

ENTPE

Mini-projet d'EFOG

Etude de l'impact du creusement d'un tunnel
sur des structures avoisinantes : cas du chantier
de prolongement du métro B de Lyon
Charline Dano

2013

Sommaire

1.	Objectifs de l'étude	3
2.	Hypothèses et maillages	3
2.1.	Domaine à mailler	3
2.2.	Caractéristiques mécaniques des matériaux	5
2.3.	Conditions aux limites et chargement	5
3.	Première étude : construction du tunnel	7
3.1.	Vérifications menées dans le cas du scénario RP – $\lambda p=0,1$	7
3.2.	Evolution de la cuvette de tassements pendant la construction	9
3.3.	Analyse comparative des cuvettes de tassements pour différents scénarios	12
3.4.	Confrontation des résultats obtenus avec des maillages différents	13
4.	Deuxième étude : influence du coefficient de poussée des terres au repos	14
5.	Troisième étude : confrontation des résultats numériques aux mesures in situ	18
5.1.	Détermination du coefficient $\lambda p v$	18
5.2.	Passage de la roue de coupe au droit des voies	19
5.3.	Passage de la jupe du tunnelier au droit des voies	20
5.4.	Proposition d'amélioration du modèle	21

1. Objectifs de l'étude

Ce projet de modélisation s'intéresse à l'impact du creusement d'un tunnel sur des structures avoisinantes. Il est basé sur le cas réel du prolongement de la ligne B du métro lyonnais par un tunnelier à fond pressurisé et concerne en particulier le passage sous les voies SNCF. En effet ces ouvrages sont particulièrement sensibles à l'apparition de tassements en surface engendrés par la redistribution de l'état de contrainte autour de l'excavation.

Après une brève description des hypothèses et du maillage réalisés, il s'agit dans une première étude de modéliser numériquement le creusement du tunnel sous différents scénarios reflétant les incertitudes sur les caractéristiques mécaniques et des sols et la maîtrise des conditions de creusement. La deuxième étude a pour objectif de mettre en évidence l'influence du coefficient de poussée des terres au repos. Enfin, dans une dernière étude, les résultats du modèle numérique seront confrontés aux mesures in situ dans l'optique d'une analyse critique du modèle.

Les modélisations numériques de chacune des études seront faites à l'aide du logiciel Cleo2D utilisant le code aux éléments finis CESAR-LCPC.

2. Hypothèses et maillages

2.1. *Domaine à mailler*

Le creusement d'un ouvrage souterrain constitue un problème parfaitement tridimensionnel (convergence des parois, extrusion du front de taille). Cependant, dans cette étude il sera ramené à un problème bidimensionnel dans le plan de la section courante du tunnel.

De plus, on suppose le massif de sol excavé et le tunnel de dimensions infinies dans la direction z ce qui permet d'effectuer les calculs en déformation plane ($\varepsilon_{zz} = 0$).

En ce qui concerne l'étendue horizontale du domaine à mailler, il est de coutume d'opter pour une largeur de quatre fois le diamètre de l'excavation, de part et d'autre de l'axe du tunnel. Avec un diamètre de 9,5 m, il est choisi une largeur totale du domaine de 80m. Les vérifications menées sur les résultats et la comparaison avec ceux obtenus pour un maillage différent permettront de valider si le volume du domaine maillé est suffisant.

La géométrie des différents horizons rencontrés au droit des voies est modélisée à partir de la coupe géologique issue des reconnaissances réalisées dans cette zone (figure 1)

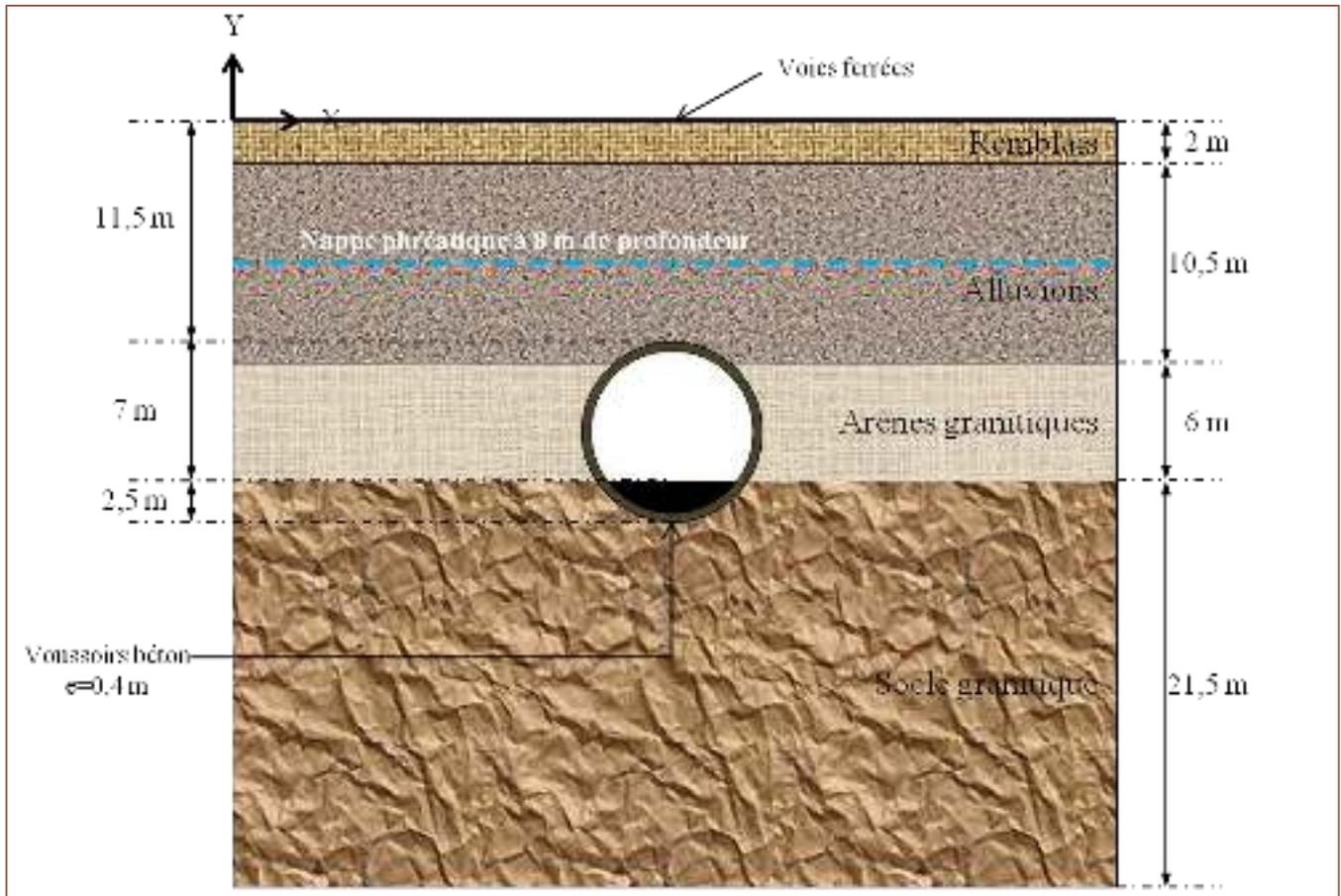


Figure 1 : Coupe géologique au droit des voies ferrées

A noter que la présence de la nappe phréatique ne sera pas prise en compte afin de simplifier la modélisation et que les voies ferrées ne seront pas représentées au niveau du maillage étant donné que les contraintes qu'elles génèrent sur le terrain sont négligeables.

Ainsi l'allure du maillage utilisé pour chacune des trois études est le suivant (éléments quadrangles et interpolation quadratique) :

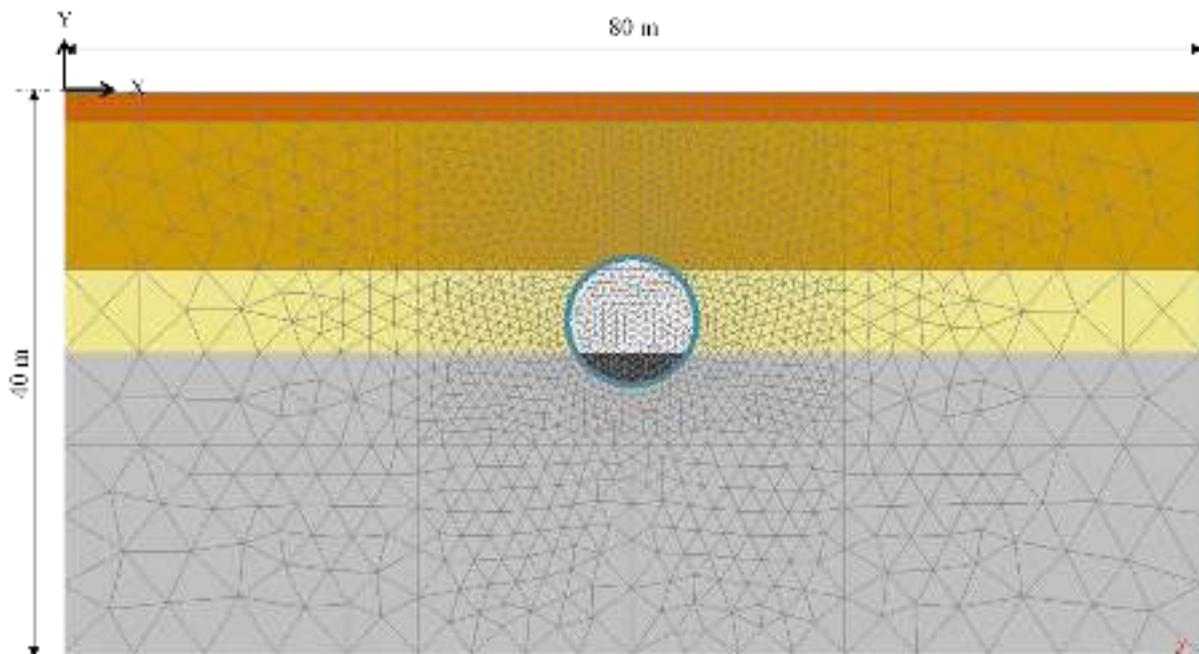


Figure 2 : maillage du domaine (3300 éléments)

2.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Compte tenu de la forte perméabilité des terrains rencontrés dans la zone d'étude (perméabilité des alluvions du Rhône pouvant atteindre $10^{-2}m/s$), nous nous placerons uniquement dans le cas du comportement à long terme du sol.

Le coefficient de poussée des terres au repos K_0 est pris égale à $\frac{\nu}{1-\nu}$, soit 0,5 pour toutes les couches de sols, pour l'initialisation du champ des contraintes lors des études 1 et 3.

Les différentes couches de sol sont assimilées à des matériaux au comportement élastoplastique parfait vérifiant le critère de limite élastique de Mohr-Coulomb.

Afin de prendre en compte les incertitudes liées aux campagnes de reconnaissances, on différenciera un jeu de paramètres mécaniques correspondant à des propriétés raisonnablement prudents (RP) et un jeu correspondant à des caractéristiques pessimistes (P). La modélisation se fera avec l'un ou l'autre de ces jeux de paramètres résumés dans le tableau suivant :

	Remblais	Alluvions		Arènes granitiques		Socle granitique	
		RP	P	RP	P	RP	P
Masse volumique (kg/m ³)	1900	1900	1900	2400	2400	2500	2500
E (MPa)	10	40	10	120	80	1000	500
C' (kPa)	1	20	10	40	20	180	100
φ' (°)	25	35	30	35	30	45	40
ψ' (°)	8	12	0	10	0	10	5
ν	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33
K_0	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5

Tableau 1: Caractéristiques mécaniques des sols rencontrés sous les voies ferrées

Les voussoirs constituant le revêtement du tunnel et le béton de radier ont un comportement supposé élastique linéaire isotrope. Leurs paramètres mécaniques sont :

	Voussoir	Béton de radier
Masse volumique (kg/m ³)	2200	2400
E (GPa)	30	25
ν	0.2	0.2

Tableau 2 Caractéristiques mécaniques des bétons de voussoir et de radier

Enfin, le contact entre les éléments constitués de matériaux différents est considéré comme adhérence parfaite. Le module de calcul utilisé est donc MCNL.

2.3. Conditions aux limites et chargement

Le problème de creusement du tunnel, ainsi ramené à une étude bidimensionnel dans le plan (x,y), peut se modéliser en quatre phases successives dont nous allons décrire les conditions aux limites, les chargements imposés et les vérifications entreprises.

➤ Conditions aux limites

Elles sont identiques pour chacune des phases et consiste à bloquer les déplacements horizontaux sur les bords latéraux du domaine et les déplacements verticaux sur la limite inférieure.

Vérifications : On s'assurera à chaque phase de calcul que les résultats montrent que ces déplacements sont effectivement négligeables. En outre, il sera intéressant de mettre en évidence l'éventuelle influence du maillage en suivant l'évolution des contraintes au bord pour chaque phase.

➤ Phase d'initialisation des contraintes géostatiques

Cette phase permet de représenter l'état des contraintes en place avant toute phase de travaux. Dans le cas présent d'un terrain naturel au repos délimité par une surface horizontale et formé de couches homogènes perpendiculaires à l'axe de la pesanteur, il est défini par des contraintes principales verticales et horizontales, reliées par la relation $K_0 = \frac{\sigma_{ho'}}{\sigma_{vo'}}$, et par un plan d'isotropie perpendiculaire à l'axe de la pesanteur.

Pour chacune des études réalisées on utilisera la procédure « S₀ » du logiciel qui active l'état des contraintes géostatiques sans avoir à appliquer la gravité au terrain, et pour laquelle il sera saisi une valeur de K₀ identique pour chaque couche.

Vérifications : On s'attachera à vérifier à l'issue de cette phase de calcul que les déplacements verticaux sont nuls. Par ailleurs, on comparera la valeur des contraintes verticales et horizontales le long d'une coupe verticale à celles déterminées analytiquement

➤ Phase d'excavation

Elle consiste en la désactivation des éléments correspondant à l'emprise du tunnel (disque de rayon 9,5m) et en un déconfinement partiel du sol en paroi. Ce déconfinement se traduit dans Cesar par l'application en paroi d'une charge radiale égale à $-\lambda_p \sigma_{r0}$, σ_{r0} étant la contrainte initiale calculée à la phase précédente et λ_p , le taux de déconfinement partiel (voir figure 3).

Vérifications : Pour vérifier que le chargement a correctement été pris en compte par le code de calcul, on compare la contrainte verticale en clé à la valeur attendue en ce point, à savoir $(1 - \lambda_p) \sigma_{v0}$ (superposition des cas de charge de l'initialisation et de la phase d'excavation).

➤ Mise en place du revêtement

Une fois les éléments de voussoirs en béton activés, on leur applique la gravité. Le déconfinement en paroi est poursuivi jusqu'à $\lambda=1$ (par rapport aux contraintes initiales) (voir figure 3)

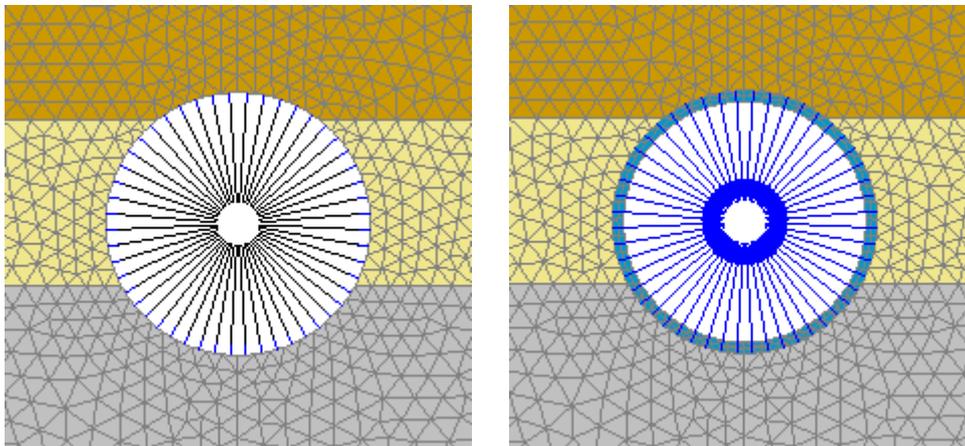


Figure 3 Application des cas de charge : phase d'excavation à gauche et mise en place du revêtement à droite

Vérifications : Dans l'idéal, on doit retrouver une contrainte radiale nulle en clé de tunnel (déconfinement total). On tentera d'expliquer pourquoi le modèle tel qu'il a été conçu dans cette étude ne permet pas de vérifier cette condition.

On pourra vérifier que les vecteurs de déplacement et les contraintes sont en accord avec les phénomènes physiques attendues et que les contraintes appliquées aux revêtements restent inférieures au module élastique des voussoirs.

➤ Mise en place du béton de radier

Elle est modélisée par l'activation des éléments du radier et application de la gravité.

Vérifications : Elles sont semblables à celles de la phase de mise en place du revêtement.

3. Première étude : construction du tunnel

Dans cette étude, quatre modélisations sont menées en associant des caractéristiques de sol et des conditions de creusement différentes : pour les deux jeux de paramètres de sol RP et P, on différencie deux valeurs de taux de déconfinement partiel $\lambda_p = 0.1$ et $\lambda_p = 0.2$, correspondant respectivement à des conditions de creusement parfaitement maîtrisées et des conditions de creusement relativement bien maîtrisées.

3.1. Vérifications menées dans le cas du scénario RP – $\lambda_p=0,1$

Cette partie montre la mise en application des vérifications décrites dans le paragraphe 2.3. dans le cadre du scénario correspondant aux caractéristiques de matériaux raisonnablement prudentes et pour un taux de déconfinement partiel de 0,1.

➤ Conditions aux limites

A chaque phase, les résultats montrent qu'on a bien

- $u \approx 0$, pour $0 \leq y \leq -40$, $x = 0$ et $x = 80$,
- $v \approx 0$, pour $0 \leq x \leq 80$, $y = -40$.

➤ Initialisation des contraintes géostatiques

A l'issue du calcul élastiques des contraintes géostatiques, l'évolution des contraintes verticales et horizontales le long d'une ligne de coupe verticale du domaine est visible figure 4 :

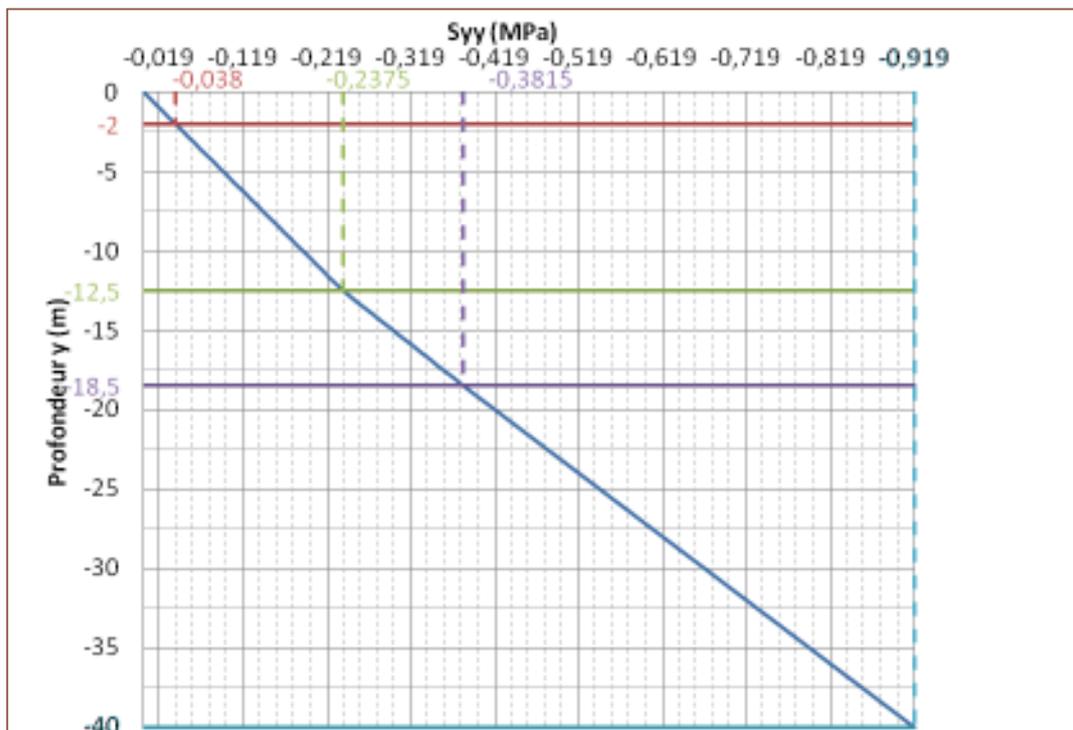


Figure 4: Evolution des contraintes verticales en fonction de la profondeur

On a tracé sur cette figure les points correspondants aux couples $(\sigma_{yy}; y)$ calculés analytiquement pour les points se situant à l'interface entre les différentes couches. On remarque que la courbe passe bien par ces quatre points. Le calcul de l'état des contraintes initiales verticales est correct.

Si on s'intéresse maintenant aux contraintes horizontales σ_{xx} à l'état initial ainsi qu'au rapport $K_0 = \frac{\sigma_{xx}}{\sigma_{yy}}$, nous observons une bonne cohérence avec les résultats numérique (voir tableau 3). Le calcul numérique a été mené tel que nous retrouvons effectivement le coefficient de pression des terres au repos souhaité ($K_0 = 0.5$).

Profondeur y (m)	γ (kN/m ³)	Résultats analytiques			Résultats numériques		
		K0	Syy (kPa)	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Sxx (kPa)	K0
0	19	0,5	-0	0	0	0	
-2	19	0,5	-38	-19	-38	-19	0,5
-12,5	19	0,5	-237,5	-118,75	-238	-119	0,5
-18,5	24	0,5	-381,5	-190,75	-381	-191	0,5019685
-40	25	0,5	-919	-459,5	-919	-46	0,50054407

Tableau 3 : Résultats analytiques et numériques de l'état des contraintes initiales et du K0

➤ Evolution des contraintes au bord du domaine

Nous allons maintenant analyser l'évolution des contraintes verticales et horizontales ainsi que leur rapport le long d'une ligne de coupe vertical à l'abscisse $x = 80$ (bord du domaine maillé).

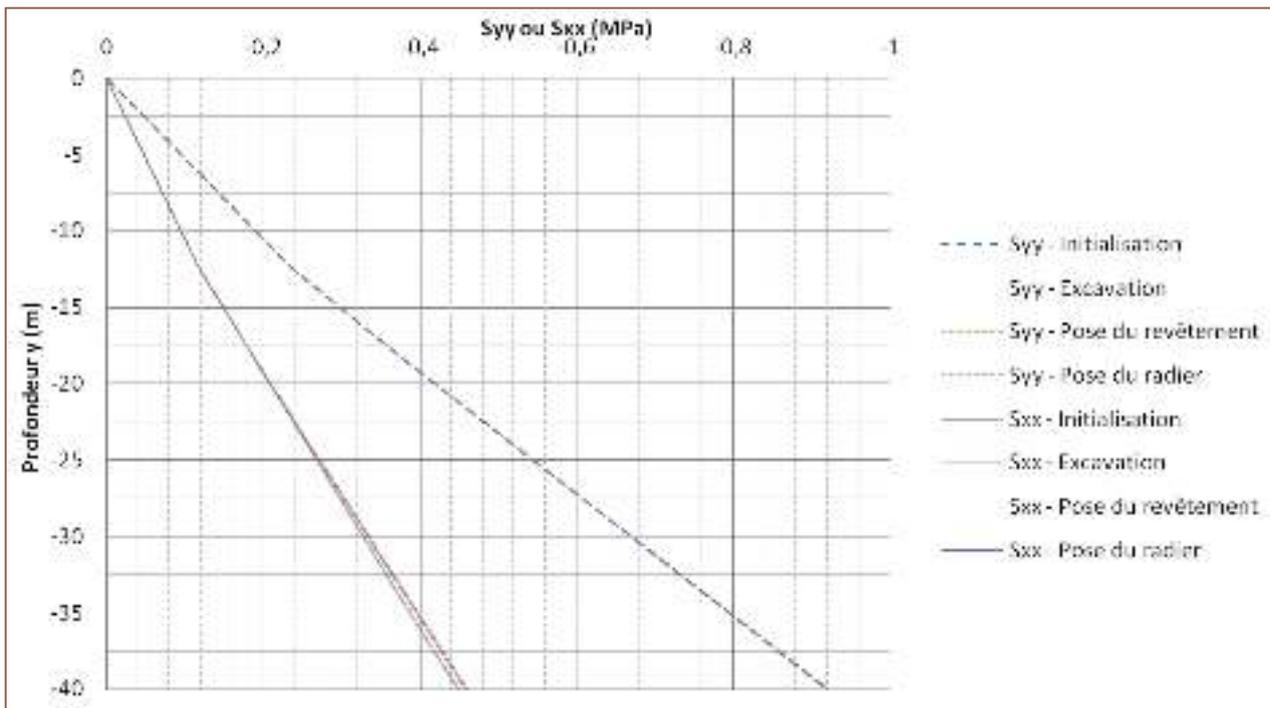


Figure 5 Evolution des contraintes horizontales et verticales au cours du phasage

Le graphe figure 5 montre qu'au bord du domaine la variation des contraintes verticales est négligeable tandis qu'une légère diminution de la contraintes horizontales apparaît en profondeur pour les deux dernières étapes. Celle-ci reste tout de même modeste mais permet d'expliquer l'augmentation de l'écart type du K_0 observable dans le tableau 4 :

	Initialisation	Excavation	Pose du revêtement	Pose du radier
K_0 moyen	0,50	0,49	0,49	0,49
Ecart type	0,00438	0,00469	0,00858	0,00730

Tableau 4 Moyenne et écart-type des K_0 obtenues pour chaque phase sur le bord latéral du domaine

Ces observations confirment la validité du modèle en ce qui concerne l'étendue du domaine maillé.

➤ Déconfinement partiel en clé de voute

A la fin de la phase d'excavation, on relève que la contrainte verticale en clé de voute est passée de -219 kPa à -197 kPa. Or, en ce point ($x = 0$ et $y = -11.5$) la contrainte géostatique calculée analytiquement est de -218.5 kPa. La valeur attendue pour un déconfinement partiel, avec $\lambda_p = 0.1$, est donc $\sigma_r = -196.65$ kPa. En clé de tunnel, les résultats numériques concordent bien avec la théorie. Les chargements appliqués sont donc correctement pris en compte par le code de calcul lors de cette première phase.

➤ Déconfinement total en clé de voute

Alors que la poursuite du déconfinement devrait se traduire par l'annulation des contraintes radiales à l'intrados du tunnel, on observe une contrainte verticale en clé de tunnel (à l'interface entre le vide et le revêtement) égale à 27 kPa. Cet effort de traction peut s'expliquer si l'on assimile l'épaisseur du revêtement à une poutre sur laquelle on applique une charge verticale (poids des terrains sus-jacent) : la partie supérieure est comprimée tandis que la partie inférieure passe en traction.

Cette observation peut aussi s'expliquer par un découpage trop lâche de la zone correspondant au revêtement, comparé à la faible épaisseur des voussoirs (0.4 m). D'où une interpolation erronée entre de fortes valeurs de compressions à l'extrados et une contrainte a priori nulle à l'intrados (vide).

3.2. Evolution de la cuvette de tassements pendant la construction

Il s'agit ici de mettre en évidence l'évolution des tassements en surface du massif au cours des trois étapes de modélisation et de les confronter avec l'évolution des vecteurs de déplacement et des contraintes principales dans le cas du scénario mettant en jeu les caractéristiques de matériaux RP et un déconfinement partiel tel que $\lambda_p = 0.2$.

Le traitement des résultats issus de la modélisation donne pour l'évolution de la cuvette de tassement le graphique suivant :

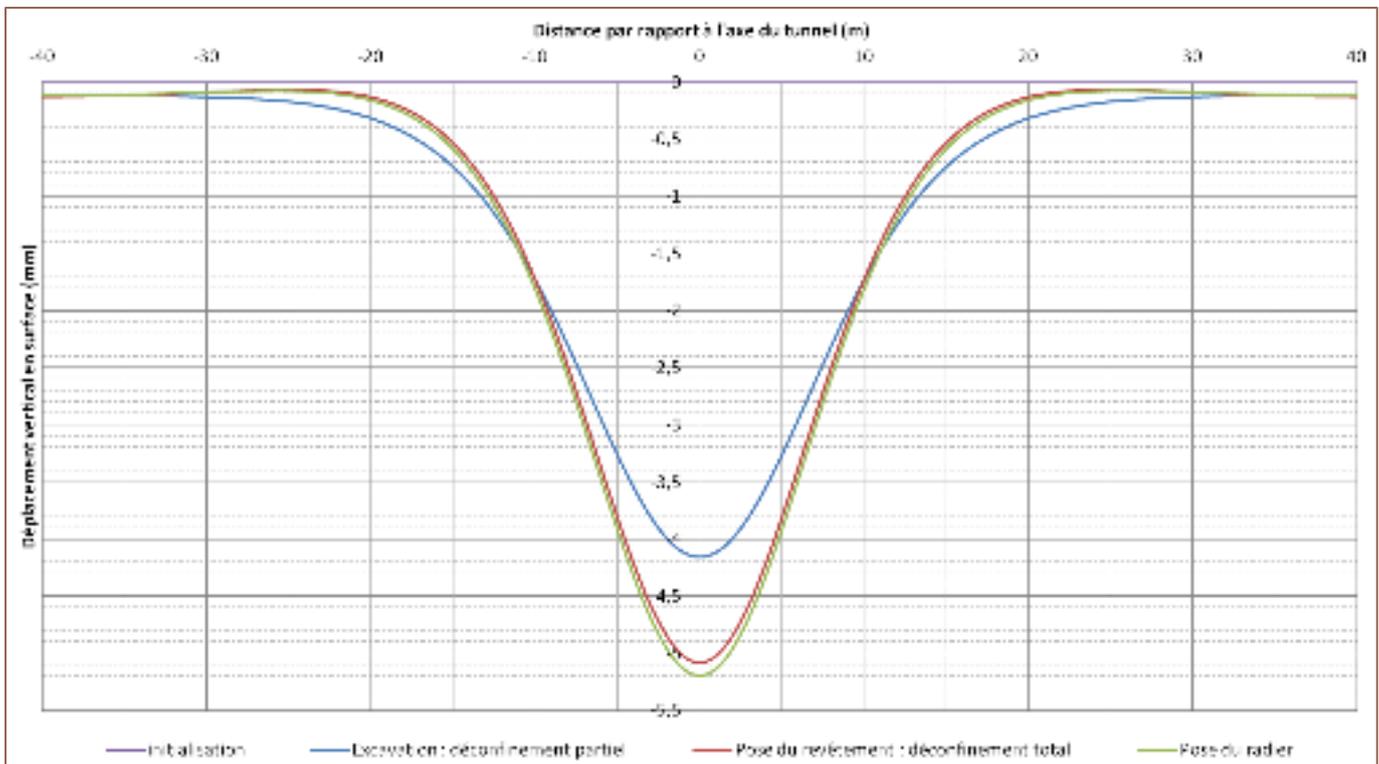


Figure 6 Evolution de la cuvette de tassements en surface (RP – $\lambda_p=0.2$)

On remarque que le creusement génère des tassements en surface selon un profil semblable à une courbe gaussienne. Ces déplacements sont maximums dans l'axe du tunnel et passent de -4.2 mm après excavation à plus de -5 mm après poursuite du déconfinement.

De plus, de part et d'autre de la cuvette, on observe des déplacements verticaux positifs dès la mise en place du revêtement et le déconfinement global : la surface remonte légèrement après s'être affaissée entre 10 et 30 m de distance par rapport à l'axe du tunnel.

Ces observations sont à mettre en relation avec la redistribution des contraintes autour de l'excavation et les déplacements qui existent en profondeur :

- Les contraintes principales sont initialement horizontales et verticales. Lors de la phase de creusement elles suivent alors une trajectoire qui contourne l'excavation ce qui peut se traduire par un report du poids des terres de part et d'autre de l'excavation, assimilable à un effet de voute. Les déformations locales liées au

déconfinement entraînent en effet l'apparition de contraintes de cisaillement provoquant la rotation des axes principaux de contraintes et donc une diminution de la contrainte verticale, notamment en clé de tunnel (figure 7).

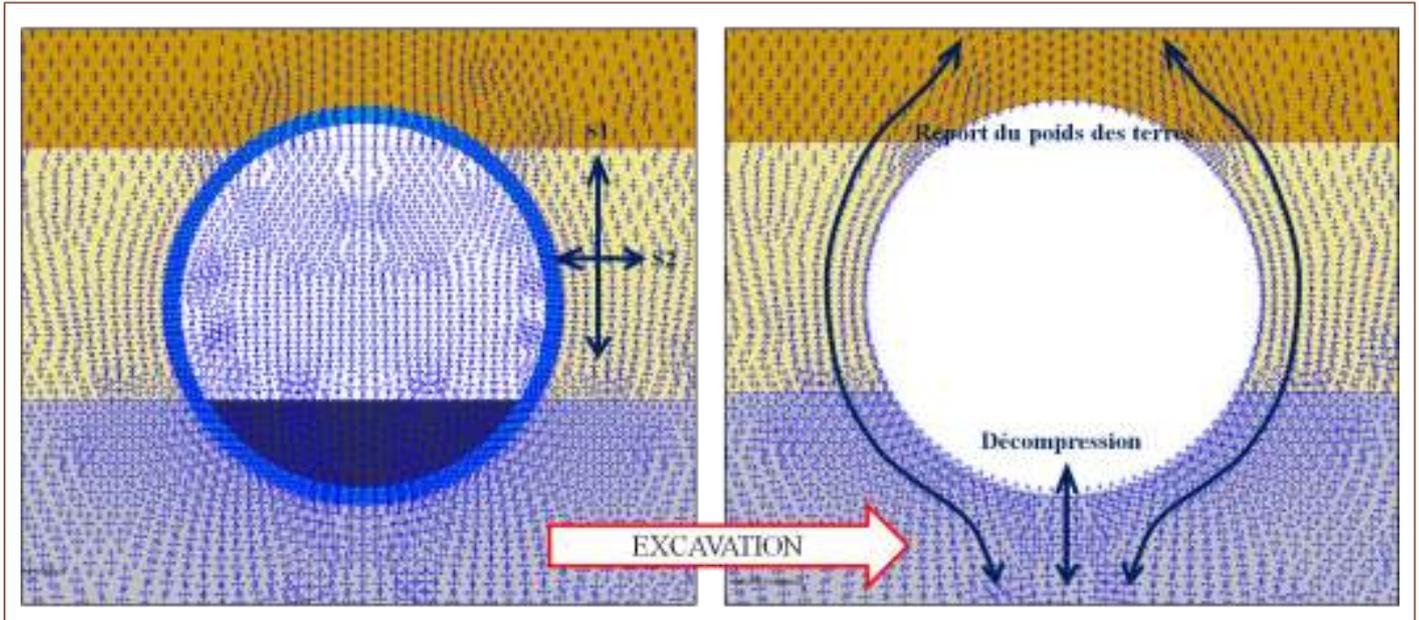


Figure 7 : Evolution des contraintes principales lors de la phase d'excavation

Les déplacements radiaux en paroi sont alors plus importants dans la partie supérieure du tunnel (le déplacement vertical maximal en clé est de -8.699 mm).

Par ailleurs, le vide créé par l'excavation constitue un allègement du poids supporté par le massif sous jacent, d'où une décompression au niveau du radier du tunnel et la remontée de la paroi inférieure (figure 8).

Ces déplacements en radier et en clé de tunnel se transmettent dans le massif respectivement jusqu'à la surface et en profondeur, d'où les tassements obtenus figure 6 et les déplacements observables loin en dessous de l'excavation :

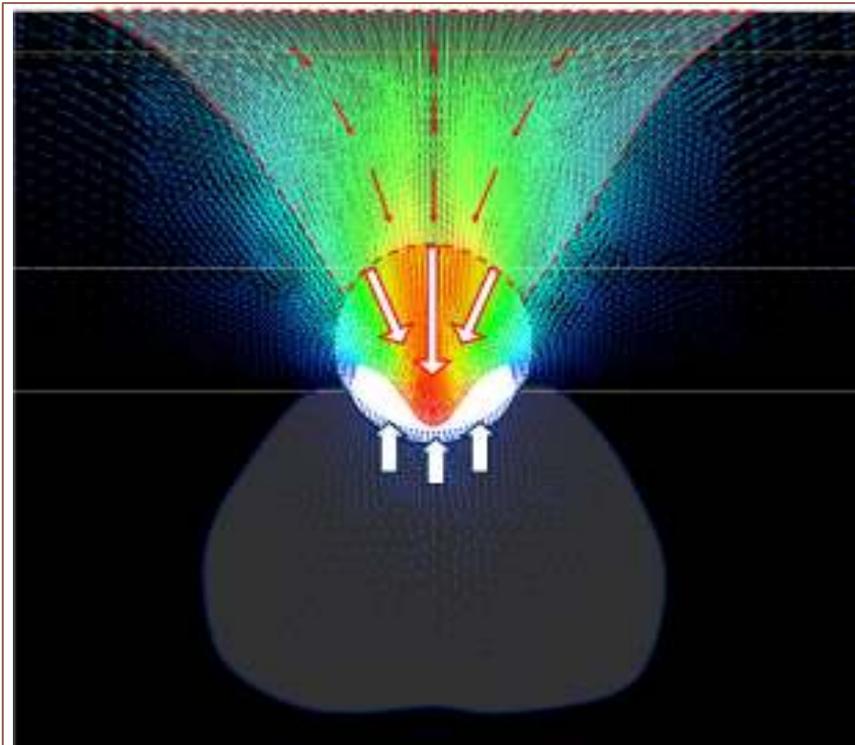


Figure 8 : Déplacements totaux lors de la phase d'excavation

- Lors de la poursuite du déconfinement, la surface tasse encore de quelques millimètres (-0.93 mm à l'axe du tunnel). Les voussoirs en béton ont tendance à absorber les déplacements de la paroi imposés par le déconfinement. Les efforts alors induits dans le revêtement (figure 9) provoquent la déformation de l'anneau de voussoirs qui s'aplatit en refoulant les terrains adjacents sur les côtés. Ces déplacements, qui ont une légère composante verticale, se répercutent via le sol, ce qui explique la légère remontée de la surface de part et d'autre de la cuvette de tassements (figure 10), avec un déplacement vertical maximum de l'ordre de 0.2 mm.

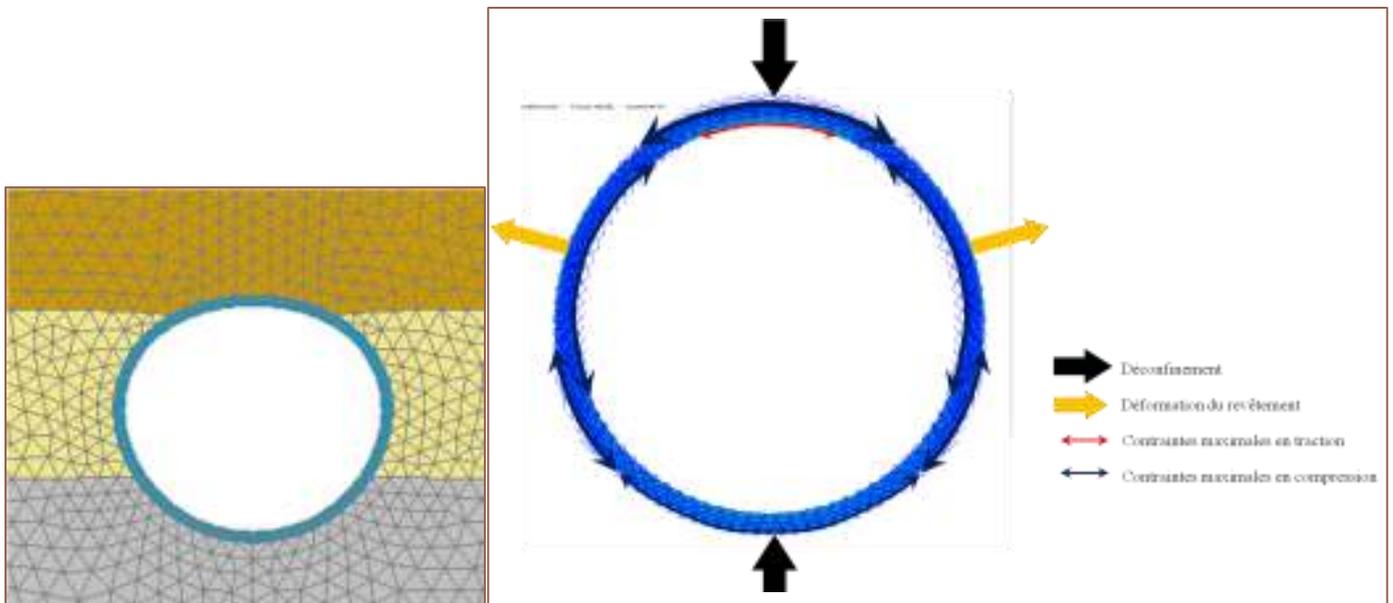


Figure 9 - Déformée et interprétation des contraintes principales dans le revêtement (phase 2)

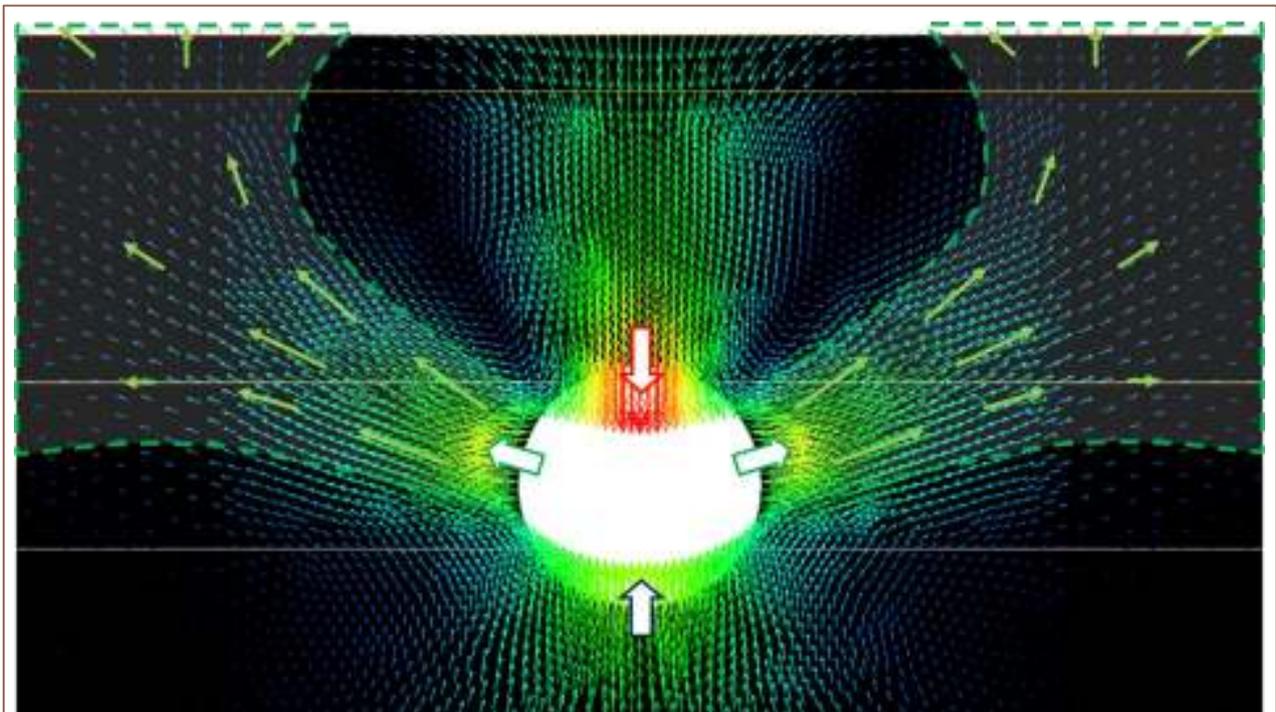


Figure 10 - Déplacements totaux relatifs à la phase de pose du revêtement

Remarque : Une telle répartition des vecteurs déplacements à la surface se traduirait par des tassements différentiels importants néfastes quant aux voies ferrées. Par conséquent, il convient d'être vigilant et de surveiller l'évolution de ces tassements pendant la phase chantier.

- Lorsque le radier est mis en place, l'action de son poids sous l'effet de la gravité tend à faire redescendre l'ensemble (figure 11). On peut observer un déplacement maximal vertical dans le radier de -0.235 mm, de -0.132 mm en clé de revêtement et de 0.112 mm en surface en $x = 0$.

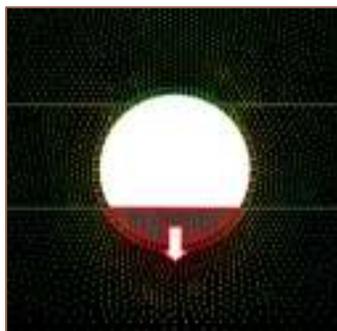


Figure 11 - Déplacements totaux relatifs à la pose du radier

3.3. Analyse comparative des cuvettes de tassements pour différents scénarios

Le modèle numérique a été testé en combinant les différentes hypothèses sur les matériaux et sur les conditions de creusement selon quatre scénarios :

- RP - $\lambda_p = 0,1$: caractéristiques raisonnablement prudentes des sols et conditions de creusement parfaitement maîtrisées ;
- RP - $\lambda_p = 0,2$: caractéristiques raisonnablement prudentes des sols et conditions de creusement relativement bien maîtrisées ;
- P - $\lambda_p = 0,1$: caractéristiques pessimistes des sols et condition de creusement parfaitement maîtrisées.
- P - $\lambda_p = 0,2$: caractéristiques pessimistes des sols et conditions de creusement relativement bien maîtrisées.

Les profils finaux des tassements obtenus en surface pour chacun des scénarios, confrontés aux seuils d'exigence fixés par la SNCF, sont visibles ci-dessous.

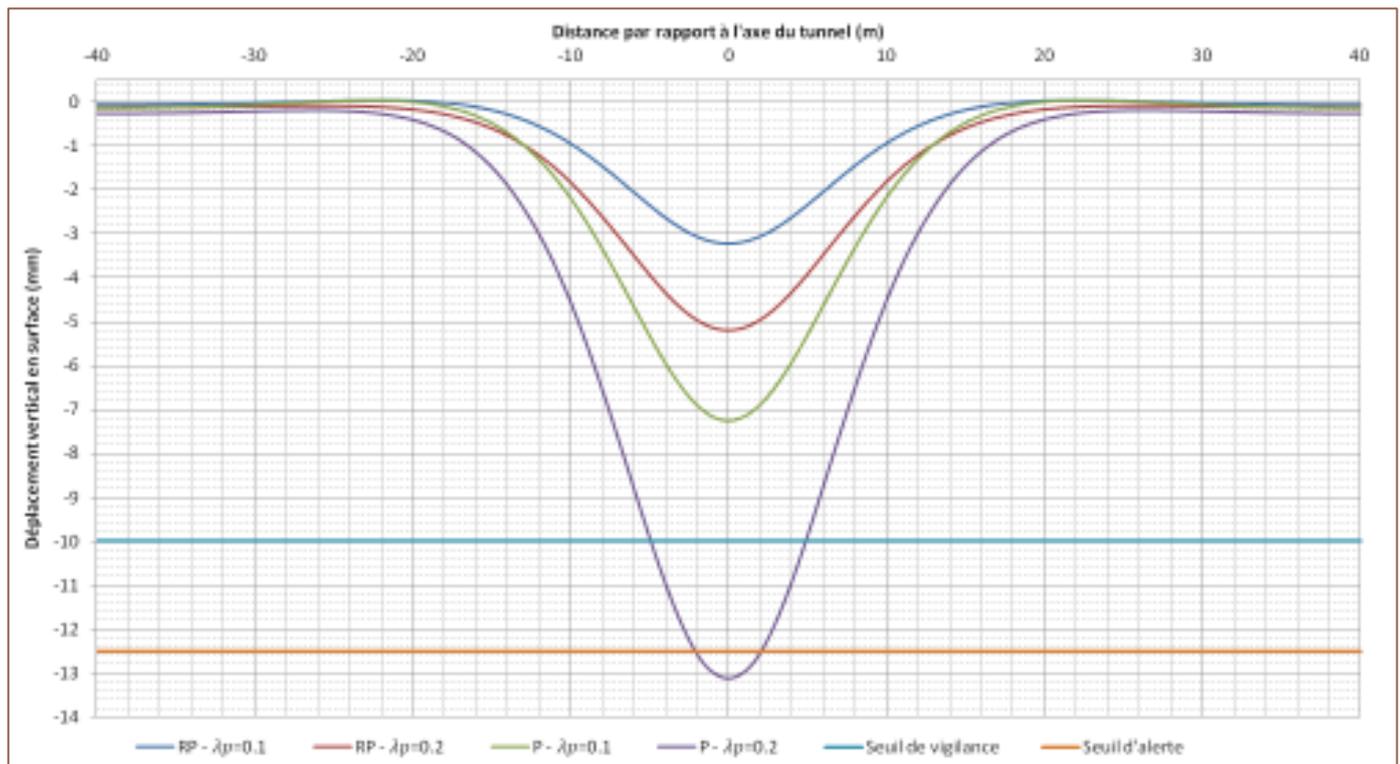


Figure 12 - Profils des tassements finaux en surface pour les 4 scénarios

Plusieurs conclusions peuvent être déduites de ces résultats :

- Le taux de déconfinement partiel a un impact attendu sur les tassements en surface : lorsqu'il est élevé, le sol se déconfiner d'autant plus entre le début de l'excavation et la pose du soutènement.
- L'influence du taux de déconfinement partiel se fait plus ressentir dans le cas où les propriétés des sols sont pessimistes. En effet, lors de travaux souterrains, le massif de sol excavé constitue à la fois le chargement (poids des terres sus-jacent), mais est aussi un allié puisque les terrains adjacents jouent un rôle conséquent dans la reprise des efforts générés par les perturbations appliquées au milieu. Par conséquent, un sol de qualité médiocre résistera difficilement à un déconfinement important qu'à un faible déconfinement.
- Dans le cas du scénario le plus pessimiste (P - $\lambda_p = 0,2$), les seuils de vigilance et d'alerte sont dépassés.

Préconisations :

- Pour chacun des scénarios, il est indispensable de mettre en place un dispositif d'auscultation (extensomètres, fibres optiques, théodolites...) afin de suivre les déplacements en surface et en profondeur pendant et après le creusement, à titre préventif et correctif.

- Compte tenu de l'influence du taux de déconfinement, il convient d'effectuer un contrôle permanent des conditions de creusement afin de réajuster les consignes de pilotage et de s'assurer du respect de celles-ci. En effet, les surcoupes, parfois liées aux défauts de guidage, créent des pertes de volumes qui se répercutent en surface.
- Les solutions envisageables pour limiter les tassements en surface en présence de mauvais sols sont les traitements de terrain, par exemple par des injections (jet-grouting) ou encore par congélation du sol.

3.4. Confrontation des résultats obtenus avec des maillages différents

Ci-dessous, figurent la comparaison des résultats obtenus dans le cadre du scénario RP - $\lambda_p = 0,2$ avec deux maillages différents.

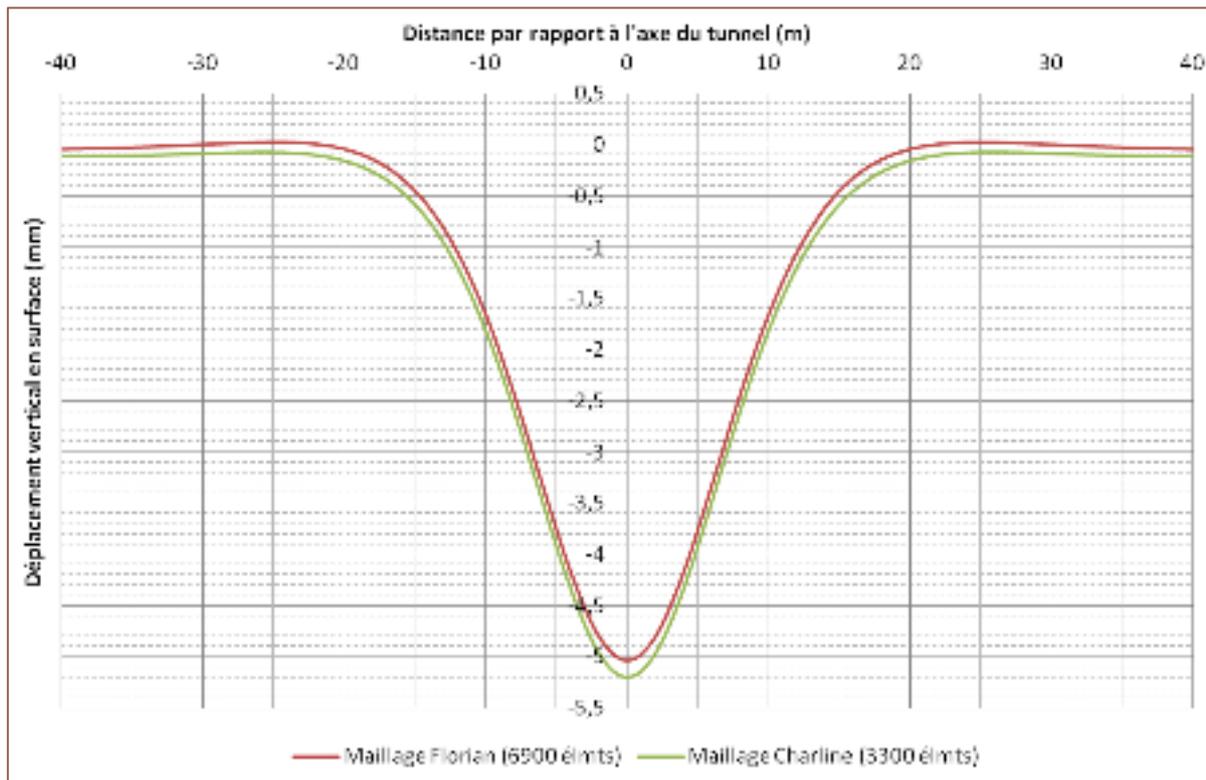


Figure 13 - Cuvette de tassement de surface finale (scénario RP - $\lambda = 0.2$)

Vu les différences quant au nombre d'éléments et à l'étendue respective des deux modèles numériques (figures 2 et 14), il n'est pas étonnant de trouver un écart de 0,15 mm pour le déplacement de surface à l'axe du tunnel. A noter que l'écart n'est pas constant : il est plus important lors des variations non linéaires de déplacements (centre et bords de la cuve).

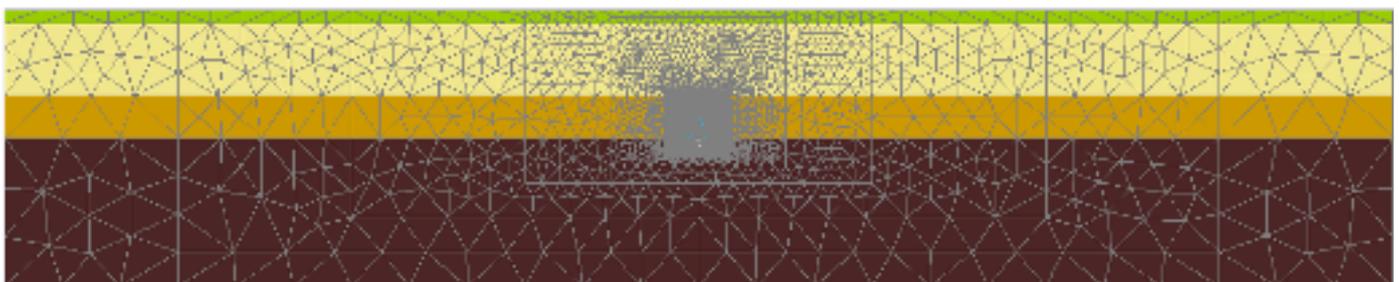


Figure 14 - Maillage du domaine par Florian : 6900 éléments

Le maillage de Florian compte deux fois plus d'éléments et le domaine maillé s'étend à 100 m de part et d'autre de l'axe, par conséquent, les effets de bords sont largement écartés et les calculs plus précis. En revanche, son maillage minimise les déplacements par rapport au mien. En tant qu'outil prédictif, choisir le maillage le plus lâche des deux serait donc correct (plus pessimiste) et plus optimal (temps de calcul réduit).

En pratique, il est cependant nécessaire de s'assurer de l'absence de l'influence du maillage en vérifiant la bonne application des conditions aux limites du modèle et en testant à partir de quelle étendue et quelle finesse de maillage les résultats ne varient plus.

4. Deuxième étude : influence du coefficient de poussée des terres au repos

La détermination du coefficient de poussée des terres au repos K_0 est un problème délicat, d'autant plus qu'il varie avec la profondeur et dépend de l'histoire du sol. C'est pourquoi il est généralement tiré de la théorie en se donnant une loi de comportement vraisemblable. Les incertitudes autour de ce paramètre peuvent-elles amener à une déviation des résultats ?

En modélisant le passage du tunnelier sous les voies ferrées, dans le cas du scénario RP - $\lambda_p = 0,2$, avec différents K_0 (0,33, 0,5 et 1) pour l'ensemble des couches de sol, on obtient les cuvettes de tassement finales suivantes :

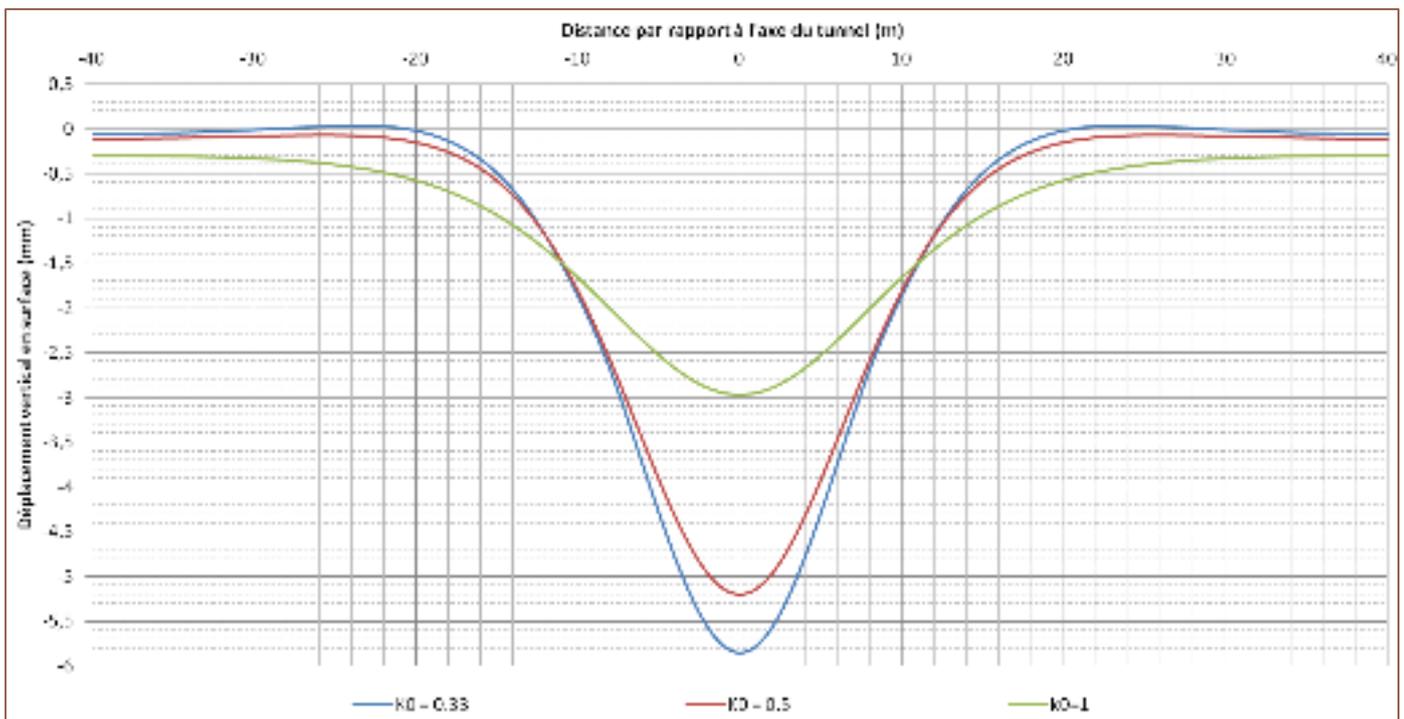


Figure 15 - Profils des tassements finaux pour différents K_0

Avec un K_0 de 1, la cuvette de tassements est moins profonde mais s'étale plus en largeur : les tassements différentiels sont donc réduits. En revanche, un K_0 de 0,33, on passe d'un tassement maximal à l'axe de presque 6 mm à une côte légèrement positive.

Ces résultats sont à mettre en lien avec l'évolution des contraintes principales et des vecteurs déplacements. En effet, le paramètre $K_0 = \frac{\sigma_{ho'}}{\sigma_{vo'}}$, permet de caractériser l'état de contraintes initiales dans le sol. Or c'est cet état qui est perturbé par l'exécution des travaux. Il influence donc fortement la réponse du massif de sol aux sollicitations qu'on lui applique :

Lors de la première phase d'excavation (déconfinement partiel), le champ des contraintes au bord de la cavité est redistribué de telle manière que la contrainte radiale diminue et que la contrainte tangentielle augmente. Des états initiaux différents auront donc un impact différent sur ces variations de contraintes. On peut distinguer le cas où $K_0 < 1$, et le cas où $K_0 = 1$.

➤ $K_0 < 1$:

En clé, la contrainte radiale initiale (S_1) est trois fois plus grande que la contrainte tangentielle initiale. C'est l'inverse en piédroits de la galerie, où la contrainte radiale initiale est la contrainte principale S_2 qui est horizontale. Lorsque la contrainte radiale diminue lors du déconfinement, la quantité $|S_1 - S_2|$ diminue en clé et augmente en piédroits. Ceci explique la différence de rotation des axes principaux entre la clé et les piédroits (figure 16) :

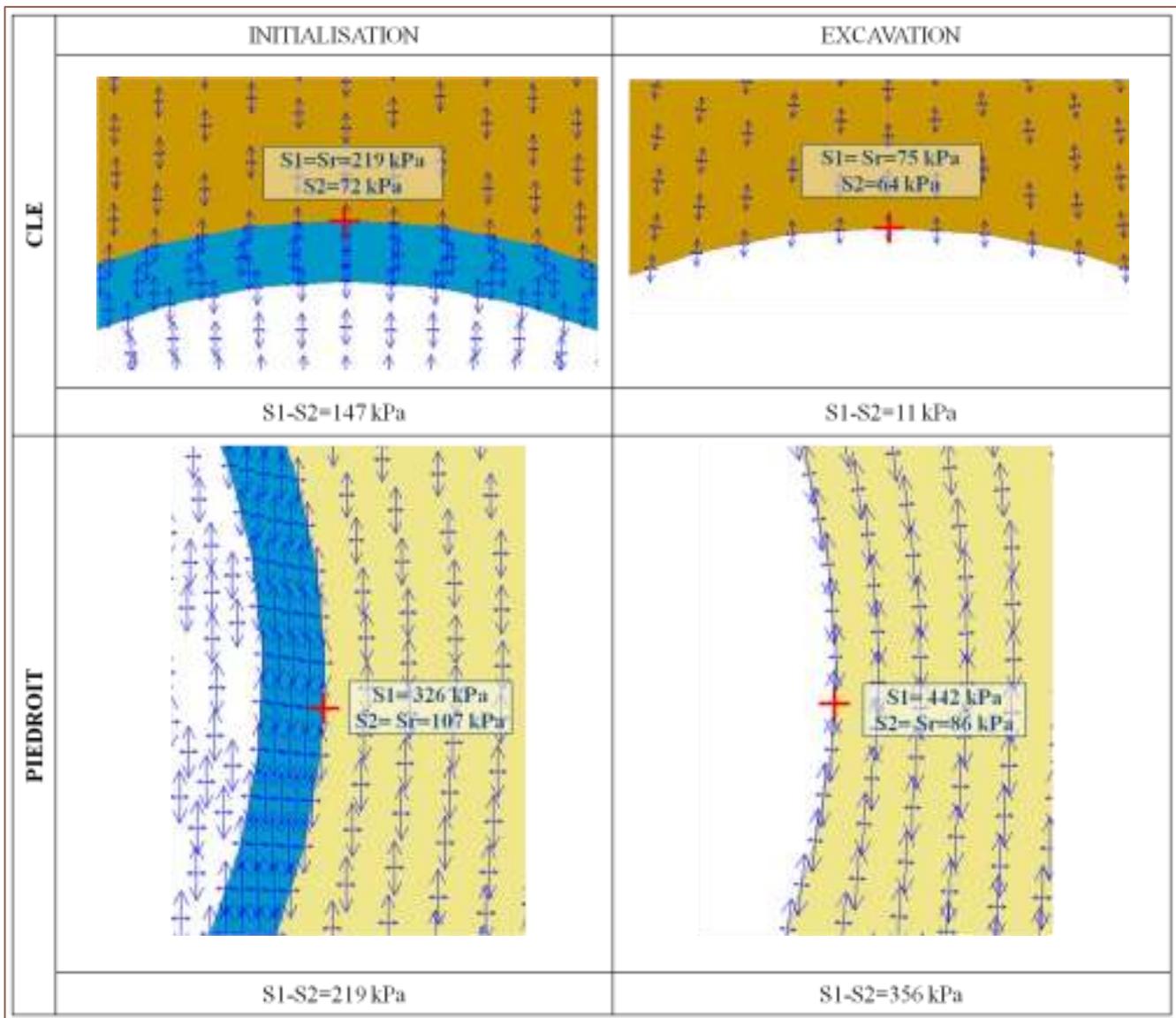


Figure 16 - Evolution des contraintes principales en clé et en piédroits de cavité, entre l'initialisation des contraintes géostatiques et la phase d'excavation ($K_0=0,33$)

Dans le cas d'un coefficient de poussée des terres au repos inférieur à 1, l'évolution des déplacements est alors similaire à celle observée dans le cas de $K_0 = 0,5$ (voir figures 8, 10 et 11) ; l'influence du coefficient de K_0 tient essentiellement dans l'amplitude des déplacements comme le montre le tableau suivant :

Déplacement vertical max (mm)	K_0	Phase excavation	Phase pose du revêtement	Phase pose du radier
En surface	0,33	-4,284	-1,570	-0,121
	0,5	-4,154	-0,928	-0,112
En clé (intrados)	0,33	-	-3,852	-0,142
	0,5	-	-2,473	-0,132
En clé (extrados)	0,33	-8,867	-3,848	-0,142
	0,5	-8,699	-2,478	-0,132
Dans le radier	0,33	-	-	-0,258
	0,5	-	-	-0,235

Tableau 5 - Comparaison des déplacements au cours du creusement obtenus pour $K_0=0,33$ et $K_0=0,5$

Avec un K_0 inférieur à un, la section de tunnel optimale quant à la trajectoire des contraintes principales serait en théorie une ellipse verticale, ce qui est difficile à réaliser, notamment avec un tunnelier.

- $K_0 = 1$:
 Dans ce cas, la quantité $|S_1 - S_2|$ croit tout autour de la cavité :

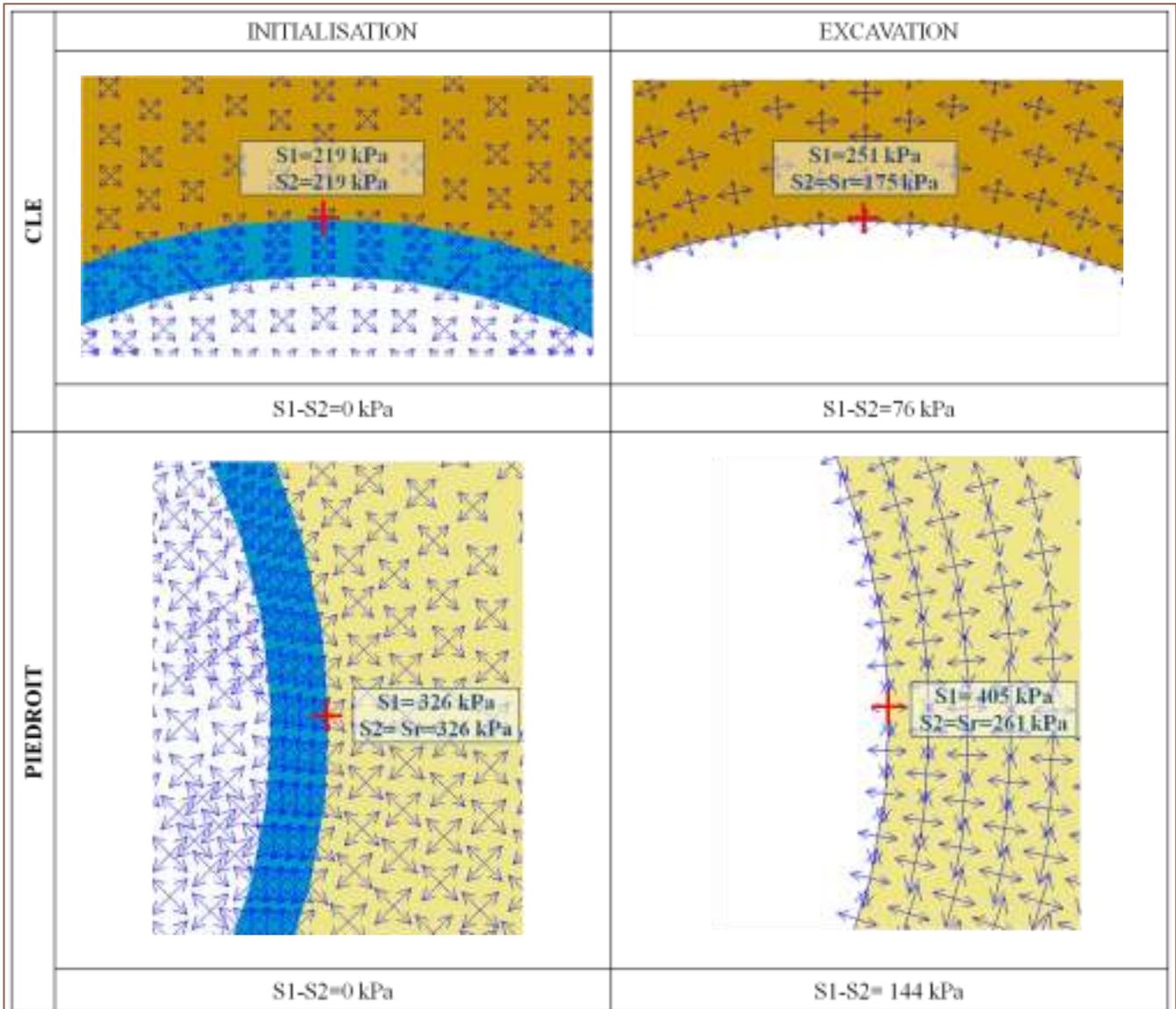


Figure 17 - Evolution des contraintes principales en clé et en piédroits de cavité, entre l'initialisation des contraintes géostatiques et la phase d'excavation ($K_0=1$)

Par ailleurs, l'évolution des contraintes principales et des vecteurs de déplacement est bien différentes du cas précédents :

- Phase d'excavation
 L'effet de voûte est entièrement visible à travers la redistribution radiale des contraintes principales (figure 18) et les déplacements de la paroi radiaux et se transmettent à l'ensemble des terres alentours (figure 19).

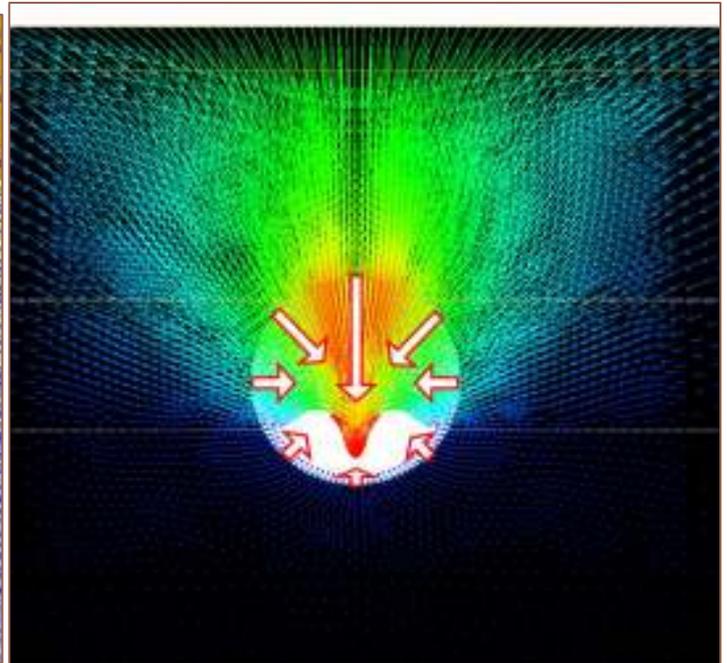
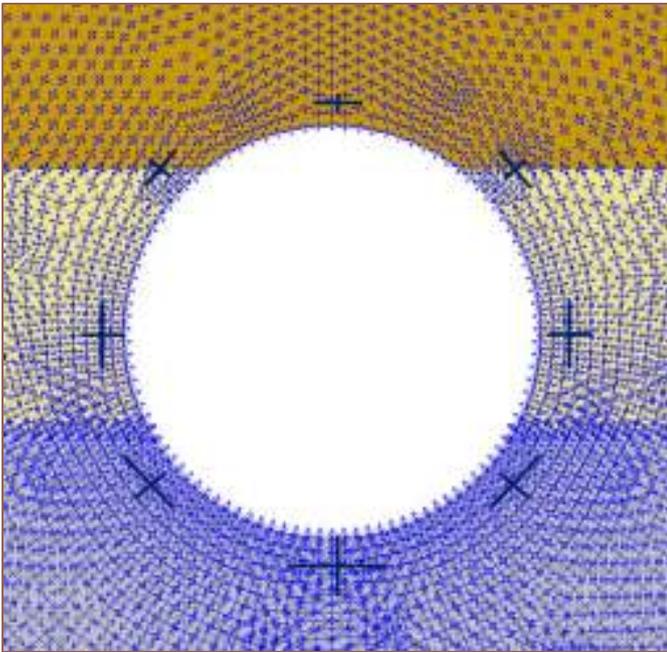


Figure 18 - Orientation des contraintes principales après excavation Figure 19 – Vecteurs déplacements lors de l'excavation ($K_0=1$)

Avec $K_0 = 1$, la forme circulaire de la section est idéale car l'effet de voûte permet un report de charge sur les terrains adjacents à la cavité.

- Pose du revêtement

Le soutènement tend à s'opposer aux déplacements radiaux de la paroi lors de la poursuite du déconfinement, d'où les efforts qui se développent au sein de l'anneau de voussoirs (figure 20). Ils se traduisent par une déformation de l'anneau qui s'allonge en clé, dans la direction où les contraintes de compression dans le sol sont les plus faibles. Cette déformation engendre des déplacements verticaux positifs de la paroi en clé qui se transmettent jusqu'à la surface (figure 21). C'est en partie grâce à ce phénomène que la cuvette de tassements finale est très marquée comparée aux autres cas (figure 15).

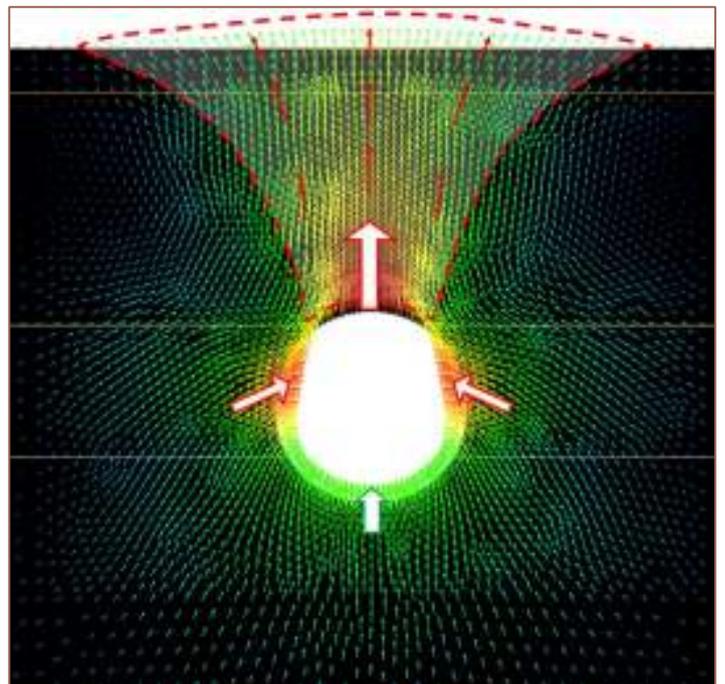
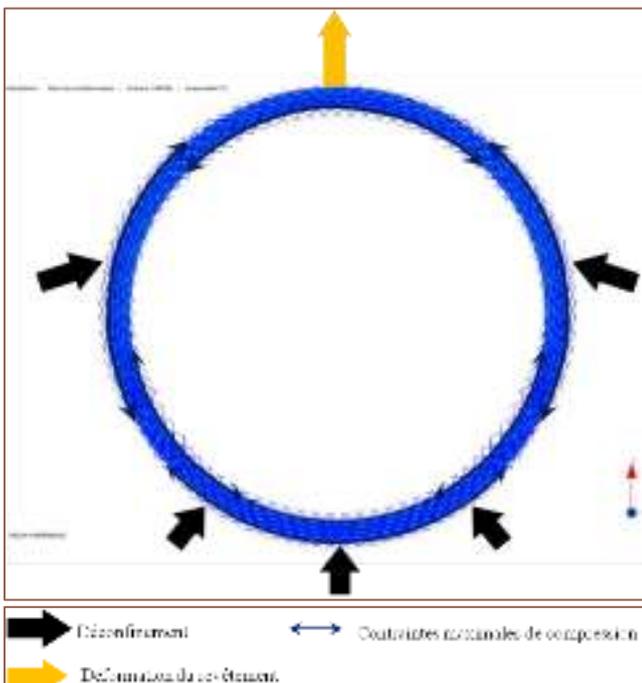


Figure 21 - Contraintes principales au sein du revêtement Figure 20 - Déplacements totaux relatifs à la pose du revêtement ($K_0=1$)

- Pose du radier

Il n'y a pas de particularité notable lors de cette phase : quelque soit le K_0 , la pose du radier fait légèrement redescendre l'ensemble sous l'effet de la pesanteur appliquée au béton du radier.

5. Troisième étude : confrontation des résultats numériques aux mesures in situ

Nous nous proposons maintenant de comparer les déplacements de surface mesurés sur le chantier de prolongement de la ligne B du métro lors du passage du tunnelier à ceux obtenus avec la modélisation numérique aux éléments finis. Pour cela, nous allons déterminer la valeur de λ_{pv} correspondant au passage de la roue de coupe au droit des voies ferrées, puis faire tourner le calcul avec ce taux de déconfinement partiel.

5.1. Détermination du coefficient λ_{pv}

Dans le cas du scénario correspondant aux caractéristiques de matériaux raisonnablement prudentes et en prenant $K_0 = 0,5$, le calcul numérique est lancé jusqu'à la phase d'excavation en testant plusieurs taux de déconfinement partiel. Le cas de charge est appliqué en plusieurs incréments ce qui permet d'extraire l'évolution du déplacement au point ($x = 0 ; y = 0$) au cours du chargement. Une régression linéaire du déplacement en fonction du chargement a été réalisée dans le cas d'un déconfinement de $\lambda = 0,25$ (figure 22) :

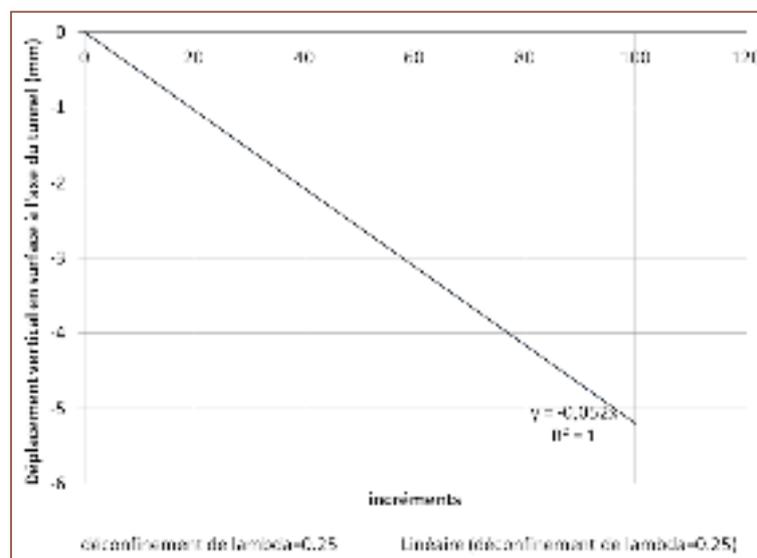


Figure 22 Régression linéaire permettant de déterminer λ_{pv}

On en déduit précisément à quel incrément la valeur de tassement maximale obtenue in-situ lors du passage du tunnelier au droit des voies, à savoir 4mm, est atteinte.

$$\text{incrément} = \frac{-4}{-0,052} = 76,9\%$$

D'où $\lambda_{pv} = 0,25 \times 0,769 = 0,192$.

5.2. Passage de la roue de coupe au droit des voies

La cuvette de tassements issue du calcul numérique avec $\lambda_{pv} = 0,192$ lors de la phase d'excavation et celle mesurée in-situ lors du passage de la roue de coupe sont représentées ci-dessous (figure 23) :

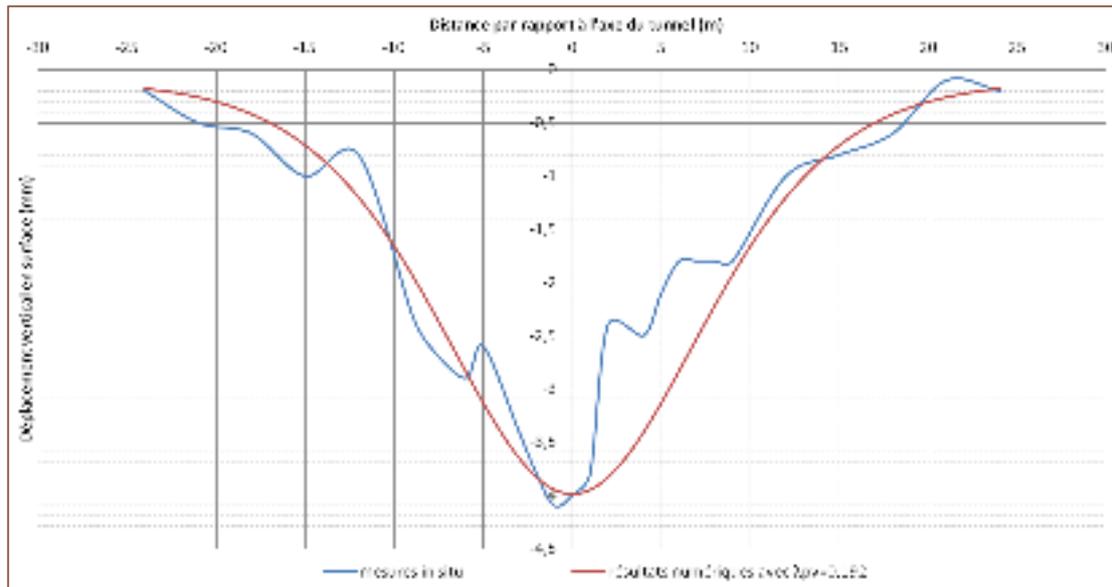


Figure 23 - Profils des tassements en surface au passage de la roue de coupe

On constate une bonne estimation des déplacements grâce au modèle numérique.

La valeur de la pression radiale en clé de tunnel obtenue numériquement est de 177 kPa. Le principe du confinement par pression de boue est d'injecter de la boue bentonitique dans la chambre d'abattage maintenue en pression. Cette pression vient s'opposer à la pression hydrostatique et à la poussée des terres (figure 24) :

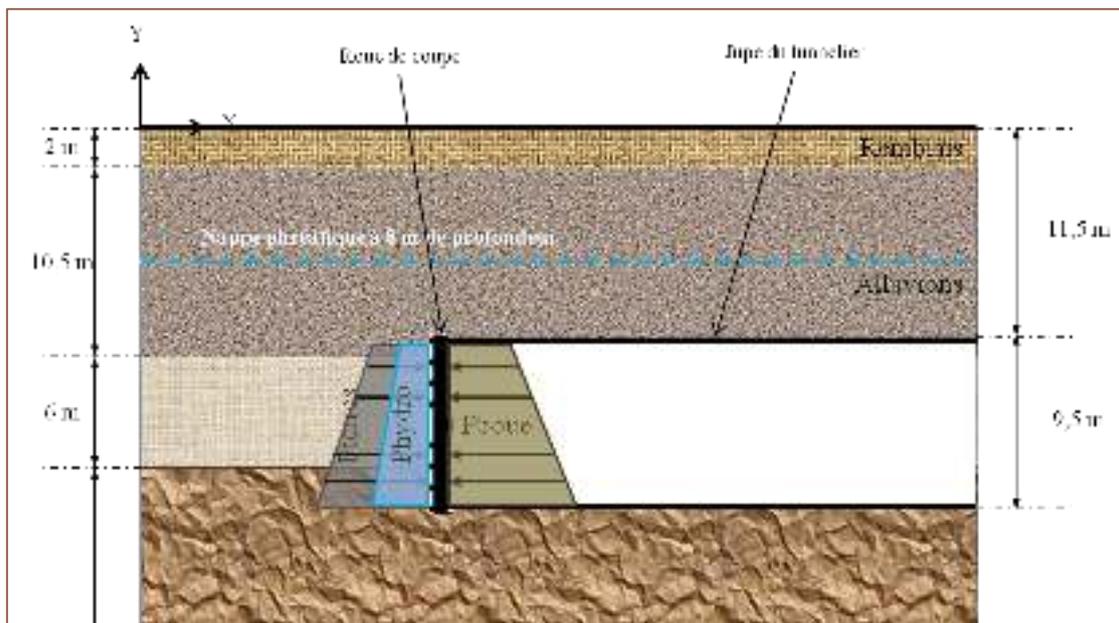


Figure 24 - Principe du confinement lors du creusement par tunnelier à pression de boue

La gamme de pressions en clé de chambre préconisées sur le chantier comprises entre 580 kPa et 880 kPa prennent donc en compte la pression hydrostatique liée à la présence de la nappe qui est donc de 35 kPa en clé. Il faut ajouter cette valeur à la pression radiale donnée par le modèle, qui lui ne prend pas en compte la présence de la nappe. La pression en clé serait alors de 212 kPa, ce qui est bien en dessous des consignes de pilotage.

Si l'on se fie au modèle, il faudrait ajuster les consignes de forage au moment du passage sous les voies ferrées pour éviter le risque de refoulement des terres et de dommages en surface. Cependant, le modèle est fortement simplifié et les hypothèses faites négligent beaucoup de phénomènes occurrents sur chantier (certains sont cités dans le dernier paragraphe).

5.3. Passage de la jupe du tunnelier au droit des voies

Le passage du tunnelier est modélisé par la poursuite du déconfinement à partir de la phase précédente, et la pose du revêtement. Les résultats obtenus sont confrontés aux tassements mesurés sur le chantier 15 m après le passage de la roue de coupe (figure 24) :

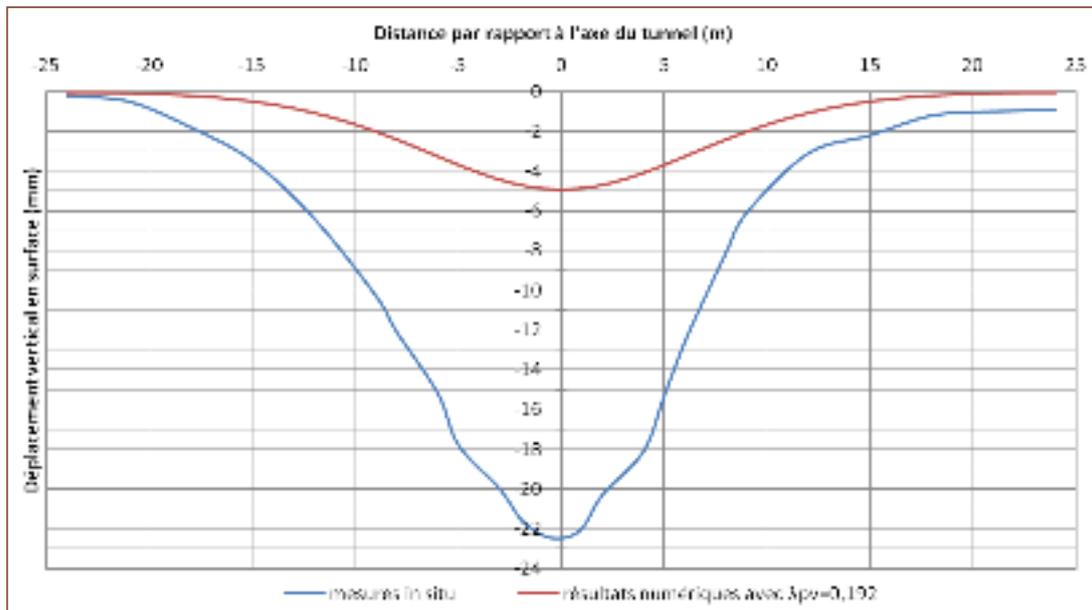


Figure 25 - Profils des tassements en surface 15 m après le passage de la roue de coupe

On note cette fois-ci que les résultats de la modélisation sont bien loin de la réalité : le tassement maximal en surface obtenu numériquement est de -4,9 mm contre -22,5 mm in-situ.

Cet écart a pour origine d'une part les hypothèses prises, d'autre par les limites du modèle qui ne modélise pas les sources potentiels de déplacement, notamment après la phase d'excavation puisque celle-ci semble valide.

- Les hypothèses à remettre en cause sont :
 - Celles concernant la nature des terrains : l'hypothèse d'un comportement élastoplastique linéaire n'est peut être pas assez réaliste. Bien souvent, les sols ont un comportement non linéaire. Il existe aussi des incertitudes quant à la nature des terrains (représentativité des reconnaissances).
 - le fait que le K_0 soit déduit théoriquement et pris identique pour chaque horizon de sol. Or on a vu précédemment l'influence de ce facteur sur les tassements de surface.
 - La non prise en compte des pressions hydrostatiques sur la stabilité de l'ouvrage alors que les conditions hydrauliques jouent fortement sur les déplacements et que la modification du régime hydraulique peut entraîner des déformations différées (retrait gonflement, consolidation...).
- Les limites du modèle sont liées :
 - au phasage : en séquençant le creusement en trois phases (excavation, pose du revêtement, pose du radier), on considère que les voussoirs sont posés immédiatement après le déconfinement. En réalité, une fois la section excavée par la roue de coupe, la paroi reste libre le temps que le tunnelier avance de 1,80 m et que les voussoirs soient enfin posés. Au moment de la pose du revêtement, la paroi s'est donc davantage déconfinée.
 - à la géométrie : pour mieux coller à la réalité, il faudrait représenter le vide annulaire constitué par l'épaisseur de la jupe et l'espace entre l'extrados des voussoirs et la jupe permettant l'étanchéité. Ce vide est source principale de perte de volume à l'échappée de la queue du tunnelier.
- Les causes génératrices de déplacements sur chantier (et non prises en compte par le modèle) peuvent être :
 - une surcoupe volontaire pour éviter le coincement du tunnelier,
 - une surcoupe involontaire causée par un défaut de guidage,
 - la conicité de la jupe qui permet de faciliter la prise de virage et d'éviter de coincer le tunnelier.
 - la rugosité de la jupe qui entraîne le cisaillement du terrain le long de la jupe,
 - une mauvaise réalisation de l'injection du mortier de bourrage censé combler le vide annulaire entre le revêtement et la paroi. Les caractéristiques mécaniques du mortier ne sont d'ailleurs pas immédiates.
 - le poids du tunnelier et de son train suiveur est non négligeable et provoque des efforts à court terme et donc des tassements pendant le creusement.

5.4. Proposition d'amélioration du modèle

Compte tenu des remarques précédentes à propos des limites du modèle, on se propose d'améliorer la modélisation afin de tendre vers une meilleure estimation des déplacements observés in situ.

Il s'agit de modéliser le lapse de temps entre le passage de la roue de coupe et la pose des voussoirs où la paroi continue à se déconfiner librement, en intercalant une phase de déconfinement partiel. Le phasage se déroule désormais ainsi :

- Initialisation des contraintes géostatiques,
- Excavation et déconfinement partiel jusqu'à $\lambda_{p1} = 0,192$,
- Passage de la jupe et déconfinement jusqu'à $\lambda_{p2} = 0,79$ (par rapport à la phase initiale),
- Pose du revêtement et achèvement du déconfinement jusqu'à $\lambda = 1$.

Plusieurs valeurs de λ_{p2} ont été testées de façon à trouver celle pour laquelle les résultats numériques donnent la même valeur de tassement final en surface dans l'axe du tunnel que celle mesurée in situ 15 m après le passage de la roue de coupe (-22,5 mm).

La pose du radier n'est pas modélisée car elle n'a lieu qu'après le passage complet du tunnelier, bien après 15 m.

La concordance des résultats obtenues avec les mesures in situ est alors plus convaincante (figure 26) :

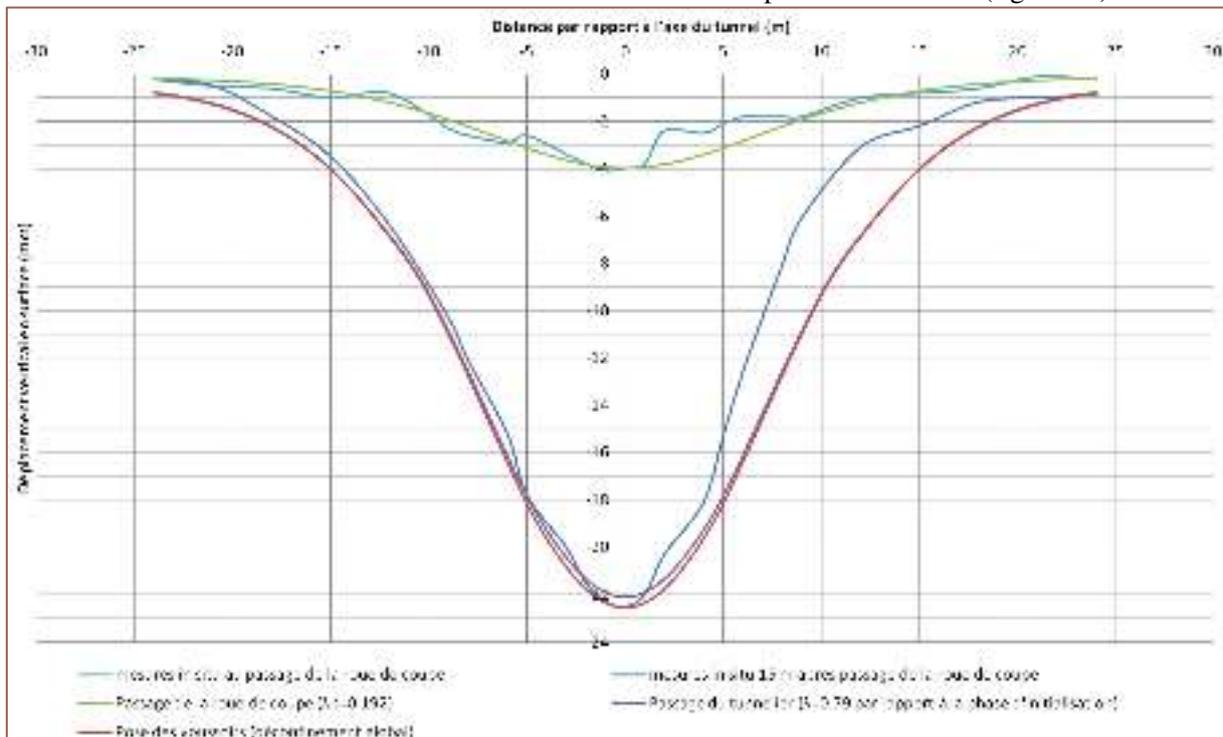


Figure 26 - Evolution des tassements de surface avec deux phases de déconfinement

A noter qu'un tel taux de déconfinement entraîne des déformations plastiques (figure 27)

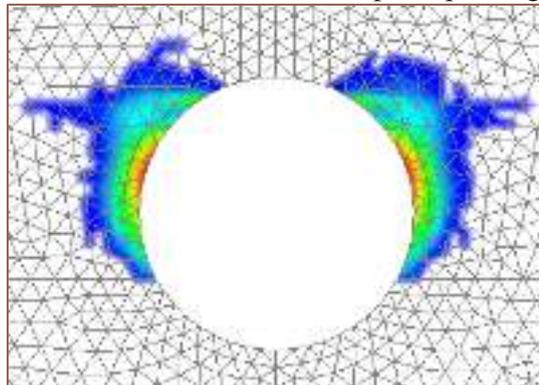


Figure 27 - Déformation plastique lors du creusement

On est dans le cas d'un sol élastoplastique respectant le critère de Mohr-Coulomb $|S_1 - S_2| - (S_1 + S_2) \sin \varphi \leq 2C \cos \varphi$. Or, avec un K_0 égal à 0,5, on a vu plus haut que la quantité $|S_1 - S_2|$ diminuait en clé et augmentait en piedroits. Par conséquent la plasticité se développe au niveau des piedroits de la cavité.