., 1997.** *Heathrow-Express-design and performance of platform tunnels at Terminal 4*. In: *Tunnelling'97*. IMM, London, pp. 565–593.
- Qiu G., Henke S., Grabe J., 2011.** *Application of a coupled Eulerian-Lagrangian approach on geomechanical problems involving large deformations*. Computers and Geotechnics, vol 38, pp. 30-39.
- Rankin, W. J., 1988.** *Ground movements resulting from urban tunnelling; prediction and effects*. Conference on Engineering, Geology of Underground Movements, Nottingham. BGS. 79-92.
- Roscoe K. H., Burland J. 1968.** *On the generalized stress-strain behaviour of wet clay*. in J.Heyman and F.E. Leckie (eds.), *Engineering Plasticity* (Cambridge University Press), 535-609.
- Rowe R.K., Lo K.Y., Kack G.J., 1983.** *A method of estimating surface settlement above shallow tunnels constructed in soft ground*. Canadian Geotechnical Journal, 20: 11-22.
- Salencon J., 1969.** *Contraction quasi-statique d'une cavité à symétrie sphérique ou cylindrique dans un milieu élastoplastique*. Annales des Ponts et Chaussées, n° 4, pp. 231-236.
- Savatier V., Deluzarche R., Serratrice J.F., 2018.** *Variation des modules en fonction du niveau de déformation d'après des essais in-situ et des essais de laboratoire*. Application au métro toulousain. Journée Nationale de la Géologie et de la Géotechnique, Champs-sur-Marne, 8 p.
- Schanz T., Vermeer P. A., Bonnier P.G., 1999.** *The hardening soil model: formulation and verification*. Beyond 2000 in computational géotechnics – 10 years of Plaxis. Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 040 X.
- Shiau J., Sams M., 2019.** *Relating volume loss and greenfield settlement*. Tunnelling and Underground Space Technology, 83, 145 – 152.
- Soni S., Sharma K. G., Ramana G. V., 2013.** *A rational technique for FEM/FDM simulation of TBM tunnelling*. In: Anagnostou, G. & Ehrbar, H., eds. *Underground – the way to the future!* Geneva. Taylor & Francis Group, London, 601-609.
- Sugiyama T., Hagiwara T., Nomoto T., Nomoto M., Ano Y., Mair R.J., Bolton M.D., Soga K., 1999.** *Observations of ground movements during tunnel construction by slurry shield method at the docklands light railway Lewisham extension – east London*. Soils and Foundations, 39 (3), 99-112.

- Swoboda G., 1979.** *Finite element analysis of the New Austrian Tunnelling Method (NATM)*. In: Proceedings of the 3rd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, vol. 2, Aachen, pp. 581–586.
- Swoboda G., Abu-Krishna A., 1999.** *Three-dimensional numerical modelling for TBM tunnelling in consolidated clay*. Tunnelling and underground space technology, 14, 327-333.
- Swoboda G., Kenawi M.A., Ramadan E.H., 2004.** *Numerical investigation of TBM tunnelling in consolidated clay*. Tunnelling and Underground Space Technology, 19, 459.
- Swoboda G., Marenc M., Mader I., 1994.** *Finite element modelling of tunnel excavation*. International Journal of Engineering Modelling, vol. 6, pp. 51-63.
- Talmon A. M., Bezuijen A., 2005.** *Grouting the tail void of bored tunnels: the role of hardening and consolidation of grouts*. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground: Proceedings of the 5th International Symposium TC28. Amsterdam, the Netherlands.
- Talmon A. M., Bezuijen A., 2009.** *Simulating the consolidation of TBM grout at Noordplaspolder*. Tunnelling and Underground Space Technology, 24, 493-499.
- Thépot O., 2004.** *Prise en compte des caractéristiques en petites déformations des sols dans l'étude du comportement des collecteurs enterrés*. Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Vermeer, P.A., Brinkgreve, R., 1993.** *Plaxis version 5 manual*. A.A. Balkema, Rotterdam.
- Viggiani G., Atkinson J.H., 1995.** *Stiffness of fine-grained soil at very small strains*. Géotechnique, vol. 45, n°2, pp. 249-265.
- Viggiani G., Soccodato F.M., 2004.** *Predicting tunnelling-induced displacements and associated damage to structures*. Ital. Geotech. J. 38, 11–25.
- Vlachopoulos N., Diederichs M.S., 2014.** *Appropriate uses and practical limitations of 2D numerical analysis of tunnels and tunnel support response*. Geotech. Geol. Engineering. DOI 10.1007/s10706-014-9727-x.
- Von Wolffersdorff P.-A., 1996.** *A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface*. Mech. Cohesive-Frict. Mater. 1, 251–271. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1099-1484\(199607\)1:3<251::AID-CFM13>3.0.CO;2-3](https://doi.org/10.1002/(SICI)1099-1484(199607)1:3<251::AID-CFM13>3.0.CO;2-3).
- Wan M.S.P., Standing J.R., Potts D.M., Burland J.B., 2017.** *Measured short-term subsurface ground displacements from EPBM tunnelling in London Clay*. Géotechnique 67, 748–779. <https://doi.org/10.1680/jgeot.SIP17.P.148>.
- Wu L., Guan T., Lei L., 2013.** *Discrete element model for performance analysis of cutterhead excavation system of EPB machine*. Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 37, pp. 37-44.
- Yin Z.Y., Wang P., Zhang F., 2020.** *Effect of particle shape on the progressive failure of shield tunnel face in granular soils by coupled FDM-DEM method*. Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 100, pp. x-xx.
- Yu H.S., 2000.** *Cavity expansion methods in geomechanics*. Kluwer Academic Publisher.
- Yu H.S., 1992.** *Expansion of a thick cylinder of soils*. Computers and Geotechnics, Vol. 14, Issue 1, pp. 21-41.
- Yu H.S., Houlsby G.T., 1991.** *Finite cavity expansion in dilatant soils: loading analysis*. Géotechnique, 41 (2), pp. 173-183.
- Zhao J., Wang G., 2010.** *Unloading and reverse yielding of a finite cavity in a bounded cohesive–frictional medium*. Computers and Geotechnics, Vol. 37, Issues 1–2, pp. 239-245.
- Zizka Z., Schoesser B., Thewes M., Schanz T., 2018.** *Slurry shield tunneling: new methodology for simplified prediction of increased pore pressures resulting from slurry infiltration at the tunnel face under cyclic excavation processes*. International Journal of Civil Engineering <https://doi.org/10.1007/s40999-018-0303-2>.

Annexe 1 – Etude du modèle HSM (Schanz et Vermeer, 1999)

1. Principes et différences avec Mohr-Coulomb

Dans cette première partie nous allons présenter les principales hypothèses à la base de formulation du modèle élasto-plastique HSM. Nous mettrons également en évidence les différences majeures entre le modèle HSM et le modèle élastique – plastique parfait de Mohr-Coulomb traditionnellement utilisé en géotechnique.

Le Hardening Soil Model (HSM) est un modèle élasto-plastique qui met en œuvre une élasticité non linéaire (Figure Annexe 1-1a) et une plasticité déviatorique avec écrouissage qui apparaît lorsque le déviateur des contraintes augmente. Dans le cas du modèle HSM, les déformations plastiques apparaissent dès lors que le déviateur des contraintes est non nul. L'écrouissage plastique suppose dans ce cas une évolution de la surface de charge en fonction d'un paramètre d'écrouissage. La surface de charge est alors susceptible d'évoluer jusqu'à ce qu'elle se confonde avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb (Figure Annexe 1-1b).

A noter que dans sa formulation de référence (Schanz et al, 1999), le modèle HSM présente également une surface de charge permettant de prendre en compte les déformations plastiques se produisant dans le cas de chargements isotropes (« Cap yield surface »).

Le modèle HSM de référence fait intervenir 8 paramètres : le module de chargement E_{50}^{ref} , le module de rechargement/déchargement E_{ur}^{ref} , le coefficient de Poisson (ν), la cohésion (c), l'angle de frottement (ϕ), l'angle de dilataance (ψ), le coefficient puissance (m) et le ratio (R_f). C'est un modèle basé sur les considérations suivantes (cf Figure Annexe 1-1):

- Les modules de déformation dépendent de la contrainte principale mineure σ_3 ,

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cdot \cot \phi}{P_{ref} + c \cdot \cot \phi} \right)^m \quad (1)$$

- Le module de rechargement/déchargement est différent du module du premier chargement,

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cdot \cot \phi}{P_{ref} + c \cdot \cot \phi} \right)^m \quad (2)$$

- La relation contrainte-déformation est une relation hyperbolique qui suppose que les déformations plastiques apparaissent dès l'existence d'un déviateur de contraintes non nul. Pour garantir ce type de comportement, la surface de charge évolue en fonction d'un paramètre d'écrouissage lié à la norme des déformations plastiques (Figure Annexe 1-1b). Le critère de Mohr-Coulomb représente la surface de charge ultime. Le ratio R_f représente le rapport entre la valeur du déviateur à la rupture donnée par le critère de Mohr-Coulomb (q_f) et l'asymptote de ce déviateur (q_a) dans le cas d'une relation contrainte-déformation hyperbolique.

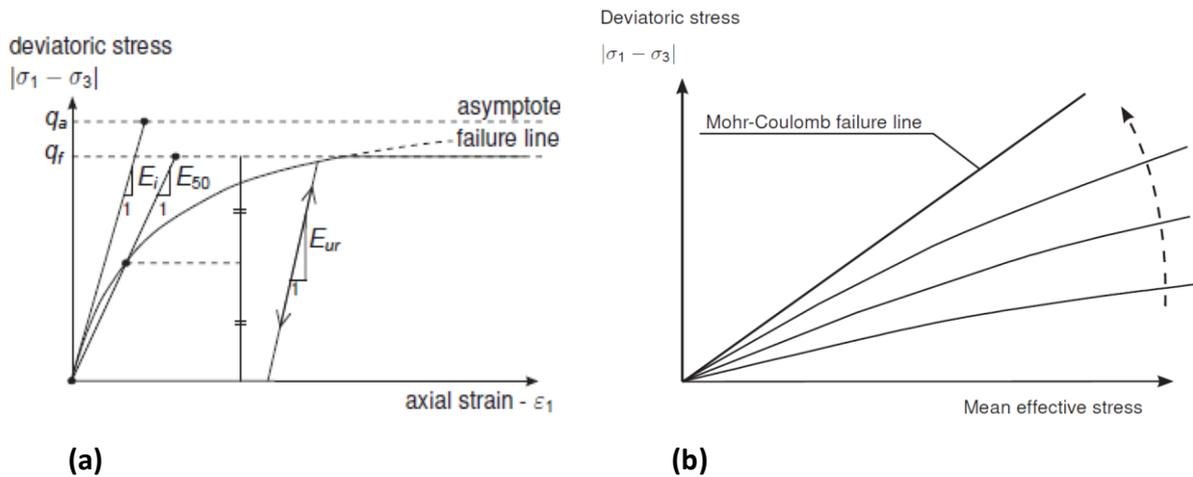


Figure Annexe 1-1 : Evolution du déviateur de contraintes q en fonction de la déformation axiale pour un essai triaxial de révolution (a), Surfaces de charge successives pour différentes valeurs du coefficient d'écroissage γ (b), (HSM)

En comparaison, rappelons que le modèle de Mohr-Coulomb couramment utilisé en ingénierie géotechnique jusqu'à ce jour est un modèle élasto-plastique parfait sans écroissage. Il met en œuvre une élasticité linéaire identique en charge et en décharge. Il est défini à l'aide de cinq paramètres qui ont tous une signification physique : le module d'Young (E), le coefficient de Poisson (ν), la cohésion (c), l'angle de frottement (ϕ) et l'angle de dilataance (ψ).

Dans le cas des problèmes géotechniques, une des limitations fortes de ce modèle est la non prise en compte de l'évolution du module de rigidité avec la contrainte moyenne dans le sol. Cette limitation peut donner, dans le cas de la modélisation du creusement de tunnel, selon la littérature et des études antérieures, des tassements de surface peu représentatifs de la réalité, avec en particulier l'apparition d'un soulèvement du terrain lors du déconfinement du tunnel.

2. Formulations mathématiques régissant l'implémentation de HSM dans CESAR et PLAXIS

Pour comprendre le principe de l'implémentation du modèle HSM dans le code CESAR, nous avons réalisé le travail suivant. Dans un premier temps, nous avons écrit la formulation analytique du modèle en partant des équations de bases données dans l'article de Schanz et al (1999) et en réécrivant les relations entre ces différentes équations dans le cadre de la théorie de l'élasto-plasticité. Nous avons dans un second temps comparé dans le cas de chargements simples (essais triaxiaux de révolution) les solutions analytiques ainsi obtenues aux résultats de la modélisation numérique donnée par CESAR.

Nous allons dans la suite présenter dans un premier temps nos remarques par rapport à l'article de référence : Schanz et al (1999). Nous illustrerons ensuite les différences constatées entre les résultats analytiques basée sur les formulations de Schanz et al (1999) et les résultats issus de calculs numériques réalisés avec CESAR dans le cas d'un essai triaxial de révolution. À partir de cette étude comparative, nous en déduirons les hypothèses et formulation réellement prise en compte dans CESAR.

a. Remarques préliminaires concernant l'article de Schanz et al (1999)

L'étude que nous avons faite de cet article nous conduit tout d'abord à relever un certain nombre d'erreurs qui sont résumées ci-après.

Tout d'abord des erreurs de signe ont été constatées :

- $\sin(\phi_m) = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 - 2ccot(\phi_p)}$ doit être corrigé par $\sin(\phi_m) = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2ccot(\phi_p)}$
- $\varepsilon_2^e = \varepsilon_3^e = \nu_{ur} \frac{q}{E_{ur}}$ doit être corrigé par $\varepsilon_2^e = \varepsilon_3^e = -\nu_{ur} \frac{q}{E_{ur}}$

D'autre part, la convention de signe utilisée n'est pas mentionnée dans l'article. Nous avons décidé d'effectuer les prochains calculs en convention de mécanique des sols.

b. Différences constatées entre formulation analytique de Schanz et al (1999) et modélisation numérique sous CESAR dans le cas d'un essai triaxial de révolution

La confrontation des formules données dans l'article de Schanz et al (1999) avec les résultats d'une modélisation numérique sous CESAR d'un essai triaxial de révolution nous conduit dans un second temps à faire les observations suivantes :

Concernant le critère de rupture défini par Schanz et al (1999), celui-ci est fonction de la pression moyenne p . En effet, le déviateur à la rupture (q_f) est défini par l'équation suivante :

$$q_a(p) = q_f(p) = \frac{6\sin\phi}{3 - \sin\phi} (p + c \cot\phi) = \frac{6\sin\phi}{3 - \sin\phi} \left(\frac{q}{3} + \sigma_3 + c \cot\phi \right) \quad (3)$$

Il en découle que la valeur asymptotique du déviateur (q_a) considérée dans le modèle HSM est aussi fonction de la pression p puisque le ratio R_f est supposé constant (cf Figure Annexe 1-2) :

$$q_a(p) = \frac{q_f(p)}{R_f} \quad (4)$$

Cependant, les résultats de la modélisation d'un essai triaxial de révolution sous CESAR tendent à montrer que le déviateur à la rupture (q_f), et par conséquent la valeur asymptotique du déviateur (q_a), n'évoluent pas en cours d'essai avec la pression moyenne (p). Ces deux grandeurs sont constantes pour un même essai triaxial et directement fonction de la pression de confinement σ_3 . On en déduit que dans CESAR :

$$q_a = q_a(\sigma_3) = \frac{2\sin\phi}{1 - \sin\phi} (\sigma_3 + c \cot\phi); \quad q_a = \frac{q_a(\sigma_3)}{R_f} \quad (5)$$

Ceci traduit que pour un chemin triaxial de révolution donné (segment [AC] en Figure Annexe 1-2), un seul et même déviateur à la rupture est considéré par CESAR ; à savoir celui correspondant à l'intersection du segment [AB] avec le critère de rupture de Mohr Coulomb. Par conséquent, on retiendra cette hypothèse lors de l'étude de la formulation du modèle HSM prise en compte dans CESAR.

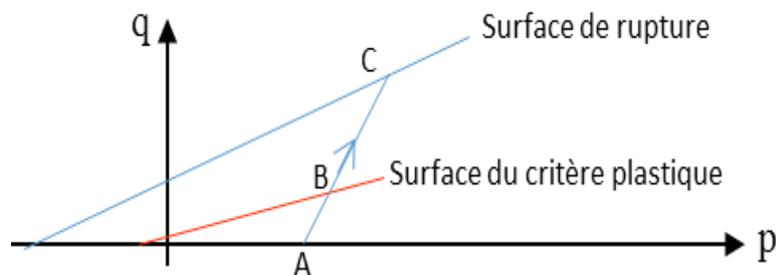


Figure Annexe 1-2 : Schéma représentant la surface de rupture, la surface du critère plastique et le chemina de chargement (essai triaxial)

Intéressons-nous maintenant à la formule analytique reliant le déviateur de contraintes aux déformations axiales. L'article de Schanz et al (1999) donne la relation suivante :

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q_a q}{q_a - q} \quad (6)$$

Compte tenu de la définition de q_a et E_{50} données précédemment (équations 1 et 6), il en découle que la déformation axiale définie par Schanz et al (1999) est indépendante de l'angle de dilatance ψ .

Cependant, si l'on regarde les résultats de la modélisation d'un essai triaxial de révolution sous CESAR réalisée avec le modèle HSM, on constate que les courbes contraintes-déformations obtenues (relation entre q et ε_1) sont influencées par le paramètre ψ (Figure Annexe 1-3).

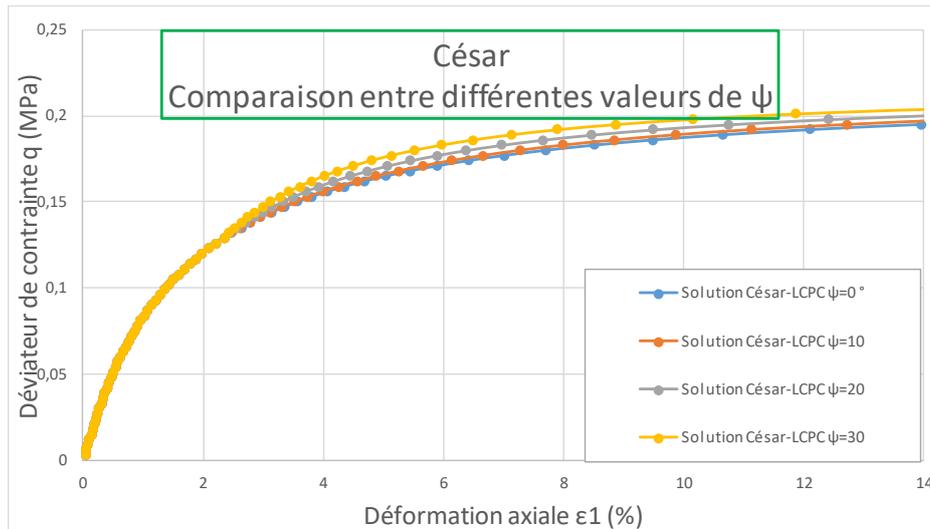


Figure Annexe 1-3 : Courbes contrainte-déformation pour différentes valeurs de ψ sur CESAR

Afin de comprendre cette influence de l'angle de dilatance sur le comportement en contraintes / déformations du matériau, nous avons repris pas à pas la formulation du modèle HSM afin d'en déduire une solution analytique incrémentale qui sera ensuite comparée aux résultats de la modélisation numérique sous CESAR.

c. Formulation analytique de la relation $q=f(\varepsilon_1)$ déduite d'un schéma d'intégration incrémentale

Dans cette partie, les calculs sont faits en convention mécanique des sols : contraintes positives en compression, déformations positives en contraction).

L'objectif de ce paragraphe est d'établir dans le cas du modèle HSM proposé par Schanz et al (1999) la relation analytique qui relie le déviateur des contraintes à la déformation axiale dans le cas d'un essai triaxial de révolution. Pour cela, introduisons tout d'abord les relations entre déformations volumiques plastiques (ε_v^p), coefficient d'écroûissage plastique (γ^p) et angle de dilatance mobilisé (ψ_m) tirée de l'article de Schanz et al (1999) telles que :

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\gamma^p} = -\sin\psi_m \quad (7)$$

$$\frac{d\varepsilon_1^p}{d\varepsilon_v^p} = -\frac{1 - \sin\psi_m}{2\sin\psi_m} \quad (8)$$

Pour rappel, la fonction critère s'exprime comme suivant dans le cas de l'essai triaxial de révolution (on suppose $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$) :

$$f_{12} = \frac{q_a}{E_{50}} \left(\frac{q}{q_a - q} \right) - \frac{2q}{E_{ur}} - \gamma^p \quad (9)$$

Commençons tout d'abord par exprimer $\sin(\phi_m)$ et $\sin(\psi_m)$ en fonction du déviateur de contraintes q :

$$\sin(\phi_m) = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2ccot(\phi_p)} = \frac{q}{q + 2\sigma_3 + 2ccot(\phi_p)} \quad (10)$$

$$\sin(\psi_m) = \frac{\sin(\phi_m) - \sin(\phi_{cv})}{1 - \sin(\phi_m) \cdot \sin(\phi_{cv})} \quad (11)$$

$$\sin(\phi_{cv}) = \frac{\sin(\phi_p) - \sin(\psi_p)}{1 - \sin(\phi_p) \cdot \sin(\psi_p)} \quad (12)$$

Puis, la condition de consistance ($\dot{f}_{12} = 0$) permet d'obtenir l'équation suivante à partir de (9) :

$$\frac{d\gamma^p}{dq} = \frac{\dot{\gamma}^p}{\dot{q}} = \frac{q_a^2}{E_{50}(q_a - q)^2} - \frac{2}{E_{ur}} = 0 \quad (13)$$

Le coefficient de dilatance mobilisé est par définition :

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\gamma^p} = -\sin\psi_m \quad (14)$$

Où $d\varepsilon_v^p$ représente l'incrément de déformation volumique plastique.

On suppose par ailleurs que :

$$\frac{d\varepsilon_1^p}{d\varepsilon_v^p} = -\frac{1 - \sin\psi_m}{2\sin\psi_m} \quad (15)$$

En combinant (13), (14), (15) on obtient :

$$\frac{d\varepsilon_1^p}{dq} = \frac{d\varepsilon_1^p}{d\varepsilon_v^p} \frac{d\varepsilon_v^p}{d\gamma^p} \frac{d\gamma^p}{dq} = (1 - \sin\psi_m) * \frac{q_a^2}{2E_{50}(q_a - q)^2} - \frac{1 - \sin\psi_m}{E_{ur}} \quad (16)$$

La partie élastique de la déformation axiale est donnée par :

$$d\varepsilon_1^e = \frac{d\sigma_1}{E_{ur}} = \frac{dq}{E_{ur}} \quad (17)$$

Il vient donc, comme $d\varepsilon_1 = d\varepsilon_1^p + d\varepsilon_1^e$:

$$\boxed{\left[\frac{d\varepsilon_1}{dq} \right]_{EP} = (1 - \sin\psi_m) \frac{q_a^2}{2E_{50}(q_a - q)^2} + \frac{\sin\psi_m}{E_{ur}}} \quad (18)$$

La relation $q = f(\varepsilon_1)$ est alors obtenue en intégrant pas à pas l'équation ci-dessus en utilisant le schéma d'intégration suivant :

$$\varepsilon_{1,i+1} = \frac{d\varepsilon_{1,i+1}}{dq} (q_{i+1} - q_i) + \varepsilon_{1,i} \quad (19)$$

d. Formulation analytique de la relation $\varepsilon_v = g(\varepsilon_1)$ déduite d'un schéma d'intégration incrémentale

L'article de Schantz et al (1999) ne donne pas de formule analytique reliant les déformations volumiques totales ε_v aux déformations axiales ε_1 . À partir des développements ci-dessus, il est possible de retrouver l'expression analytique de cette relation.

Pour cela, exprimons les différentes équations introduites précédemment en fonction de l'incrément de déviateur (dq).

On a alors :

$$d\gamma^p = \left[\frac{q_a^2}{E_{50}(q_a - q)^2} - \frac{2}{E_{ur}} \right] dq \quad (20)$$

$$d\varepsilon_v^p = -\sin\psi_m d\gamma^p = -\sin\psi_m \left[\frac{q_a^2}{E_{50}(q_a - q)^2} - \frac{2}{E_{ur}} \right] dq \quad (21)$$

$$d\varepsilon_1^p = -\frac{1 - \sin\psi_m}{2\sin\psi_m} d\varepsilon_v^p = (1 - \sin\psi_m) * \left[\frac{q_a^2}{2E_{50}(q_a - q)^2} - \frac{1}{E_{ur}} \right] dq \quad (22)$$

La partie élastique de la déformation axiale est donnée par :

$$d\varepsilon_1^e = \frac{d\sigma_1}{E_{ul}} = \frac{dq}{E_{ur}} \quad (23)$$

Il vient donc, comme $d\varepsilon_1 = d\varepsilon_1^p + d\varepsilon_1^e$:

$$\frac{d\varepsilon_1}{dq} = (1 - \sin\psi_m) \frac{q_a^2}{2E_{50}(q_a - q)^2} + \frac{\sin\psi_m}{E_{ur}} \quad (24)$$

D'autre part, on a :

$$d\varepsilon_v^e = \frac{(1 - 2\nu)}{E_{ur}} dq \quad (25)$$

En ajoutant (24) et (25) on obtient :

$$\frac{d\varepsilon_v}{dq} = d\varepsilon_v^p + d\varepsilon_v^e = \left[-\sin\psi_m \left[\frac{q_a^2}{E_{50}(q_a - q)^2} - \frac{2}{E_{ur}} \right] + \frac{(1 - 2\nu)}{E_{ur}} \right] \quad (26)$$

Pour obtenir la relation analytique entre les déformations volumiques totales ε_v et les déformations axiales ε_1 , il convient d'intégrer pas-à-pas les équations (24) et (25) suivant le schéma :

$$\varepsilon_{x,i+1} = \frac{d\varepsilon_{x,i+1}}{dq} (q_{i+1} - q_i) + \varepsilon_{x,i} \quad (27)$$

La formulation analytique $\varepsilon_v = g(\varepsilon_1)$ ainsi obtenue sera comparée dans le chapitre IV de ce rapport aux résultats de modélisation numérique d'un essai triaxial de révolution réalisée avec le modèle HSM sous CESAR et PLAXIS respectivement.

e. La surface du « CAP »

Comme indiqué en introduction de ce chapitre, le modèle HSM de référence décrit dans l'article de Schantz et al (1999) présente deux surfaces de charge distinctes mais jointes : l'une décrite précédemment (f_{ij}) associée à l'apparition de déformations plastiques lors d'un chargement déviatorique, l'autre (« Cap yield surface »), indiquée en Figure Annexe 1-4 et utilisée pour rendre compte des déformations plastiques se produisant dans le cas d'un

chargement isotrope (Figure Annexe 1-5). Ces deux surfaces qui se rejoignent permettent de définir un domaine de plasticité fermé dans l'espace des contraintes principales (Figure Annexe 1-5).

L'article de Schanz et al (1999) ne donne pas une formulation mathématique claire de ce deuxième critère. En particulier, certains paramètres nécessaires à sa définition ne sont pas définis par les auteurs. Ainsi les auteurs proposent une « Cap yield surface » de forme elliptique dans le plan (p, q) comme le montre la Figure Annexe 1-5, centrée sur l'axe des ordonnées, et dont la longueur du grand axe est donnée par la pression de consolidation p_p . Dans le même temps, la définition de la longueur du petit axe est donnée par le produit $M \cdot p_p$ où M est un paramètre lié au coefficient des pressions des terres au repos non-consolidé K_0^{NC} et probablement à d'autres paramètres liés aux caractéristiques mécaniques du sol en question. Cependant dans l'article de Schanz et al (1999), la formule exprimant M n'est pas explicite. Il en est de même dans le manuel du logiciel PLAXIS dont le modèle HSM utilise cette même « Cap yield surface ». En revanche, notons que le modèle HSM implémenté dans le logiciel CESAR ne prend pas en compte cette seconde surface de charge utilisée pour rendre compte de l'apparition de déformations plastiques sous chargement isotrope.

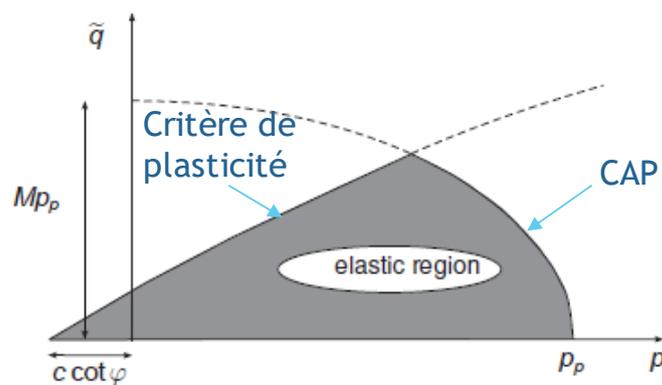


Figure Annexe 1-4 : La surface du CAP dans le plan $p-q$

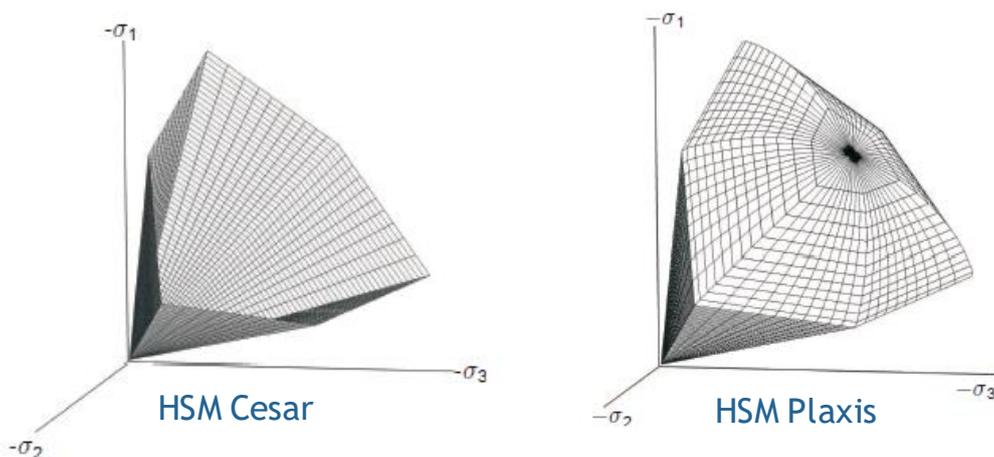


Figure Annexe 1-5 : Représentation du critère de plasticité du modèle HSM en compte dans des codes CESAR et PLAXIS (représentation dans le repère des contraintes principales)

Annexe 2 – Etude 2D de l'influence des paramètres du modèle HSM sur la cinématique du sol autour du tunnel

1. Etude d'influence du module de chargement E_{50}^{ref}

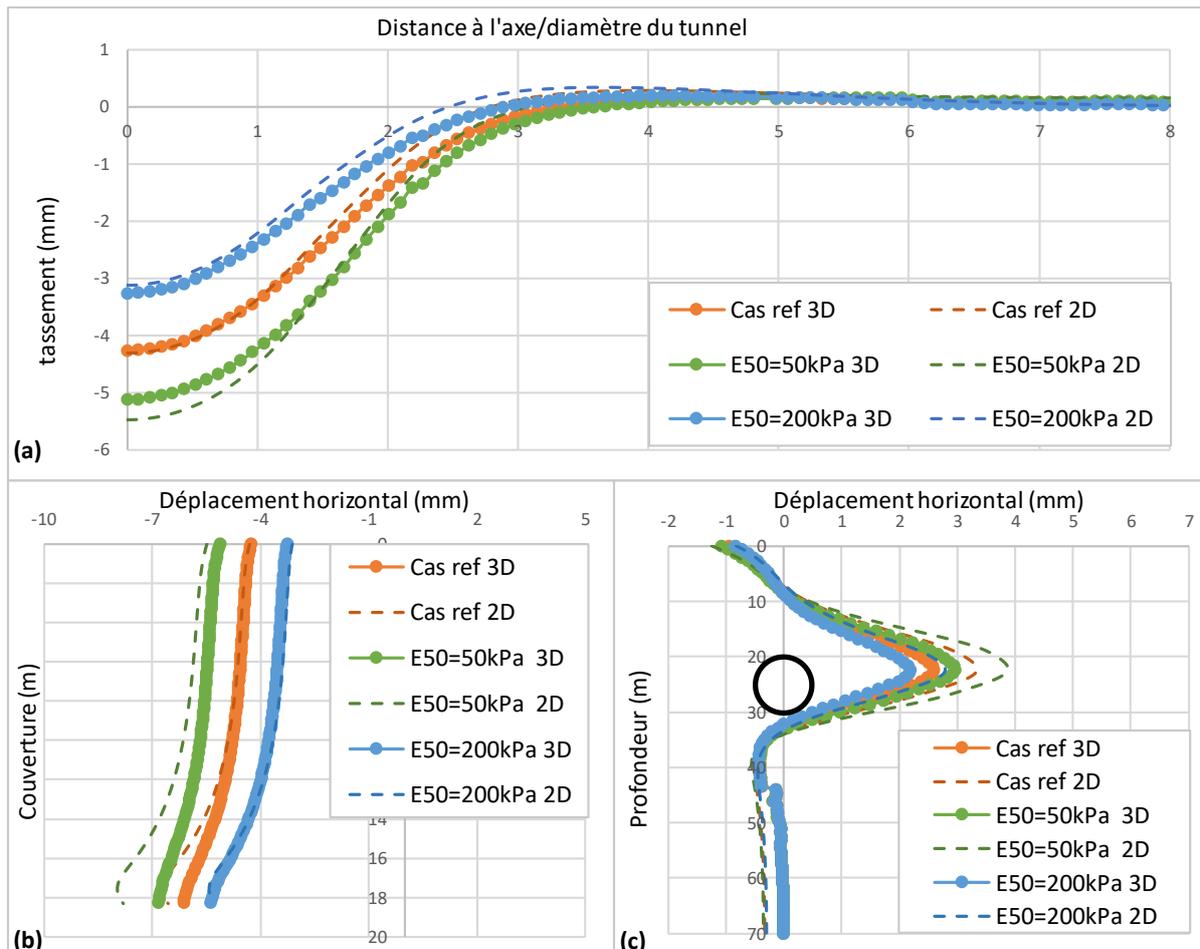


Figure Annexe2-1 : Résultats de l'étude d'influence du module E_{50_ref} avec le modèle 2D et confrontation avec le modèle 3D. a) tassements transversaux, b) déplacements verticaux dans la couverture, c) déplacements horizontaux sur une ligne de coupe à 1D de l'axe vertical du tunnel

2. Etude d'influence du module de déchargement/rechargement E_{ur}^{ref}

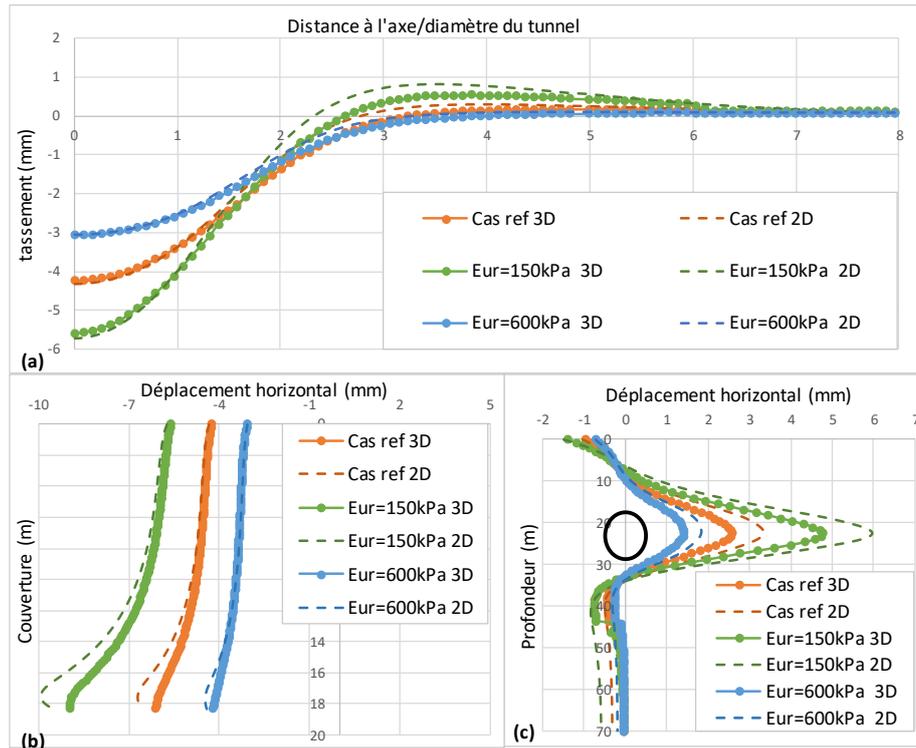


Figure Annexe2-2 : Résultats de l'étude d'influence du module E_{ur}^{ref} avec le modèle 2D. a) tassements transversaux, b) déplacements verticaux dans la couverture et c) déplacements horizontaux sur une ligne de coupe à 1D de l'axe vertical du tunnel

3. Etude d'influence de la cohésion c

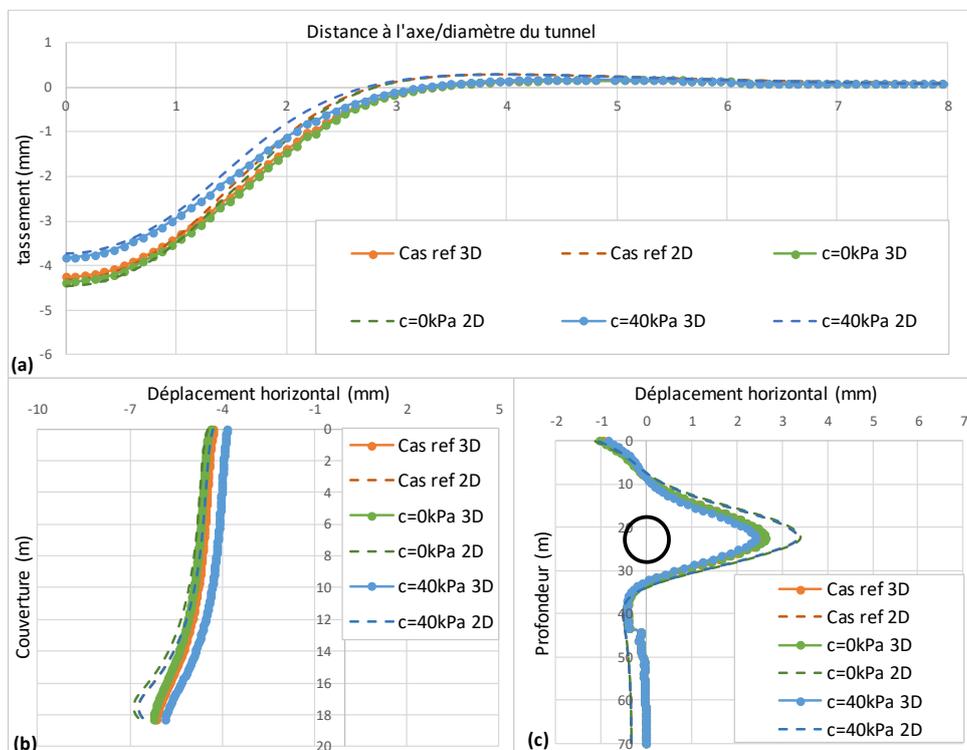


Figure Annexe2-3 : Résultats de l'étude d'influence de la cohésion c avec le modèle 2D. a) tassements transversaux, b) déplacements verticaux dans la couverture, c) déplacements horizontaux sur une ligne de coupe à 1D de l'axe vertical du tunnel

4. Etude d'influence de l'angle de frottement ϕ

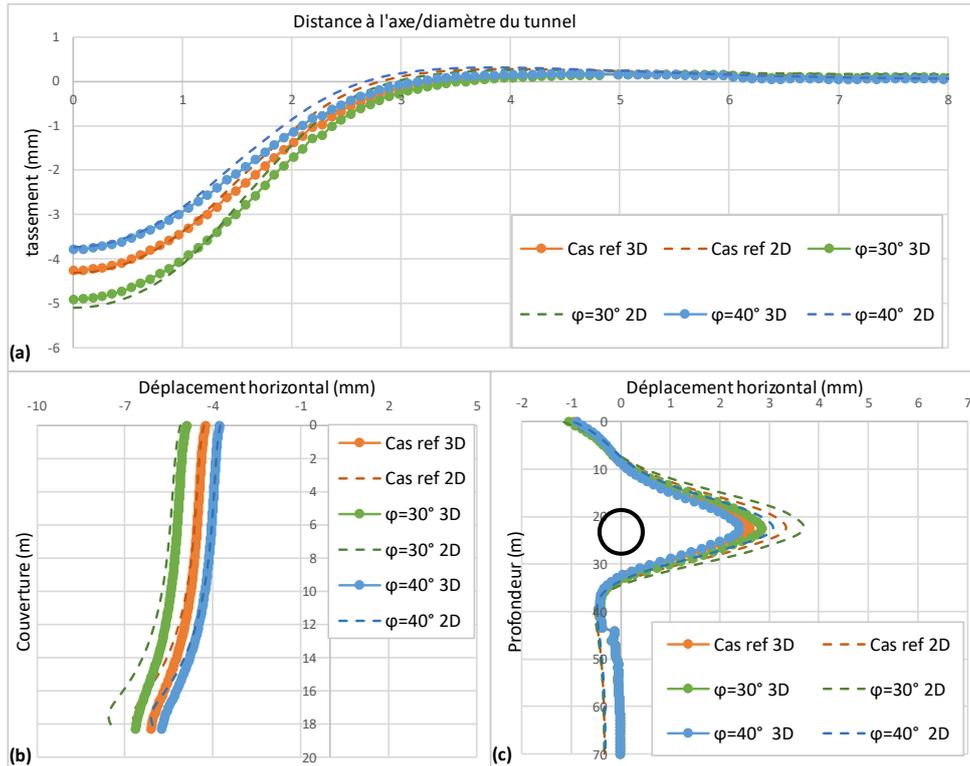


Figure Annexe2-4 : Résultats de l'étude d'influence de l'angle de frottement ϕ avec le modèle 2D. a) tassements transversaux, b) déplacements verticaux dans la couverture et c) déplacements horizontaux sur une ligne de coupe à 1D de l'axe vertical du tunnel

5. Etude d'influence de l'angle de dilatation ψ

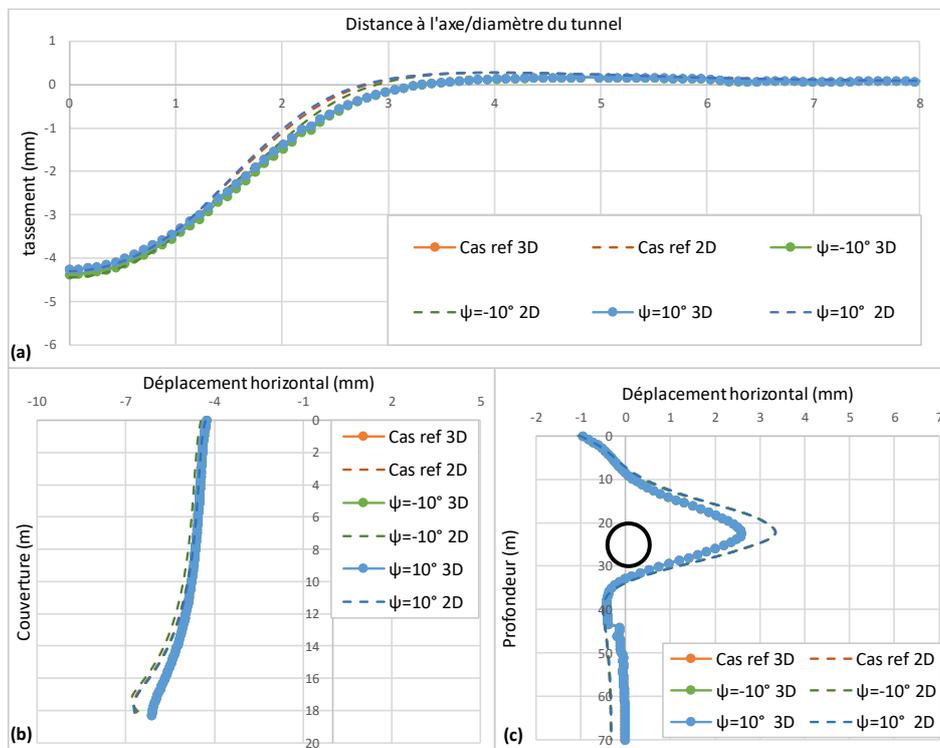


Figure Annexe2-5 : Résultats de l'étude d'influence de l'angle de dilatation ψ avec le modèle 2D. a) tassements transversaux, b) déplacements verticaux dans la couverture et c) déplacements horizontaux sur une ligne de coupe à 1D de l'axe vertical du tunnel

6. Etude d'influence du coefficient de Poisson ν

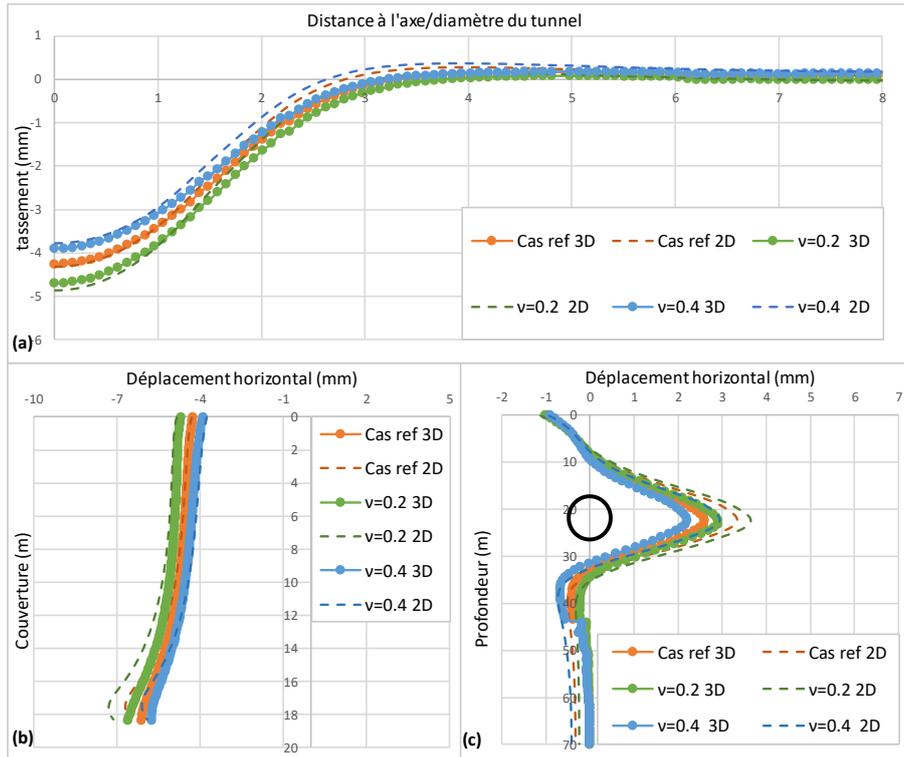


Figure Annexe2-6 : Résultats de l'étude d'influence du coefficient de Poisson ν avec le modèle 2D. a) tassements transversaux, b) déplacements verticaux dans la couverture, c) déplacements horizontaux sur une ligne de coupe à 1D de l'axe vertical du tunnel

7. Etude d'influence du coefficient des pressions des terres au repos K_0

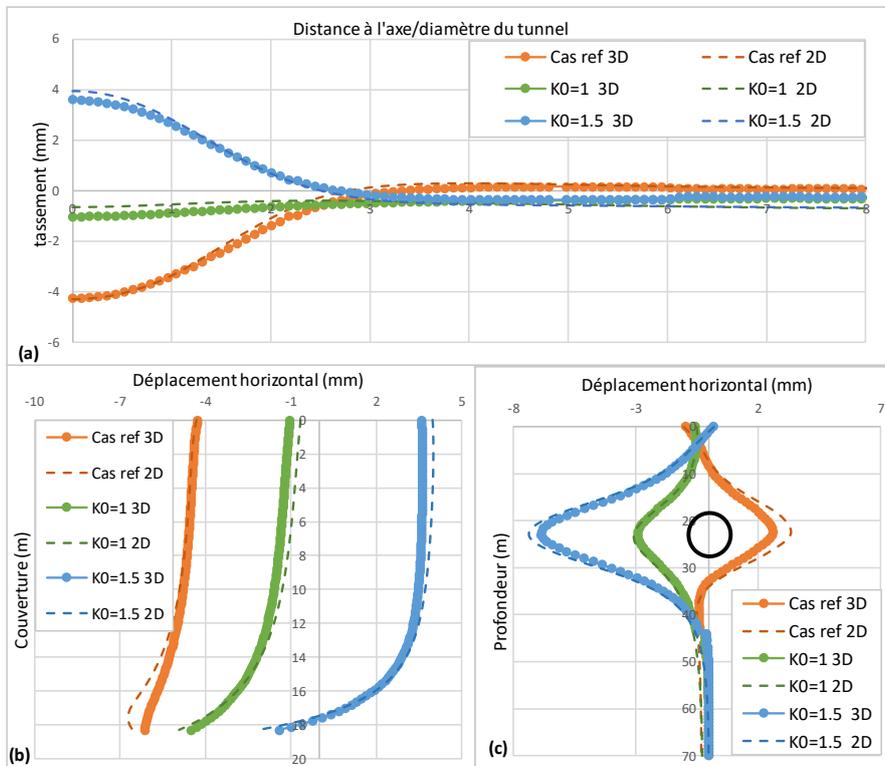


Figure Annexe2-7 : Résultats de l'étude d'influence du coefficient des pressions des terres au repos K_0 avec le modèle 2D. a) tassements transversaux, b) déplacements verticaux dans la couverture, c) déplacements horizontaux sur une ligne de coupe à 1D de l'axe vertical du tunnel

