

ETUDE DE L'INCIDENCE D'UNE FOUILLE URBAINE PROFONDE SUR UNE LIGNE DE METRO

STUDY OF THE IMPACT OF A DEEP URBAN EXCAVATION ON A METRO LINE

Pascal AGUADO¹, Quoc Tuan DANG¹, Jonathan ROT¹

¹ GEOTEC, Paris, France

RÉSUMÉ – L'article présente l'étude de sensibilité d'un ouvrage RATP aux déplacements générés par la réalisation d'une fouille urbaine profonde à proximité. L'étude est menée à partir des résultats des déplacements obtenus selon la méthode MISS-K aux coefficients de réaction qui sont imposés à un modèle de calcul aux éléments finis sur les parois. L'évolution de l'état de contraintes et déformation du tunnel est analysée pour 3 scénarii.

ABSTRACT – This article presents a study of the sensitivity of an RATP structure to displacements generated by the construction of a deep urban excavation nearby. The study is based on the results of displacements obtained using the MISS method, with reaction coefficients imposed on a finite-element calculation model of the walls. The evolution of the tunnel's state of stress and strain is analyzed for 3 scenarios.

1. Introduction

Dans le cadre de la construction d'un ensemble immobilier dans la ZAC Rive Gauche à Paris 13^{ème}, à proximité d'ouvrages RATP, un travail de modélisation numérique a été mené conjointement aux études de conception. Ce travail a permis de vérifier l'incidence de la réalisation du projet, et plus particulièrement des soutènements, sur la stabilité de la ligne de métro enterrée M10 en termes de déformations et contraintes.

2. Contexte du projet

2.1. Description sommaire du projet et des soutènements

Le programme d'aménagement de 90000m² comprend notamment la réalisation d'un bâtiment R+8 à usage de bureaux et hôtel comportant 6 niveaux de sous-sol, à usage de parking pour les derniers. Il prévoit la réalisation de plusieurs types de soutènements, en particulier une paroi lutétienne et une paroi moulée, à proximité de la ligne de métro M10. La profondeur de la fouille est de 23m environ (fig.1 et 2).

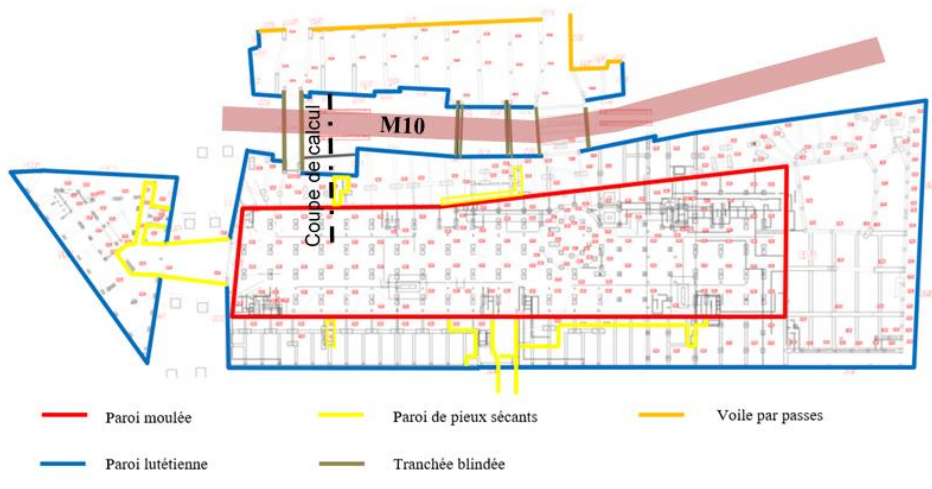


Figure 1. Localisation des différents types de soutènement

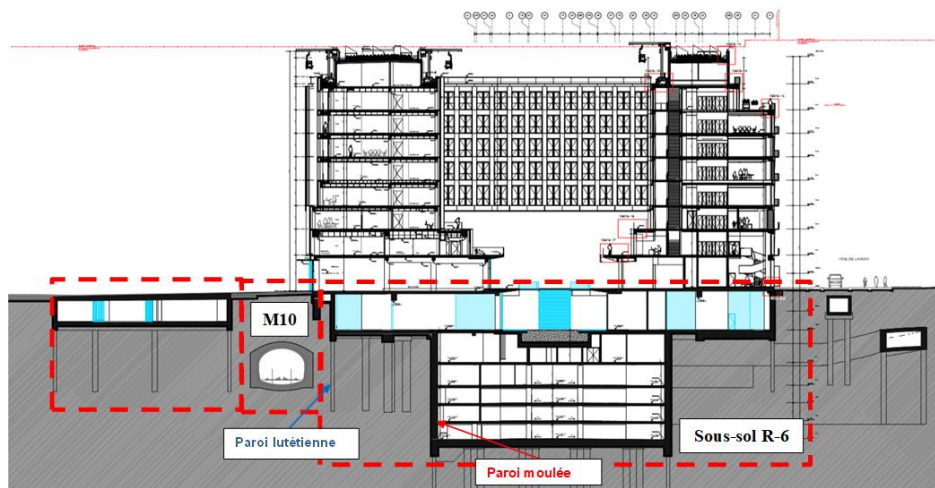


Figure 2. Coupe transversale au droit du projet

2.2. Contexte géotechnique et hydrogéologique

La succession stratigraphique prise en compte au droit de l'étude est la suivante :

- Remblais (R)
- Alluvions modernes (AM)
- Alluvions anciennes (AA)
- Marnes et Caillasses (MC)
- Calcaire grossier (CG)
- Sables Supérieurs (SS)
- Fausses Glaises (FG) divisées en deux couches de caractéristiques différentes : FG_{sup} et FG_{inf}
- Sables d'Auteuil (SA)
- Argiles plastiques (AP) divisées en deux couches de caractéristiques différentes : AP_{sup} et AP_{inf}

Le projet est impacté par la nappe alluviale et du Lutétien, présente au sein des alluvions modernes et anciennes, et par la nappe yprésienne abritée au sein des Sables d'Auteuil et en charge sous les Fausses Glaises. Ces deux nappes sont influencées par les variations de la Seine située à proximité.

3. Etude de sensibilité

3.1. Méthodologie de calculs retenue

L'objectif de l'étude est d'apprécier la sensibilité de l'ouvrage RATP aux déplacements d'ensemble générés par la réalisation du projet. Cette étude a été menée à partir de déplacements de calcul obtenus selon la Méthode d'Interaction Sol-Structure aux coefficients de réaction (modèle MISS-K) à l'aide du logiciel Kréa, cette méthode permettant de prendre en compte le phasage des travaux ainsi que la rigidité relative sol/structure.

D'un point de vue pratique et pour compléter la compréhension de l'étude de sensibilité réalisée, les déplacements attendus obtenus par les dimensionnements aux coefficients de réaction sur la paroi aval (paroi moulée) ont été imposés directement dans le modèle aux éléments finis Plaxis 2D (fig.3). A partir de ce modèle éléments finis, l'évolution de l'état de contraintes/déformations du massif de sol et plus particulièrement au droit du tunnel a été analysée.

Il est à souligner que la méthodologie utilisée ici pour des raisons de rapidité a tendance à sous évaluer les déformations dans les ouvrages par rapport à une modélisation Plaxis intégrant le phasage de réalisation de la paroi moulée.

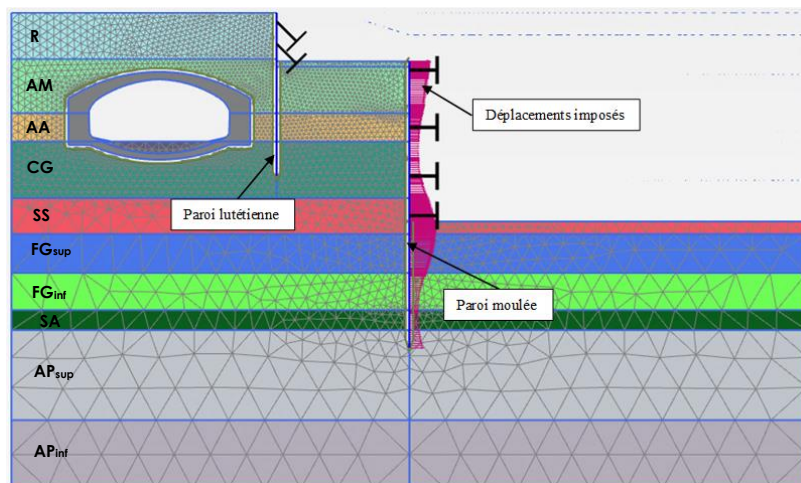


Figure 3. Coupe Plaxis au droit du projet

Afin d'évaluer la pertinence des résultats obtenus en termes de contraintes et déformations au regard de la méthode constructive retenue, 3 scénarii ont été examinés à partir du modèle éléments finis décrit ci-avant afin d'évaluer l'incidence des déplacements de la paroi moulée sur le tunnel (et indirectement de l'incidence de la méthode de réalisation des travaux projetés).

Les trois scénarii retenus sont les suivants :

- Scénario 1 : les déplacements imposés à la paroi moulée correspondent aux déplacements obtenus par la méthode MISS-K minorés de 50 % (soit un déplacement maximal imposé en ventre de la paroi de 12 mm) ;
- Scénario 2 : les déplacements imposés à la paroi moulée correspondent aux déplacements obtenus par la méthode MISS-K (soit un déplacement maximal imposé en ventre de la paroi de 25 mm) ;
- Scénario 3 : les déplacements imposés à la paroi moulée correspondent aux déplacements obtenus par la méthode MISS-K majorés de 100 % (soit un déplacement maximal imposé en ventre de la paroi de 49 mm).

Les résultats de ces trois scénarii sont présentés ci-après de la manière suivante :

- En déformation : déplacements horizontaux (coté fouille) et tassement du tunnel ;
- En contrainte : bilan de l'état des contraintes de traction dans le tunnel.

3.2. Hypothèses

3.2.1. Lois de comportement

Les sols ont été modélisés selon un comportement drainé et une loi de comportement élasto-plastique avec écrouissage de type Hardening soil et critère de rupture Mohr-Coulomb (Tableau 1).

Les piédroits et le radier du tunnel sont en béton, et la voûte à proprement parler, des naissances à la clé de voûte est en maçonnerie de meulières (fig.4).

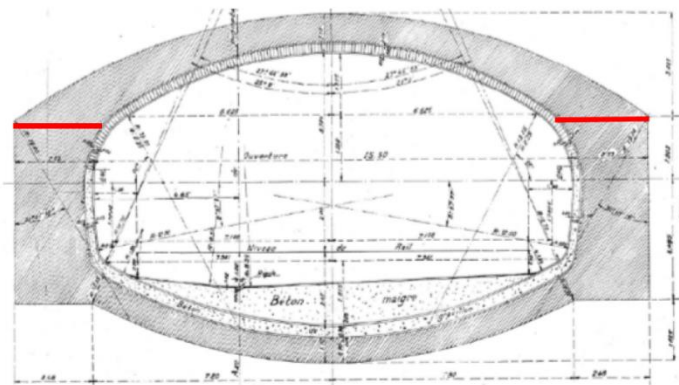


Figure 4. Coupe du tunnel (largeur 20.56m ; hauteur :9.97m)

En rouge, délimitation entre voûte en maçonnerie de meulière et piédroits en gros béton

Une couche en béton maigre a été matérialisée jusqu'au niveau du rail. Ces matériaux sont modélisés par des éléments volumiques et selon une loi de comportement élastique linéaire (Tableau 2).

Tableau 1. Caractéristiques des sols

Formation	γ_{sat} [kN/m ³]	E_{ref}^{soil} [MPa]	E_{ref}^{road} [MPa]	E_{ref}^{ur} [MPa]	m	C_u [kPa]	ϕ_u [°]	c' [kPa]	ϕ' [kPa]	ν'_{ur}	k_0^{bc}	OCR
Remblais	18	12.0	12.0	36.0	0.5	5	26	0	26	0.2	0.562	1
Alluvions modernes	17	6.0	6.0	18.0	0.5	22	15	17	20	0.2	0.741	1
Alluvions anciennes	19	54.0	54.0	162.0	0.5	0	33	0	33	0.2	0.455	1
Marnes et caillasses	22	80.0	80.0	240.0	0.5	42	22	34	24	0.2	0.625	1
Calcaire grossier	23	340.0	340.0	1020.0	0.5	38	38	25	38	0.2	0.384	1
Sables supérieurs	19	135.0	135.0	405.0	0.5	6	25	0	35	0.2	0.577	1
Fausses Glaises sup	20	45.0	45.0	270.0	0.7	50	10	10	20	0.2	0.826	1.7
Fausses Glaises inf	20	112.5	112.5	675.0	0.7	120	15	10	20	0.2	0.710	1.7
Sables d'Auteuil	20	180.0	180.0	540.0	0.5	0	35	0	35	0.2	0.426	1
Argile plastique sup	19	54.0	54.0	324.0	0.7	75	10	45	10	0.2	0.826	1.7
Argile plastique inf	19	135.0	135.0	810.0	0.7	75	10	45	10	0.2	0.826	1.7

Tableau 2. Caractéristiques des matériaux

Élément	Maçonnerie	Béton	Béton maigre
Poids volumique γ	24 kN/m ³	25 kN/m ³	22 kN/m ³
Module d'Young E	10 GPa	10 GPa	10 GPa
Coefficient de Poisson ν	0.2	0.2	0.2

3.2.2. Méthodologie de détermination de l'état de contrainte actuel

L'évaluation de l'état de contraintes et de déformations du tunnel de la ligne 10 lors des travaux de construction du projet étudié est dépendante de l'état de contraintes initiales au droit du tunnel et du massif environnant. Ainsi, le phasage retenu dans les calculs prend en compte la construction du tunnel lors des premières phases de calculs.

En l'absence de la connaissance du phasage réel d'exécution du tunnel et des caractéristiques précises des éventuels soutènements provisoires mis en œuvre lors des

travaux pour sa réalisation, plusieurs hypothèses ont été émises afin de converger au mieux vers les résultats d'études existantes mises à disposition.

Afin de déterminer l'état actuel de contraintes (avant réalisation du projet), le phasage suivant a été considéré :

- Excavation du tunnel en pleine section et application d'un taux de déconfinement λ de 25%
- Mise en place d'un soutènement provisoire et application du solde des contraintes.
- Substitution du soutènement provisoire supposé par le revêtement définitif (ouvrage en maçonnerie).

L'hypothèse du soutènement provisoire mis en œuvre est conforme à celle retenue dans les études précédentes, à savoir un soutènement de type cintres métalliques HEB 300, espacés tous les 0.5 m et un enrobage de béton projeté de 30 cm. Il est modélisé comme un élément de type plaque.

A l'état initial au droit de la coupe de calcul, la contrainte maximale dans le tunnel en compression est de l'ordre de 3700 kPa ; la contrainte maximale en traction de l'ordre de 80 kPa.

Une valeur limite en traction de 400 kPa est fixée par l'exploitant du tunnel.

3.3. Résultats de l'étude de sensibilité

3.3.1. Résultats principaux en termes de déformation

Les résultats obtenus en termes de déformations horizontales et verticales pour les 3 scénarii sont présentés ci-après (fig.5 et 6) :

- Scénario 1 (courbe bleue - points) : déplacements du dimensionnement par la méthode MISS-K minorés de 50 % ;
- Scénario 2 (courbe verte - continue) : déplacements du dimensionnement par la méthode MISS-K ;
- Scénario 3 (courbe rouge - tirets) : déplacements du dimensionnement par la méthode MISS-K majorés de 100 %.

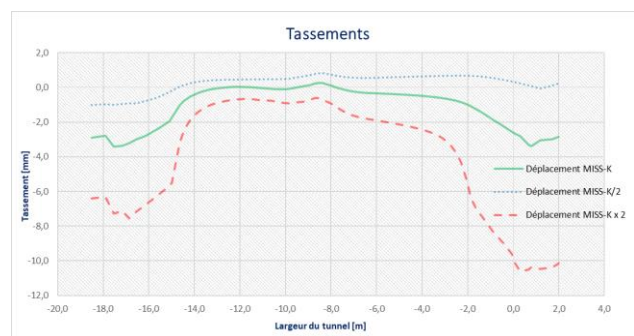
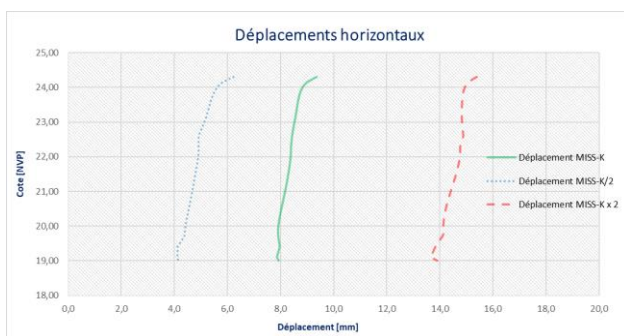
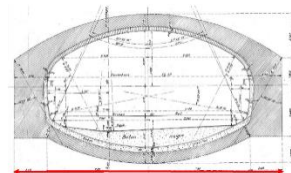
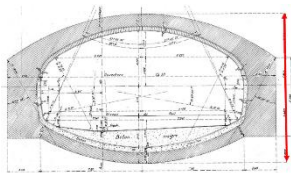


Figure 5. Déplacements horizontaux du tunnel pour les 3 scénarii

Figure 6. Tassements du tunnel pour les 3 scénarii

Le déplacement maximal horizontal au droit du tunnel varie :

- de 4/6mm pour le scénario 1 (-50% δ calcul),
- à 8/10mm pour le scénario 2 (δ calcul)

- et jusqu'à 16 mm pour le scénario 3 (+100% δ calcul).
- Le déplacement maximal vertical au droit du tunnel varie :
- de moins de 2mm pour le scénario 1 (-50% δ calcul),
 - à 2/4mm pour le scénario 2 (δ calcul)
 - et jusqu'à 11 mm pour le scénario 3 (+100% δ calcul).

3.3.2. Résultats principaux en termes de contraintes

Sur la base des déplacements imposés issus des dimensionnements aux coefficients de réaction, ni minorés, ni majorés, les résultats suivants sont obtenus :

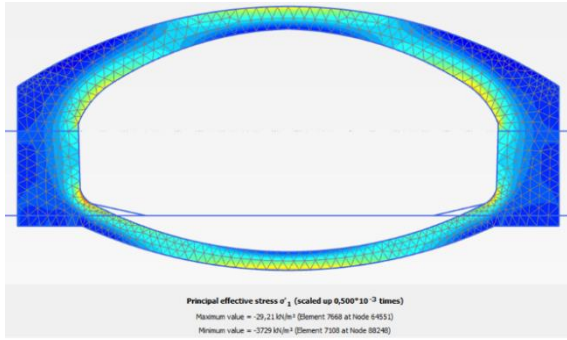


Figure 7. Contraintes de compression dans le tunnel- Scénario 2 (δ calcul)

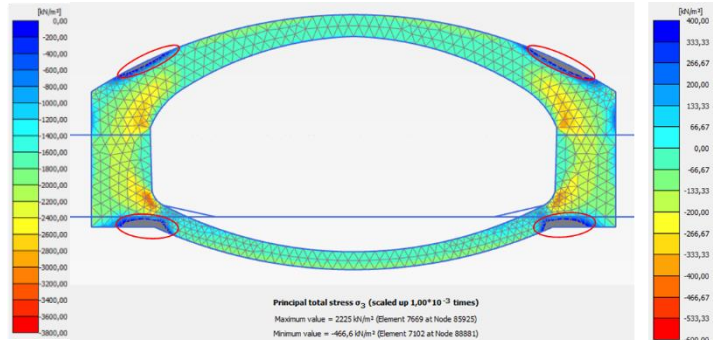


Figure 8. Contraintes de traction dans le tunnel- Scénario 2 (δ calcul)

La contrainte maximale en compression est de l'ordre de 3 700 kPa (fig.7).

Les zones en grisé témoignent d'une contrainte en traction supérieure à 400 kPa (fig.8). Ces zones se localisent à l'extrados de la voûte et à la base des piédroits du tunnel.

Dans le cas où les déplacements de la paroi sont limités de moitié (scénario 1), les contraintes en traction générées dans le tunnel sont les suivantes (fig.9) :

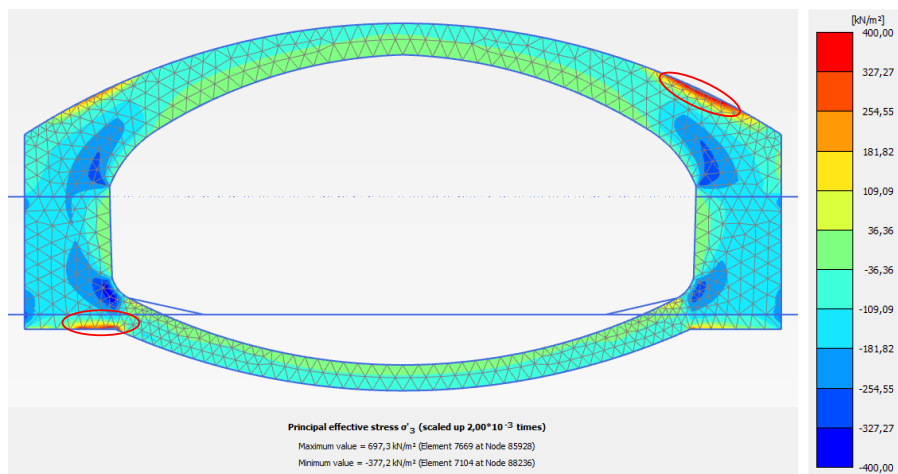


Figure 9. Contraintes de traction dans le tunnel- Scénario 1 (-50% δ calcul)

Les zones de contraintes supérieures à 400 kPa sont localisées sur les mêmes parties du tunnel que pour les résultats prenant en compte les déplacements obtenus par les dimensionnements (scénario 2). Pour autant, elles restent d'une expansion plus restreinte.

Dans le cas où les déplacements réellement générés de la paroi moulée sont plus importants (à savoir 2 fois la valeur théorique, scénario 3), les contraintes en traction générées dans le tunnel sont les suivantes (fig.10) :

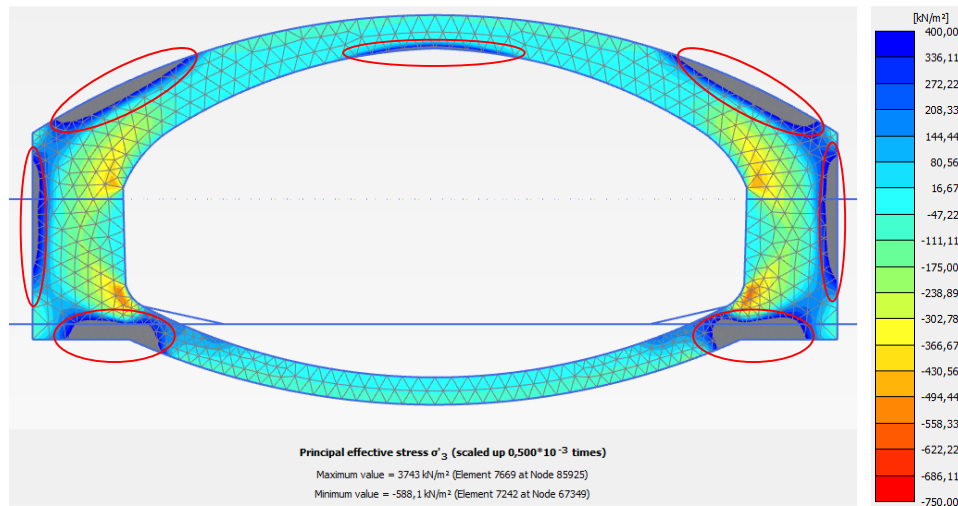


Figure 10. Contraintes de traction dans le tunnel- Scénario 3 (+100% δ calcul)

Les zones de contraintes dépassant 400 kPa sont de plus grande étendue, avec l'apparition de nouvelles zones dans la hauteur des pénétrations et en clé de voûte.

Afin de mieux appréhender les résultats en termes de contrainte de traction dans le tunnel pour les différents scénarii, une analyse de la répartition des valeurs de contraintes observées au sein du tunnel par classe de contraintes a été effectuée.

Cette analyse est illustrée par les deux graphiques suivants (fig.11 et 12) qui représentent la répartition des valeurs de contraintes de traction selon des classes de contraintes prédéfinies [0 ;100 kPa[, [100 ;200 kPa[, etc. Cette analyse est basée sur les résultats aux 13 140 nœuds présents dans le maillage au droit du tunnel.

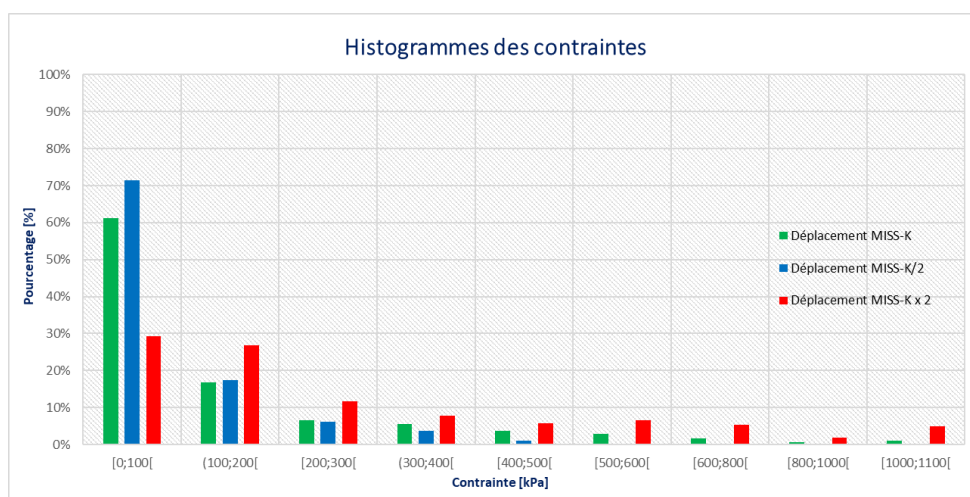


Figure 11. Histogramme des valeurs de contrainte de traction pour les 3 scenarii

Soit en reportant sur des courbes passant par le sommet de chacun des bâtons ci-dessus

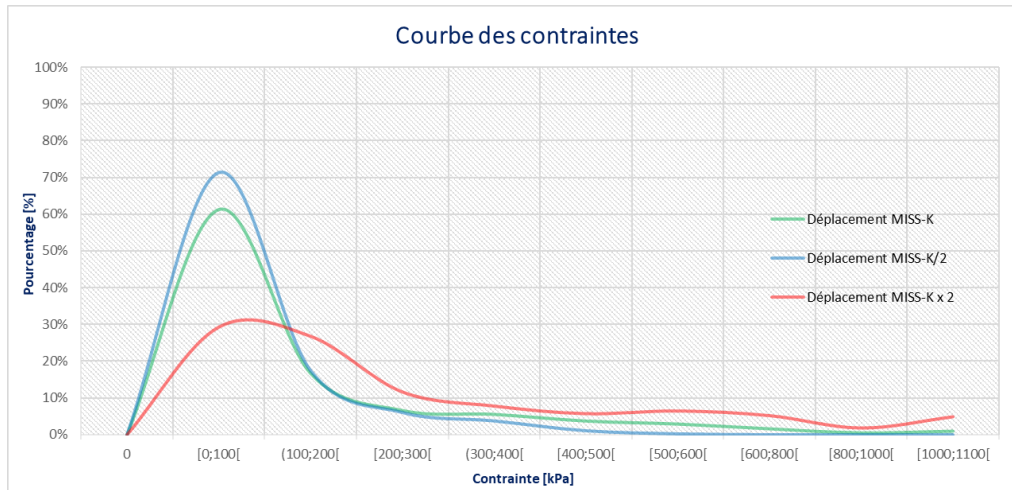


Figure 12. Répartition des valeurs de contrainte de traction pour les 3 scénarii

L'analyse de ces graphiques met en évidence les points suivants :

- Les scénarii 1 (-50% δ calcul) et 2 (δ calcul) présentent la même tendance en termes de répartition des contraintes de traction par rapport aux classes prédéfinies (courbes de même allure) et au pic observé entre [0 ;100kPa[(60 à 70% des valeurs sont comprises dans cet intervalle) ;
- La majorité des contraintes de traction reste inférieure à 400 kPa pour les scénarii 1 et 2 soit 98 % pour le scénario 1 (-50% δ calcul) et 91 % pour le scénario 2 (δ calcul). Pour le scénario 3 (+100% δ calcul) plus que 75 % des valeurs restent inférieures à 400 kPa.

4. Conclusions

La présente étude permet d'appréhender, à l'appui d'une modélisation aux éléments finis, l'incidence de la réalisation du projet sur l'état de contraintes/déformations du tunnel du métro en considérant les résultats des dimensionnements effectués selon la méthode aux coefficients de réaction MISS-K par le biais d'une étude de sensibilité intégrant une plage de variation des résultats en déformation de la paroi moulée.

Cette étude reste imparfaite puisque la modélisation ne prend pas en compte de manière globale l'interaction entre les différents ouvrages (multitudes de soutènements, tunnels) et fournit des résultats favorables en termes de déformation. Elle permet cependant d'apprécier rapidement les zones d'apparition de traction au sein du tunnel. Elle a été complétée en phase travaux par des modélisations plus complètes en 3D et par une instrumentation en continu des ouvrages sensibles.