

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE**

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA-BOUMERDES



Faculté de technologie
Département de génie civil

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master

Filière : Génie Civil

Option : Géotechnique

Thème :

**Etude des tassements en surface dus au creusement du tunnel du métro d'Alger,
extension C1 de Ain Nadjaa à Baraki**

Réalisé par :

Aoudia Fadia

Lassouag Tounes Célia

Encadré par :

Pr. Messafer Tahar

Promotion 2022/2023

Remerciements

Nous y voilà...

La rédaction de ces quelques lignes, en guise de remerciements, signifie que nous sommes arrivées à la fin de cette aventure. Un objectif atteint parmi tant d'autres et la liste est encore longue. Quel beau et difficile moment à la fois quand on passe à l'écriture des « Remerciements », les sentiments sont inexprimables en pensant à toutes les personnes qui ont fait ce voyage avec nous dès le début. En effet, ce travail n'a pas été un parcours en solitaire. Nous n'aurons sûrement pas pu faire parvenir ce projet de la même manière, sans les conseils avisés, et les encouragements de chacun d'entre vous.

On remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu voir le jour sans l'aide et l'encadrement de Mr. Tahar Messafer, on le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire.

Nous tenons à adresser nos vifs remerciements aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail et pour avoir accepté d'évaluer ce mémoire nous avons l'honneur que notre travail a été jugé par eux.

Notre remerciement s'adresse également à tous nos enseignants pour leurs générosités et la grande patience dont ils ont su faire preuve malgré leurs charges académiques et professionnelles.

Tous nos camarades, pour les moments partagés durant notre formation et tous ceux dont les noms n'ont pas été cités et qui ont contribué à la réalisation de ce mémoire, nous adressons notre profonde gratitude.

Dédicace

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embarrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

A mon très cher père

Quoi que je fasse ou que dise, je ne saurais point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre et ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.

A ma très chère mère

Tu as toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.

A mes très cher frères Manil et Yanis

Puisse dieu vous donne santé, bonheur, courage et surtout réussite

A mes chères cousines, Nesrine, Yasmine, Manel, Malek et Lyna, en souvenir de nos éclats de rire et des bons moments, en savoir de tout ce qu'on a vécu ensemble, j'espère de tout mon cœur que notre amitié durera éternellement.

A mes chères amies Amina et Ghada, je vous remercie pour votre support et je vous souhaite une bonne continuation et une longue vie pleine de succès.

A mon très cher binôme Fadia, qui m'a accompagné tout au long de ce chemin comme une amie. Elle m'a soutenue et m'a encouragé sur tous les niveaux que son avenir soit aussi brillant qu'elle...

À moi-même, je ne pouvais pas être plus fier de moi, de moi et de moi, d'avoir survécu à ces années avec succès, pour avoir géré toutes les journées douloureuses et stressantes. Et c'est la fin de mon parcours universitaire.

T. Célia

Dédicace

Du profond du mon cœur je dédie ce travail à tous ceux qui sont chers,

A mes chers parents

Aucun dédicace ne serait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être, je vous remercie pour tous le soutiens et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours. Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices. Puisse Dieu, le très haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie.

A mon frère Kamel

Merci énormément pour ton soutien plus que précieux, que dieu te bénisse.

Et à tous les membres de ma famille, mes proches.

A mes chères cousines, mes cousins, toute personne qui occupe une place dans mon cœur, à tous mes amis qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite plus de succès.

A la personne la plus proche de mon cœur Amina, tu mérites tous le bonheur du monde.

Et finalement, à mon adorable binôme Célia, merci pour ton grand cœur toutes tes qualités qui seraient trop longues à énumérer, merci pour ton amour, tes encouragements, ton soutien morale.

Aoudia Fadia

Résumé

Dans le cadre d'exécution du projet d'extension de la ligne 1 de Ain Naadja à Baraki, un tunnel constitué de 9 tronçons a été creusé dans une zone urbaine selon la méthode traditionnelle (la nouvelle méthode autrichienne). Notre travail a consisté à étudier le comportement lors de la construction du tunnel dans un sol multicouche.

Dans un premier temps, nous avons examiné en détail les effets des tassements différentiels causés par le creusement d'un tunnel sur les constructions avoisinantes. Nous avons souligné l'importance de comprendre ces impacts potentiels sur les structures environnantes et nous avons présenté les mécanismes de tassement ainsi que les facteurs influents.

Nous avons proposé des calculs empiriques et numériques pour estimer les tassements résultant du creusement du tunnel. Nous avons utilisé PLAXIS 2D version 8.6 pour modéliser le sol et le tunnel. Ensuite, nous avons appliqué la méthode de convergence confinement au modèle en utilisant le logiciel Plaxis 2D. La méthode convergence-confinement (MCC) a été une méthode d'analyse simplifiée de l'interaction entre le terrain et le soutènement et a permis d'échapper à la complexité d'un modèle à trois dimensions. Les résultats ont montré que le déplacement final a diminué après l'application de la MCC. La valeur obtenue avec la MMC a été plus logique car elle a tenu compte du comportement réel du sol et du tunnel lors du creusement. Cependant, en comparant les résultats de PLAXIS 3D avec ceux obtenus avec PLAXIS 2D, nous avons remarqué que le déplacement maximal a augmenté avec Plaxis 3D.

Les résultats ont confirmé que pendant le creusement du tunnel, des mouvements verticaux ont influencé le terrain et l'ouvrage. Ces mouvements ont été surtout représentés par des tassements non uniformes, influencés par l'existence de surcharges des bâtiments existant constitués par reprise en sous-œuvre avec des micro-pieux.

Nous avons souligné l'importance de l'auscultation des structures pour surveiller les déformations pendant et après les travaux de creusement du tunnel. Enfin, nous avons proposé des solutions de renforcement des bâtiments.

La modélisation numérique et l'auscultation des structures ont été des outils essentiels pour évaluer les impacts potentiels et proposer des mesures d'atténuation adéquates. Il est par conséquent crucial de prendre en compte ces considérations lors de la conception et de la réalisation de projets similaires afin de garantir la sécurité et la durabilité des structures existantes.

Mot clés : Tunnel, creusement, analyse numérique, tassement, PLAXIS2D, Plaxis 3D, méthode de convergence confinement.

Abstract

As part of the execution of the project to extend Line 1 from Ain Naadja to Baraki, a tunnel consisting of 9 sections was excavated in an urban area using the traditional method (the new Austrian method).

Our work involved studying the behavior during the construction of the tunnel in a multilayered soil.

Firstly, we examined in detail the effects of differential settlements caused by tunnel excavation on nearby structures. We emphasized the importance of understanding their potential impacts on the surrounding structures and presented the settlement mechanisms and influencing factors.

We proposed empirical and numerical calculations to estimate the settlements resulting from tunnel excavation. We used PLAXIS 2D version 8.6 to model the soil and the tunnel. Subsequently, we applied the convergence-confinement method to the model using Plaxis 2D software. The convergence-confinement method is a simplified analysis approach for the interaction between the ground and the support system, which helps avoid the complexity of a three-dimensional model. The results showed that the final displacement decreased after the application of the convergence-confinement method. The value obtained with the method was more logical as it considered the actual behavior of the soil and the tunnel during excavation. However, when comparing the results of PLAXIS 3D with those obtained with PLAXIS 2D, it was observed that the maximum displacement increased slightly with PLAXIS 3D.

The results confirmed that during tunnel excavation, vertical movements affect the ground and the structure. These movements were mainly represented by non-uniform settlements, influenced by the presence of building surcharges

We emphasized the importance of structural monitoring to track deformations during and after tunnel excavation. Finally, we proposed building reinforcement solutions comprising micro-piles.

Numerical modeling and structural monitoring are essential tools to assess potential impacts and then propose appropriate mitigation measures. Consequently, it is crucial to consider these considerations in the design and implementation of similar projects to ensure the safety and durability of existing structures.

Keywords: Tunnel, drivage, numerical analysis, settlement, PLAXIS2D,

Plaxis 3D, confinement convergence method.

ملخص

في إطار تنفيذ مشروع توسعة الخط 1 من عين النعجة إلى براقي تم حفر نفق مكون من 9 أجزاء في منطقة حضرية باستخدام الطريقة التقليدية (الطريقة النمساوية الجديدة)

عملنا يتضمن دراسة سلوك الأرض أثناء بناء النفق في تربة متعددة الطبقات

في البداية، قمنا بدراسة تفصيلية لتأثيرات التراجعات التفاضلية الناجمة عن حفر النفق على المباني المجاورة. أكدنا أهمية فهم هذه التأثيرات المحتملة على الهياكل المحيطة وقدمنا آليات التسوية والعوامل المؤثرة.

الإصدار 8.6 لنمذجة PLAXIS 2D قدمنا حسابات تجريبية وعددية لتقدير التسويات الناجمة عن حفر النفق. استخدمنا برنامج تعدد طريقة التقارب Plaxis 2D التربة والنفق. بعد ذلك، قمنا بتطبيق طريقة التقارب والاحتواء على النموذج باستخدام برنامج طريقة تحليل مبسطة لتفاعل التربة مع الدعم وتساعد في تجنب تعقيد نموذج ثلاثي الأبعاد. أظهرت النتائج أن (MCC) والاحتواء التحرك النهائي قد انخفض بعد تطبيق طريقة التقارب والاحتواء. القيمة المحصلة بواسطة الطريقة أكثر تنطقاً حيث تأخذ في مع تلك المحصلة من PLAXIS 3D الاعتبار سلوك التربة والنفق الفعلي أثناء الحفر. ومع ذلك، عند مقارنة النتائج من برنامج PLAXIS 3D، لوحظ أن التحرك الأقصى ازداد مع PLAXIS 2D برنامج.

أكدت النتائج أنه خلال حفر النفق، تؤثر الحركات العمودية على الأرض والهيكلي. تمثل هذه الحركات بشكل رئيسي بالتسويات غير المتجانسة، التي تتأثر بوجود تحميلات زائدة على المباني.

أكدنا أهمية مراقبة الهياكل لتتبع التشوهات أثناء وبعد أعمال حفر النفق. وأخيراً، قدمنا حلولاً لتقوية لمباني. التصميم العددي ومراقبة الهياكل هما أدوات أساسية لتقييم التأثيرات المحتملة واقتراح تدابير التخفيف المناسبة. من الضروري أخذ هذه الاعتبارات في الاعتبار أثناء تصميم وتنفيذ مشاريع مماثلة لضمان سلامة واستدامة الهياكل القائمة

الكلمات الرئيسية: النفق، القيادة، التحليل العددي، التسوية، D2PLAXIS، PLAXIS D 3، طريقة تقارب

الحبس.

Sommaire

Remerciements.....	2
Dédicace	3
Dédicace	4
Résumé	5
Abstract	6
ملخص	7
Introduction Générale.....	18
Chapitre 1 :Généralités sur les ouvrages souterraines	20
1.1 Introduction	21
1.2 Définition.....	21
1.3 Techniques d’excavation des tunnels	21
1.3.1 Tunnelier.....	21
1.3.2 La méthode traditionnelle	23
1.4 Les méthodes d’excavation	25
1.4.1 Excavation a ciel ouvert	25
1.5 Méthodes de soutènement des tunnels.....	26
1.5.1 Soutènement des tunnels profond et peu profond.....	26
1.5.2 Soutènement des tunnels réalisé à ciel ouvert	32
1.6 Conclusion.....	37
Chapitre 2 :L’effet du creusement d’un tunnel sur les constructions avoisinantes.....	38
2.1 Introduction	39
2.2 Généralités sur le phénomène de l’interaction tunnel-ouvrages avoisinantes	39
2.2.1 Interaction creusement-structure	40
2.2.2 Interaction creusement-fondation profond	40
2.2.3 Interaction : Tunnel-structure en surface (Bâti).....	40
2.3 Description générale des mouvements des sols.....	42
2.4 Déplacement du terrain lié au creusement.....	43
2.5 Le tassement en surface	43
2.6 Méthodes de prédiction des affaissements	45
2.7.1 Méthodes empirique	45
2.7.2 Méthodes numériques.....	48
2.7.3 Méthode analytique	49
2.8 Conclusion.....	53

Chapitre 03 :Présentation du projet + reconnaissance géotechnique.....	54
3.1 Introduction	55
3.2 L’extension de la ligne 1 d’Ain Naadja à Baraki	55
3.3 Présentation de l’ouvrage	55
3.3.1 Les caractéristiques de la zone d’étude	57
3.4 Géologie-géotechnique.....	58
3.4.1 Cadre géologique.....	58
3.4.2 Aperçu sismique	61
3.5 La reconnaissance géotechnique	62
3.5.1 Les essais-in-situ	62
3.5.2 Résultats des essais in-situ.....	66
3.5.3 Les essais de laboratoire	68
3.5.4 Résumé des paramètres géotechniques.....	68
3.6 Conclusion.....	71
Chapitre 4 :Calcul empirique des tassements dus au creusement de tunnel.....	72
4.1 Introduction	73
4.2 Calculs empiriques	73
4.2.1 Caractéristiques du sol	73
4.2.2 Résultats de calcul des tassements dans la zone Pk 0+080 surface libre (sans bâtiments).....	76
4.2.3 Résultats de calcul des tassements dans la zone PK0+200.....	77
4.2.4 Interprétation des résultats.....	78
4.3 Conclusion.....	79
Chapitre 5 :Renforcement des bâtiments.....	80
5.1 Introduction	81
5.2 Analyse de la situation.....	82
5.3 Immeuble environnent.....	83
5.3.1 Contexte du bâtiment N°02.....	84
5.4 Analyse et dimensionnement pour reprise en sous-œuvre	85
5.4.1 Positionnement du renforcement en sous-œuvre.....	86
5.4.2 Principe du renforcement par micro-pieux	87
5.4.3 Calcul de la force portante d’un micro-pieu	88
5.5 Conclusion.....	89
Chapitre 6 :Modélisation numérique PLAXIS 2D	90
6.1 Introduction	91
6.2 Paramètre du sol et du soutènement des différentes couches	92

6.2.1	Calcul de la section homogénéisée	93
6.3	Les étapes de modélisation du terrain.....	94
6.3.1	Entrée les données	95
6.3.2	Les caractéristiques du sol.....	96
6.3.3	Définition du tunnel.....	97
6.3.4	Conditions aux limites	98
6.3.5	Eléments de revêtement.....	99
6.3.6	Maillage.....	100
6.3.7	Conditions initiales	101
6.4	Calculs	102
6.4.1	Section 1 Pk (24 à 65)	103
6.4.2	Section 2 (Pk 80 à 110) surface libre sans bâtiment avec une surcharge $A=20$ Mpa dus à l'emplacement du chantier	104
6.4.3	Section 3 (PK 176.50 à 200.50) Surface libre sans bâtiment avec une surcharge $A=90$ Mpa dus à l'emplacement du chantier	105
6.5	Présentation des résultats.....	106
6.6	Application de la méthode de convergence confinement (MCC) avec PLAXIS 2D	107
6.6.1	Convergence	108
6.6.2	Confinement et déconfinement.....	109
6.6.3	Application de la méthode en PLAXIS 2D	110
6.6.4	Comparaison des résultats pour la section 1	111
6.7	Conclusion.....	112
Chapitre 7 :Modélisation PLAXIS 3D		113
7.1	Introduction	114
7.2	Le déroulement de la modélisation.....	115
7.2.1	Section 01 (pk 24 à 60) : sol avec reprise en sous-œuvre.....	116
7.2.2	Section 02 (Pk 80 à 110) : sol sans renforcement.....	117
7.3	Interpretation des resultants.....	118
7.4	Comparaison des résultats entre plaxis 2D et plaxis 3D pour la section1 : Tunnel avec reprise en sous-œuvre (renforcement de sol).....	11
7.5	Conclusion.....	110
Chapitre 8 :Auscultation des structures		121
8.1	Introduction	122
8.2	Définition et but des auscultations.....	123
8.3	Moyen d'auscultation	124
8.4	Objectifs des constructeurs et paramètres à mesurer	125

8.5	Paramètres et types d'ouvrages	126
8.6	Les convergences.....	127
8.7	Présentation et analyses des résultats	128
8.8	Les techniques d'auscultation en travaux souterrain	129
8.8.1	Technique commune de base.....	130
8.8.2	Mesure des déplacements en surface.....	131
8.8.3	Mesure des déplacements en forage	132
8.8.4	Mesure des déplacements à la paroi	133
8.8.5	Mesure des paramètres mécaniques.....	134
8.8.6	Mesure des paramètres hydrauliques.....	135
8.8.7	Comparaison des méthodes d'auscultation.....	136
8.9	Présentation du système d'auscultation des bâtiments	137
8.9.1	Description du système CENTAURE et CYCLOP	138
8.9.2	Aperçu de la base de données en ligne	139
8.10	Conclusion.....	140
	Conclusion générale	141

Liste des figures

Chapitre 1 : Généralités sur les ouvrages souterrains

Figure 1-1: Tunnelier en roche dure	5
Figure 1-2: Machine de creusement à attaque globale	6
Figure 1-3: Bouclier mécanisé à attaque ponctuelle.....	6
Figure 1-4: Phase de l'excavation a l'explosif.....	7
Figure 1-5: Excavation à l'explosif.....	7
Figure 1-6: Machine à attaque ponctuelle	8
Figure 1-7: Revêtement en voussoir.....	11
Figure 1-8: Enfilage.....	11
Figure 1-9: Voute parapluie emboîtée.....	12
Figure 1-10: La méthode en béton projet	13
Figure 1-11: Le boulon.....	15
Figure 1-12: La méthode des fouilles blindées.....	17
Figure 1-13: La méthode des parois moulées dans le sol	17
Figure 1-14: Méthode réalisation de pieux foré-phase de réalisation.....	19
Figure 1-15: La consolidation par Jet Grouting.....	20
Figure 1-16: Tirant dont l'armature est scellé directement dans le sol	20

Chapitre 2: L'effet de creusement d'un tunnel sur les constructions avoisinantes

Figure 2-1: Modèle numérique 3D prise en compte de l'interaction excavation bati (Mroeh et sharhour,2003) [3]	26
Figure 2-2: Définition des paramètres caractéristique des mouvements subits par la structure (Bernat 1996) [10]	26
Figure 2-3 : Déplacement des contours de l'excavation	28
Figure 2-4: Les trois composantes de la déformation dans le massif provoquée par le creusement d'un tunnel (Luanardi et Bindi 2004) [12].....	28
Figure 2-5 : Forme de tassement en surface (Vermeer 2007) [13].....	29
Figure 2-6: Schéma de mécanisme de tassement	29
Figure 2-7 : Profils des cuvettes des tassements (Augarde 1997) [14].....	30
Figure 2-8 : Mouvement de sol et perte de volume (Dolzheno 2002) [15]	31
Figure 2-9: Loi des affaissements (Peck 1969) [4].....	31
Figure 2-10: Schéma de la cuvette de tassement	36
Figure 2-11: Variation du taux de dé-confinement de la pression et du déplacement radial en fonction de la distance au front de taille	37
Figure 2-12 : Ligne caractéristique de la cavité	38
Figure 2-13: Ligne dé-confinement du soutènement.....	38
Figure 2-14 : Méthode de convergence-soutènement avec prise en compte du pré-soutènement (Guilloux et al 1996)	40

Chapitre 3: Présentation du projet + reconnaissance géotechniques

Figure 3-1: Vue en plan de l'extension C1	43
Figure 3-2: Vue d'ensemble des trois extensions du projet métro d'Alger	44
Figure 3-3: Tracé en plan PK S0+025	45
Figure 3-4: Coupe géologique de la zone d'étude (PKS0+0.25)	45
Figure 3-5: Les déffirentes couche du sol de la zone d'étude	46
Figure 3-6: Carte géologique de l'Algérie	47

Figure 3-7: Le bassin de Mtidja.....	47
Figure 3-8: Carte du zonage du territoire national.....	49
Figure 3-9: Implantation des sondages.....	51
Figure 3-10: Présentation graphique des résultats des essais SPT	55
Figure 3-11: Présentation graphique des essais de pressiomètre.....	57
Figure 3-12: Corrélation entre N et Su	58
Figure 3-13 : Valeurs typiques de c'et Ø' selon Wilun & Starzewski (1975).....	59
Figure 3-14 : Module de déformation drainée à partir du critère de Straud. (Stroud et al 1975)	59

Chapitre 4: Calculs des tassements dus au creusement du tunnel.

Figure 4-1 : Tracé de tronçon PV6 jusqu'à PV7.....	64
Figure 4-2: Les différentes couches de sol entre PK 0+065 et PK0+152.5.....	65
Figure 4-3 : Les différentes couches de sol entre PK 0+125.5 et PK0+200.....	65

Chapitre 5: Renforcement des bâtiments

Figure 5-1 : Plan de Bâtiment N°02	72
Figure 5-2 : Façade de Bâtiment N° 02	73
Figure 5-3 : Fondation du Bâtiment N°02	73
Figure 5-4 : La courbe de Gauss.....	74
Figure 5-5 : Les charges qui s'exercent dans le micro-pieu	75
Figure 5-6 : Courbes de frottement unitaire limite le long du fût du pieu.....	77
Figure 5-7 : Plan schématique de la situation de renforcement sous le bâtiment.....	80
Figure 5-8: Solution de renforcement du bâtiment N°02	80
Figure 5-9 : Section d'analyse dans la zone du bâtiment N°02	81
Figure 5-10 : Vue en plan de la ligne du tunnel et les bâtiments.....	81

Chapitre 6: Modélisation numérique Plaxis 2D

Figure 6-1 : Exemple de traçage des couches de premier terrain	87
Figure 6-2 : Caractéristiques des différentes couches	87
Figure 6-3 : Affection des matériaux.....	88
Figure 6-4 : Distribution des charges	88
Figure 6-5 : Générateur de tunnel.....	89
Figure 6-6 : Modélisation du tunnel et les micro-pieux	89
Figure 6-7 : Propriétés mécaniques et physiques du revêtement du tunnel.....	90
Figure 6-8 : Maillage du modèle du sol du tunnel.....	90
Figure 6-9 : Le premier cas phase 01	91
Figure 6-10 : Contrôle des paramètres	91
Figure 6-11 : Le deuxième cas phase 01	92
Figure 6-12 :Le troisième cas	92
Figure 6-13 :Section 02	93
Figure 6-14 :Section 03	94
Figure 6-15 :Maillage déformé section 01	95
Figure 6-16 : Maillage déformé section02.....	96
Figure 6-17 : Maillage déformé section03.....	98
Figure 6-18 : Caractéristiques mécaniques du soutènement.....	98

Chapitre 7: Modélisation 3D

Figure 7-1 : La géométrie du projet.....	102
Figure 7-2 : Les caractéristiques des couches	103
Figure 7-3 : Tunnel lining.....	104
Figure 7-4 : Negative interface.....	104
Figure 7-5 : Step 1-1 phase d'excavation	105
Figure 7-6 : Forme du tunnel.....	106
Figure 7-7: Section 01	106
Figure 7-8 : Génération du maillage.....	107
Figure 7-9 : Maillage deformer phase phase 01	108
Figure 7-10 : Section 02	109
Figure 7-11 : Maillage déformer section 02	109

Chapitre 8: Auscultation des structures

Figure 8-1 : Configuration des points de mesure de la convergence.....	115
Figure 8-2 : Convergence tunnel point P100 (HAMMA)	115
Figure 8-3 : Convergence tunnel point P102 (HAMMA)	116
Figure 8-4: Exemple d'une surveillance du toit des galeries souterraines.....	117
Figure 8-5 : Fissuromètre mécanique	117
Figure 8-6 : Les captures à fibre optique.....	118
Figure 8-7: Extensomètre manuel à tiges	119
Figure 8-8 : Exemples d'un déplacement à la paroi	119
Figure 8-9 : Chaîne de mesure.....	120
Figure 8-10: Distancemètre	120
Figure 8-11: Mesure des contraintes par sur carottage.....	121
Figure 8-12 : Système d'auscultation CYCOP et CENTAURE (SOLDATA)	123

Liste des tableaux

Chapitre 2: L'effet de creusement d'un tunnel sur les constructions avoisinantes

Tableau 2-1: Estimation de « δ_{max} » à partir des relations empiriques	32
Tableau 2-2: Relations empiriques permettant l'estimation de i	32
Tableau 2-3: Relation empirique de rapport $\delta_{max}/\delta_{clé}$	34

Chapitre 3: Présentation du projet + reconnaissance géotechniques

Tableau 3-1: Les différentes couches du sol	46
Tableau 3-2: Coefficient d'accélération en zone A.....	50
Tableau 3-3: Les essais insitu en différentes phases d'études	50
Tableau 3-4: Sondage carottés dans différentes phases d'études.....	51
Tableau 3-5: Unité Q_A	52
Tableau 3-6: Unité Q_s	52
Tableau 3-7: Unité Q_M	52
Tableau 3-8: Unité T_s	53
Tableau 3-9: Unité T_G	54
Tableau 3-10 : Les résultats des essais de laboratoire	55
Tableau 3-11: Résumé des paramètres géotechniques R, QS et TS	60
Tableau 3-12: Résumé du paramètre géotechnique TG	61

Chapitre 4: Calculs des tassements dus au creusement du tunnel.

Tableau 4-1:Caractéristiques du sol	65
Tableau 4-2: Calcul des tassements zone Pk0+080.....	66
Tableau 4-3: Estimation de « i » PK0+80	66
Tableau 4-4: Calcul des tassements zone PK0+200	67
Tableau 4-5: Estimation de « i » PK0+200	67
Tableau 4-6: Seuils de déplacement a additionnels admissibles considérés	68

Chapitre 5: Renforcement des batiments

Tableau 5-1 : Caractéristiques des batiments influencés par le creusements du tunnel dans le tronçon PK0+24.45 à PK0+65.00.....	72
Tableau 5-2 : Choix des abaques pour le calcul du frottement latéral unitaire limite q_s (Règles SETRA - LCPC 1985).....	76
Tableau 5-3: Résultats de calcul de q_s	77
Tableau 5-4 : Valeurs de K_p	78

Chapitre 6: Modélisation numérique Plaxis 2D

Tableau 6-1: Caractéristiques mécaniques du soutènement homogénéisé	86
Tableau 6-2: Profondeurs des différentes couches	86
Tableau 6-3 : Les résultats de la modélisation section 01	94
Tableau 6-4 : Résultat de la deuxième phase 02	95
Tableau 6-5 : Résultats de la section 03	96

Tableau 6-6 : Résultats de la modélisation du premier cas avec la MCC	97
Tableau 6-7 : Résultats de la section 01 après application de la MCC.....	98
Tableau 6-8 : Résultats de la section 02 après application de la MMC.....	98
Tableau 6-9 : Résultats de la section 03 après application de la MCC.....	99
Tableau 6-10 : Comparaison des résultats avant et après l'application de la MCC	99
Tableau 6-11 : Comparaison des résultats avant et après la MCC pour la deuxième section	99
Tableau 6-12 : Comparaison des résultats avant et après la MMC pour la troisième section	100

Chapitre 7: Modélisation 3D

Tableau 7-1: Profondeur des couches.....	103
Tableau 7-2 : Résultats du renforcement progressif du déplacement total.....	108
Tableau 7-3 : Les résultats de la deuxième section	109
Tableau 7-4 :Les résultats de la première section PLAXIS 2D et PLAXIS 3D	110

Chapitre 8: Auscultation des structures

Tableau 8-1: Caractéristique des deux systèmes d'auscultation	103
---	-----

Principales notations et abréviations.

<p>λ: Taux de déconfinement.</p> <p>K : Facteur de l'état de contrainte dans le massif.</p> <p>R : rayon du tunnel.</p> <p>E : module de Young.</p> <p><i>S_{max}</i>: Tassement maximale en surface.</p> <p><i>V_s</i>: volume de la cuvette.</p> <p><i>V_t</i>: volume théorique du tunnel.</p> <p><i>V_L</i>: volume perdu.</p> <p><i>i</i>: Largeur de la cuvette.</p> <p><i>z</i>: Profondeur du tunnel.</p> <p>RQD : Rock quality designations.</p> <p>MC : Mohr Coulomb.</p> <p>PK : point kilométrique.</p> <p>SC : sondage carotté.</p> <p>CN : coefficient de normalisation.</p> <p>γ_h : Poids volumique humide.</p> <p>φ': Angle de frottement effectif.</p> <p>EI : rigidité de flexion.</p> <p>EA : rigidité à la compression.</p> <p>UY : déplacement vertical.</p> <p>PLAXIS 3D : geotechnical finite element</p> <p>$q_s(z)$: le frottement latérale a la cote z</p> <p><i>h</i> : la hauteur est celle s'exerce le frottement latéral</p>	<p>Q : indice de qualité.</p> <p><i>SRF</i>: Stress Reduction Factor.</p> <p>MCC : méthode de convergence confinement.</p> <p>σ_0: Contrainte initiale.</p> <p>ν: Coefficient de poisson.</p> <p>φ : Angle de frottement.</p> <p><i>R_c</i>: La résistance en compression simple des terrains.</p> <p>MEF : méthode des éléments finis.</p> <p>ϕ : Angle de dilatance.</p> <p>C : la cohésion.</p> <p>S : Un paramètre définissant le degré de fissuration.</p> <p>σ_v': la contrainte verticale effective.</p> <p><i>a_{max}</i> : Coefficient d'accélération.</p> <p>SP : sonde pressiométrique.</p> <p>γ_d : Poids volumique sec.</p> <p><i>S_u</i>: Cohésion non-drainé.</p> <p><i>K₀</i> : coefficient des terres au repos</p> <p>PLAXIS 2D : geotechnical finite element software two dimensional.</p> <p><i>Q_p</i>: lq charge de la pointe</p> <p><i>Q_s</i> : la charge limite de frottement latérale</p> <p>D : diamètre du micropieu</p> <p>P : périmètre du micropieu</p>
---	--

Introduction Générale

Le tunnel est un terme récent qui resta longtemps le nom spécifique de l'ouvrage que Brunel tenta de construire sous la Tamise.

Depuis l'Antiquité, divers ouvrages ont été construits, notamment pour l'exploitation minière et la réalisation de projets hydrauliques tels que des canalisations et des égouts. De même, la nature elle-même a formé des galeries souterraines depuis bien plus longtemps, où nos ancêtres trouvaient parfois refuge. Ces tunnels ne se limitent pas à de simples cavernes, mais consistent en de vastes réseaux souterrains, parfois plus étendus que les constructions les plus longues d'aujourd'hui. Ils ne sont pas réservés aux spéléologues, car certains peuvent atteindre des dimensions impressionnantes tout en restant parfaitement solides. L'un des exemples les plus célèbres est le tunnel d'Ezéchias, situé à Jérusalem et datant d'environ 700 av. J.-C, qui s'étend sur plus de 500 mètres de longueur.

A l'époque romaine, les ouvrages souterrains ont été plus de nature hydraulique (les égouts de Rome et leur nombreux aqueducs). Mais il existe en Italie des tunnels routiers datant de l'empire romain, dont les plus connus sont, le tunnel de Furlo (dans les gorges du Candigliano de longueur de 38 mètres avec un tracé en S et date de 77 après J-C), et le Crypta Neapolitana (entre Naples et Pouzzoles de longueur 700 mètres). D'autres ouvrages très importants ont été réalisés durant des siècles avant les temps modernes en matière de souterrains par exemple l'égout de Ménilmontant, premier ouvrage voûté maçonné en 1370, à Paris, et en 1480 la petite galerie de 72m de longueur creusée dans le rocher sous le col de la Traverse, près du mont Viso, pour faciliter le passage des mulets apportant le sel de Provence jusqu'au marquisat de Saluces.

Donc on peut dire que les activités minières avaient un grand rôle dans l'accélération de développement du creusement des ouvrages souterrains, puis leur réalisation à suivre l'évolution de besoins et le développement des techniques. D'abord les réseaux d'égout qui devenaient nécessaires pour la salubrité des villes, après les canaux de navigation au 17^{ème} et 18^{ème} siècle. C'est plus tard qu'on a pensé au transport des personnes on construisant les tunnels routiers au début du 19^{ème} siècle, les tunnels ferroviaires à partir de 1825 avec l'invention des chemins de fer, ensuite les tunnels métro à partir de 1898 et finalement les tunnels autoroutiers depuis 1945.

En vue de l'importance que prend le transport souterrain dans la suite de développement économique, l'Algérie a adopté un plan qui a pour objectif la diminution du trafic urbain à la surface avec l'utilisation des souterrains, ce qui a engendré la création de l'Entreprise du métro d'Alger.

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, on a pris l'initiative d'étudier l'extension C1 de la ligne 1 du métro d'Alger Ain Naadja à Baraki et l'impact du creusement du tunnel sur les constructions avoisinantes.

Pour ce faire le présent mémoire suivra le plan présenté ci-dessous :

Les trois premiers chapitres sont consacrés à la présentation du projet et la description des terrains dans le quel sera implanté notre ouvrage, l'estimation des déplacements induits par le creusement

Introduction Générale

ainsi qu'une synthèse bibliographique sur les méthodes de creusement et les types de soutènement existants.

Le chapitre quatre présente le calcul empirique des tassements causés par les creusements du tunnel.

Les chapitres cinq et six étudier la stabilité de l'excavation soutenue en utilisant la modélisation 2D et 3D en éléments finis par le logiciel Plaxis ceci en tenant compte des séquences de creusement-soutènement approprié.

Le chapitre 7 présente les techniques utilisées dans l'auscultation, à savoir les mesures de déformation, de contraintes et de pression d'eau qui sont utilisés à la pratique en générale et sur notre projet en particuliers.

Le chapitre 8 présente les techniques de renforcement pour les structures et les sols affectés par les tassements en surface et propose une solution par reprise en sous-œuvre en utilisant des micro-pieux.

Chapitre 1

Généralités sur les ouvrages souterraines

1.1 Introduction

L'extension des voies de communication (route, voies ferrés) impose souvent des franchissements difficiles qui conduisent généralement à la construction des tunnels. De même l'encombrement de la surface du sol dans les villes rend nécessaire la construction d'ouvrages souterrains (voiries et métro).

Dans ce chapitre nous allons présenter les ouvrages souterrains ainsi que les méthodes et technique de creusement et de soutènement.

1.2 Définition

Un tunnel est une galerie souterraine livrant passage à une voie de communication (chemin de fer, canal, route, chemin piétonnier...). On considère souvent qu'un tunnel doit être au moins deux fois plus long qu'il n'est large pour mériter cette désignation. Il doit en outre être ferme de tout les cotés, excepte à chacune de ses extrémités, ce qui le différencie d'un passage en tranchée.

1.3 Techniques d'excavation des tunnels

Dans le domaine des souterrains, on peut avoir plusieurs méthodes de construction suivant le mode de creusement. Globalement, il est possible de distinguer deux familles de techniques :

- Par abattage continu ou simultané (tunnelier).
- Par abattage séquencé ou cyclique (traditionnelle attaque ponctuelle ou a l'explosif).

1.3.1 Tunnelier

- **Définition:**

Un tunnelier est une machine a attaque globale réalisant en continu le creusement d'un tunnel et, si nécessaire, la mise en place d'un revêtement a une faible distance du front de taille. L'abattage mécanique des tunnels au rocher, c'est développé principalement à partir de 1950. Les machines capables d'excaver les roches les plus dures sont appelées machines a forés, et ceux conçues pour forer les tunnels dans les terrains meubles et aquifères sont appelées boucliers.

L'utilisation d'un tunnelier a pleine section ou a attaque globale est justifiée par :

- ✓ Par la longueur de tunnel à réaliser (retour sur investissement à partir de 1,5 Km)
- ✓ Par le temps projet consacré à la réalisation du tunnel (lié aux conditions hydro géotechniques et géologiques du terrain encaissant, lié aux ouvrages existant et avoisinants en surface et sous terre...).

- **Mode de fonctionnement :**

Ces machines sont conçues pour excaver des galeries circulaires avec un diamètre déterminé. Elles possèdent le plus souvent à l'avant un plateau circulaire, d'un diamètre sensiblement égal à celui de la galerie. Le plateau, appelé tête de forassions, porte de outils de creusement du terrain (molettes, pics...).

En terrains rocheux, la progression de la machine a foré, nécessite le développement de poussées importantes, donc l'appui est généralement constitué par des patins appuies directement contre la paroi du tunnel creusée. En terrain tendre, nécessitant un soutènement important, la forme circulaire est le mieux adaptée a la reprise des efforts.

Le tunnelier comporte alors un bouclier et le front peut être pressurisé. En grand diamètre, l'excavation se fait par attaque globale à l'aide d'une autre roue de coupe à l'avant de la machine avec un procédé de marinage adapté au mode de confinement. La machine progresse en s'appuyant contre le revêtement mis en place au fur et à mesure de l'avancement par l'intermédiaire de vérins.

❖ **Les principaux types de tunnelier**

Il existe 2 grandes familles de tunnelier "pleine section"

❖ **Les tunneliers en roche dure**

Un tunnelier à appui radial est une machine équipée d'une tête d'abattage circulaire et rotative capable d'excaver en une seule opération la totalité de la section. L'effort de poussée sur la tête d'abattage est mobilisé par des «gripper» patins de vérins latéraux qui prennent appui radialement sur le parement naturel de l'excavation.

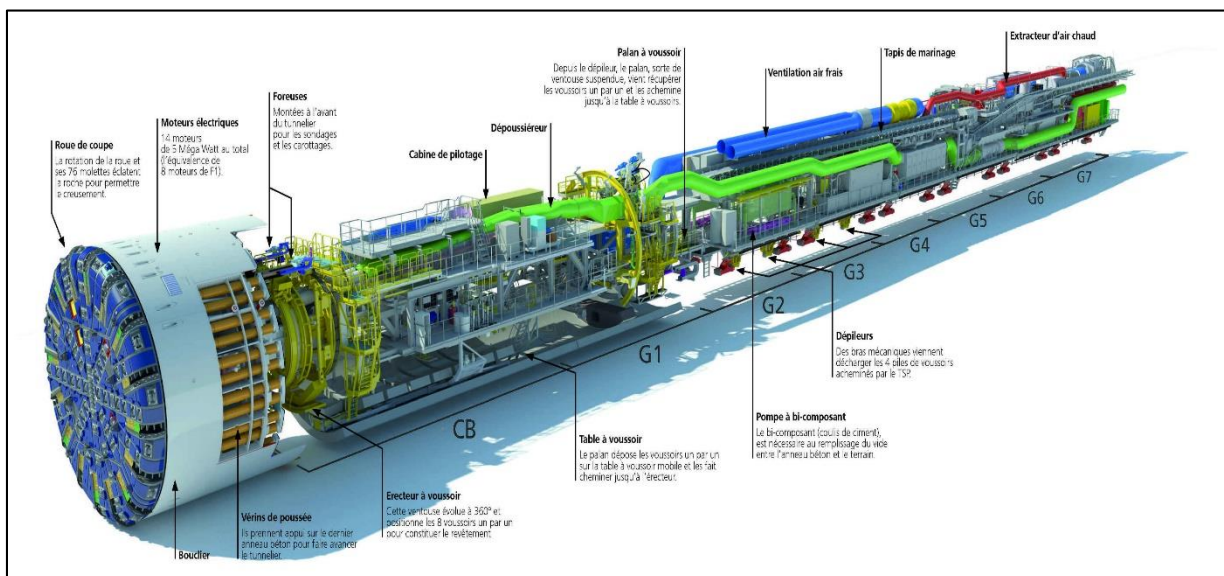


Figure 1-1: Tunnelier en roche dure

Les grippers sont solidaires d'une structure d'appui maintenue fixe pendant la phase d'excavation, la tête foreuse progressant en couissant à l'intérieur de cette structure par l'intermédiaire de vérins longitudinaux. Dans la phase suivante les grippers sont repliés, la tête de forage est immobile, et la structure est avancée de la longueur des vérins longitudinaux (stroke), puis on déplie les grippers et le cycle recommence. Ce genre de machine ne crée pas de soutènement de l'excavation, mais on peut y associer un atelier de boulonnage ou de pose de cintres métalliques à quelque distance du front.

❖ **Tunnelier à boucliers**

Ces machines comportent un bouclier, c'est à dire une structure cylindrique rigide qui progresse au fur et à mesure du creusement et qui assure la stabilité des parois de l'excavation (mais non du front).

Ce type de tunnelier est donc réservé aux terrains cohérents mais pas trop résistants, et relativement imperméables (roches tendres/sols indurés). Le soutènement peut être constitué soit de cintres métalliques, soit de boulons et grillage, soit encore de voussoirs préfabriqués en béton ou métalliques. On distinguera deux types de boucliers :

a- Les boucliers à attaque globale :

Cette catégorie regroupe toutes les machines à plateau rotatif et à bouclier mais sans confinement

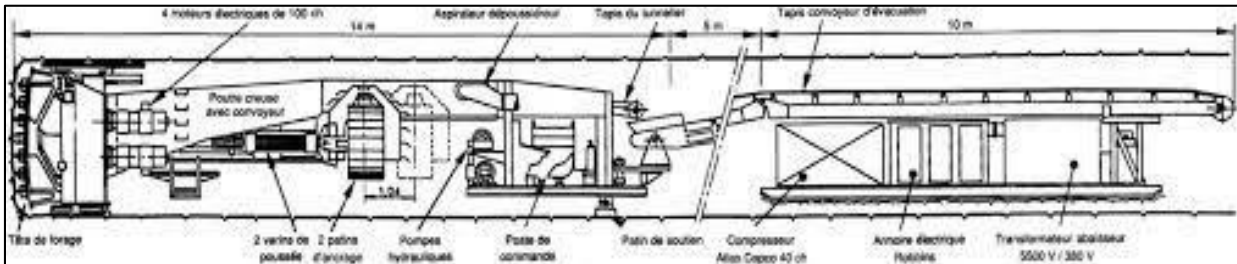


Figure 1-2: Machine de creusement à attaque globale

du front autre qu'un simple confinement mécanique exercé par le plateau lui-même.

b- Les boucliers à attaque ponctuelle :

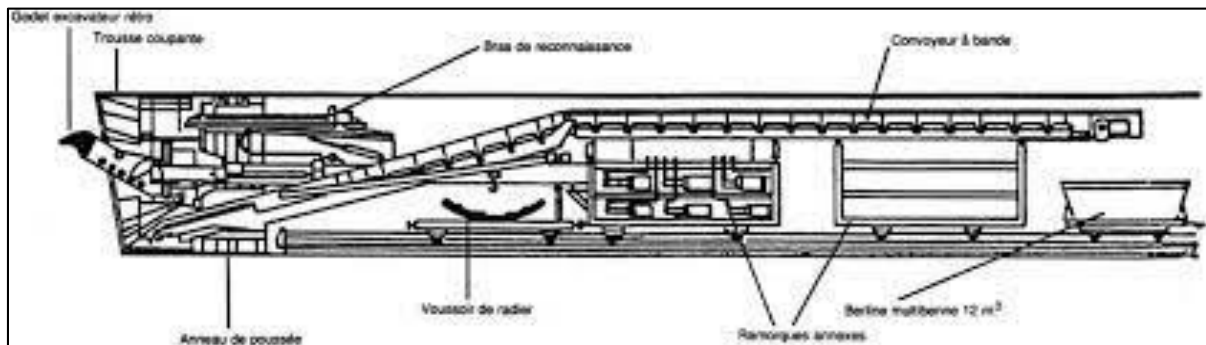


Figure 1-3: Bouclier mécanisé à attaque ponctuelle.

Il s'agit en général de machines à attaque ponctuelle équipées d'un bouclier faisant office et coque de ce type de machines n'offre pas des cadences d'avancement très rapides ni ne met réellement à l'abri des incidents à front ; c'est pourquoi leur utilisation en vogue dans les années 1980 a pratiquement disparu aujourd'hui au profit des boucliers capables d'exercer un confinement (soutènement actif).

1.3.2 La méthode traditionnelle

A- Explosif

D'une manière générale, l'explosif en souterrain est utilisé comme un outil de découpage de la roche et non comme une bombe. C'est une méthode ancienne mais qui en constante évolution, elle est dite traditionnelle ou conventionnelle car elle était déjà employée dans les premiers travaux souterrains miniers.

L'abattage à l'explosif comprend un cycle de tir qui prévoit normalement de faire sauter d'abord les charges situées au centre du front de taille, afin de dégager un bouchon, puis de faire sauter les charges de plus en plus périphériques avec un retard de quelques microsecondes. On peut aussi bien, travailler a section pleine qu'a section partielle (pour les sections importantes, les terrains médiocres ...).



Figure 1-4: Phase de l'excavation à l'explosif

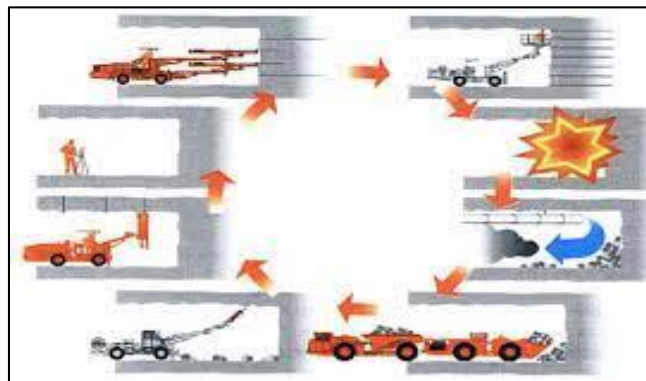


Figure 1-5: Excavation à l'explosif

- **domaine d'application :**

Cette méthode est couramment utilisée pour l'évacuation des tunnels situés dans les roches pour lesquelles un battage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) ou un terrassement mécanique n'est pas envisageable, du point de vue technique ou économique.

Elle est caractérisée pas sa souplesse au niveau du profil à réaliser et son adaptation aux différentes catégories de terrains rencontrés, mais on obtient de meilleurs résultats d'efficacité et de rendement dans les roches dures. Pour des terrains hétérogènes, une utilisation ponctuelle est possible. Par contre les roches fortement broyées représentent une limite technologique pour la méthode (une solution possible pour ce type de roche peut être la réduction des longueurs de volée).

B- Abattage par machine à attaque ponctuelle

Les machines à forer qui n'abattent qu'une partie de la section à la fois sont dites machines à attaque partielle ou encore ponctuelle. Elles s'inspirent directement du monde de travail du mineur : une tête, de faible dimension par rapport à la section à excaver, munie des pics d'abattage et située à l'extrémité d'un bras mobile qui permet d'excaver progressivement toute la section. Le bras et les organes de foration sont portés par un châssis automoteur le plus souvent munis par des chenilles.

Les machines à attaque partielle doivent le plus souvent se déplacer pour balayer tout le front de taille. Par contre, elles bénéficient d'une sélectivité qui leur permet d'attaquer le front à l'endroit choisi. De plus, elles peuvent terrasser une section de forme quelconque, visible en permanence et laissent libre accès au front.



Figure 1-6: Machine à attaque ponctuelle

- **Domaine d'utilisation :**

L'expérience montre que l'emploi des machines à attaque ponctuelle qui sont généralement équipées de pics doit se limiter à l'excavation des roches tendres ou de dureté moyenne (résistance à la compression simple maximum, de 50 à 80 MPa suivant la puissance de la machine et l'état de fracturation de massif rocheux).

1.4 Les méthodes d'excavation

1.4.1 Excavation a ciel ouvert

Lorsque l'on construit à ciel ouvert, deux possibilités se présentent : on peut soit envisager de construire l'ouvrage à l'aide de la méthode des tranchées ouvert (tout l'ouvrage est à l'air libre jusqu'à l'édification de la superstructure, la dalle de toiture est alors en un seul tenant) ; la tranchée couverte est souvent le seul possible, surtout dans les villes à fort densité d'immeubles et à trafic important.

❖ Tranchée ouverte

Les tranchées sont réalisées soit avec talus dont la pente dépend du terrain, soit avec soutènement par parois verticales. Les mauvais terrains, schistes et argiles (en particulier argiles de consistances fissurées et argiles contenant des couches de sable aquifère), nécessitent de prendre des dispositions particulières adaptées à chaque site. Si les pentes de talus sont trop faibles, il faut s'accommoder de l'emprise disponible. Il est possible d'augmenter ces pentes par des techniques particulières : revêtement en plaques de béton supportées par une poutre en béton armé en partie inférieure, stabilisation par liants hydrauliques ou abondons de l'option des talus.

Il est alors possible de remplacer les talus par des parois verticales en prévoyant un soutènement, ce qui autorise des surcharges.

Les principaux types de mur de soutènement sont bien connus : murs poids pour les petites hauteurs (jusqu'à 3m environ) et, surtout, murs profilés et murs à contreforts intérieurs, acceptant des retenues plus importantes. Lorsque l'on applique cette méthode, l'entièreté de l'ouvrage est réalisée (en préfabriqué ou non) puis la tranchée est recouverte.

❖ Tranchée couverte

La méthode d'exécution en tranchée couverte est fortement inspirée de la méthode de construction en tranchée ouverte mais avec un encombrement en surface réduit dans le temps. Après avoir dévié les égouts, les câbles et les canalisations des services publics situés dans les limites de l'ouvrage, un fossé est excavé puis recouvert après réalisation des piédroits et de la dalle de toiture. Le radier est bétonné en dernier.

Lorsque les souterrains occupant une grande superficie, notamment les stations de métro, les dalles aux divers niveaux doivent prendre appui sur un réseau de colonnes intérieurs, et ce en plus des murs périphériques. Dans ce cas, il y a intérêt à mettre en place un ouvrage de soutènement préalable au terrassement. Le soutènement qui sert à équilibrer la poussée des terres et de l'eau sur les murs périphériques peut être constitué de pieux en béton moulés dans le sol, ou encore de pieux forés.

• Domaine d'application :

Chaque fois qu'un ouvrage linéaire (autoroute ; voie ferrée, métro) doit traverser un environnement urbanisé (ou le moindre tassement différentiel peut entraîner des désordres dans les bâtiments sus-jacents) et qu'il est sous faible couverture (moins de deux diamètres de niveau du sol), il est fait appel à la méthode de tranchée couverte, elle est également utilisée pour les raccordements des tunnels aux voies de surface. Elle est souvent creusée dans des formations meubles ou aquifères.

1.5 Méthodes de soutènement des tunnels

1.5.1 Soutènement des tunnels profond et peu profond

Au fur et à mesure de l'excavation, il est nécessaire de poser un soutènement, c'est-à-dire un **revêtement provisoire**, en attendant le revêtement proprement dit. Il a un rôle de sécurité pour le personnel (chutes de blocs...). Cependant, il est de plus en plus prévu pour participer à la reprise des efforts à long terme, et limiter la convergence du terrain. Parfois, il peut même rester comme seul chemisage du tunnel.

Les soutènements peuvent être classés en trois principales catégories, d'après leurs modes d'action :

❖ Les soutènements agissant par supportage

L'action du supportage se caractérise par une plus forte résistance relative des éléments de soutènement. Elle privilégie la résistance du soutènement par rapport aux capacités de résistance propre du terrain. Ce mode correspond à « la méthode traditionnelle de soutènement » cette méthode comprend :

a- Les cintres métalliques :

Les cintres constituent une ossature en forme d'arc ou de portique disposée selon la section transversale du tunnel. Ils peuvent être constitués en bois, en profilés métalliques ou en treillis métalliques. Les cintres les plus utilisés en travaux souterrains sont les cintres en profilés métalliques HEB ou TH. Pour que les cintres soient en mesure de jouer leur rôle de soutènement, il est indispensable de veiller à la qualité du blocage du cintre avec le terrain.

Traditionnellement, le blocage était réalisé suivant les méthodes suivantes : dans les terrains nécessitant un blindage entre cintres, des plaques de blindage étaient placées longitudinalement entre les cintres ; un béton de bourrage comblait le vide entre le blindage et le terrain. Dans les terrains de meilleure tenue, des cales disjointes en bois ou en métal assuraient directement le contact entre le terrain et les cintres.

L'espacement entre les cintres est généralement compris entre 0.8 et 1.5m. Il est fonction de la capacité de résistance du cintre comparée à la valeur des poussées des terres. Dans les terrains de très mauvaises tenues ou la stabilité de la voute avant mise en place d'un cintre n'est pas garantie, même en réduisant la longueur de la passe d'excavation, on prévoit un enfilage sur cintres. L'enfilage peut être constitué de plaques métalliques, de rails ou de voutes parapluie. Il prend appui sur les cintres à l'arrière et pénètre dans le terrain en avant du front de taille. Et ainsi soutenu au fur et à mesure de son creusement avant la mise en place d'un nouveau cintre ou front.

Parmi les cintres métalliques, on distingue généralement :

- **Les cintres métalliques légers :**

Qui présentent une capacité portante relativement limitée. Leur faible poids rend leur maniement et leur mise en place beaucoup plus aisés qu'avec des cintres lourds. Ils ne peuvent être utilisés qu'au titre de protection provisoire du personnel.

- **Les cintres métalliques lourds :**

Qui sont conçus comme un soutènement par supportage. Leur forte inertie leur permet, s'ils sont correctement appuyés et bloqués au terrain, de stabiliser les parois de l'excavation.

Chaque cintre se compose de plusieurs éléments dont le nombre peut varier de deux à une dizaine suivant les dimensions de la galerie.

b- Les voussoirs préfabriqués :

Les voussoirs préfabriqués sont assemblés pour constituer des anneaux circulaires faisant fonction de soutènement et/ou de revêtement définitif. Leur domaine d'emploi privilégié correspond aux tunnels creusés avec une machine à attaque globale dans les roches meubles et les sols.

Les voussoirs assurent alors d'une part l'appui de la machine lui permettant de forer le terrain, et d'autre part le soutènement des parois du tunnel immédiatement à l'arrière. Le vide annulaire entre la paroi de l'excavation et l'extrados des voussoirs est comblé par injection de bourrage.

Il est recommandé de procéder à ces injections immédiatement en arrière du bouclier ou de la machine foreuse. Un anneau de voussoirs comporte le plus souvent six à dix voussoirs, dont un voussoir de clé et le complément en voussoirs sensiblement identiques entre eux.

Le voussoir de clé est conçu pour constituer le clavage de chaque anneau. Les voussoirs adjacents de part et d'autre sont appelés « voussoirs de contre clés ».

- Le matériau dont ils sont constitués (béton armé ou fonte)
- Leur forme (voussoirs évidés ou non, voussoirs droits ou biais)
- Leur dispositif d'assemblage (type de boulonnage entre voussoirs)
- Le type de traitement de l'étanchéité des joints entre voussoirs)

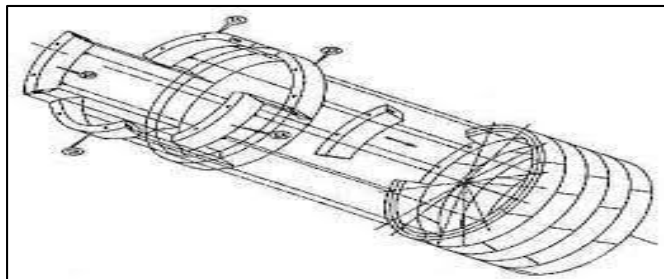


Figure 1-7: Revêtement en voussoir

c- Les voutes parapluie :

Ce type de pré-soutènement peut se rencontrer sous 3 formes particulières :

- **L'enfilage en calotte :**

Il consiste à mettre en place des barres ou des plaques d'acier longitudinales, à la périphérie du front de taille, le plus souvent sur le tiers ou le quart supérieur de la circonférence. L'objectif de l'enfilage est d'assurer la sécurité immédiate de l'excavation avant la pose du soutènement.

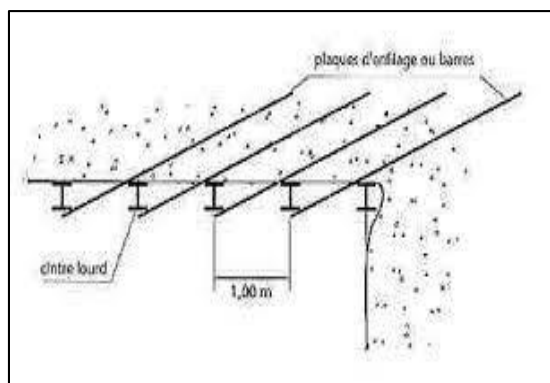


Figure 1-8: Enfilage

- **Les voutes-parapluie emboîtées :**

C'est une extension du procédé précédent. L'objectif, plus large, est de créer une véritable structure de soutènement, constituée de tubes métalliques (ou plus généralement de pieux) disposés en couronne subhorizontale suivant le contour de la section qui sera excavée et prenant appui sur des cintres posés au fur et à mesure de l'avancement.

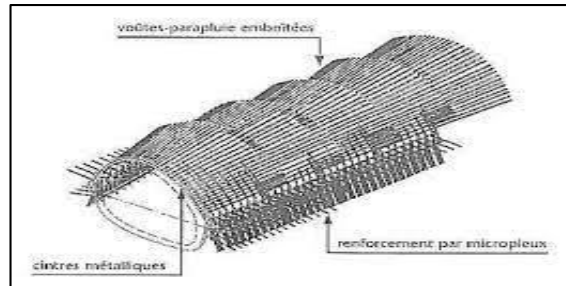


Figure 1-9: Voute parapluie emboîtée.

➤ **Domaine d'application :**

- Les voutes-parapluie conviennent bien aux terrains hétérogènes : moraines, alluvions grossières, éboulis ou roches fortement fracturées.
- L'utilisation de « jet-grouting » permet d'entendre le procédé à des terrains plus fins sans cohésion : sable, limons.
- Le procédé peut nécessiter des opérations complémentaires importantes si l'on veut en plus limiter les déformations du massif : injections de serrage, blocages des tubes sur les cintres, confortement de l'appui des cintres.

❖ **Les soutènements agissant par confinement**

Contrairement au soutènement par supportage, dans l'action de confinement, le terrain joue le rôle essentiel, le rôle du soutènement se limite à développer sur les parois une contrainte radiale de confinement permettant au terrain de se soutenir lui-même. Ce mode correspond à « la nouvelle méthode autrichienne ».

La nouvelle méthode autrichienne, depuis son apparition dans les années 60, s'est presque imposée sur tous les chantiers de tunnels tant son efficacité est grande. Cette méthode combine béton projeté et boulonnage radial. Le but étant de créer une sorte « d'anneau porteur de terrain », sans pour autant bloquer tout mouvement. Cette méthode comprend :

a- Le béton projeté :

- Définition et constituants : le terme béton projeté s'applique à un béton mis en œuvre par refoulement. Il ne peut s'appliquer sur une certaine épaisseur que si sa prise est accélérée, durcissement. Il faut par ailleurs que le pourcentage de sable soit assez élevé et que la granulométrie des agrégats ne comporte pas de discontinuités importantes (fuseaux granulométriques).



Figure 1-10: La méthode en béton projet

➤ **Domaines d'application :**

Le béton projeté armé d'un treillis soudé est couramment utilisé en association avec un autre type de soutènement, il peut s'agir de boulons à ancrage réparti ou de cintres métalliques. Quelque fois le béton est employé sans cintres ou sans boulons mais les parois de l'excavation doivent être découpées le plus soigneusement possible et présenter une courbure régulière. D'une manière générale, le béton projeté ne peut être appliqué en cas de venues d'eau important. Il peut être utilisé si la présence d'eau reste diffusée, à condition de prévoir en parements des drains pour éviter la mise en pression de la coque en béton.

➤ **Mise en œuvre :**

- **Protection par voie sèche :** le mélange constitué de ciment, d'agréats et d'adjuvant en poudre est homogénéisé dans un malaxeur, puis transporté très rapidement dans un courant d'air comprimé. En passant dans la lance, l'eau est incorporée au mélange et le béton est projeté à grande vitesse sur la surface d'application. Des aménagements particuliers peuvent permettre l'introduction des adjuvants au niveau de la lance de sortie (adjuvant alors liquide).

➤ **Avantage :**

- La vitesse de projection du mélange sur la surface d'application est élevée, ce qui permet une bonne adhérence du béton sur le support.
- Seule la quantité d'eau nécessaire à l'hydratation du ciment est ajoutée à la sortie de la lance (rapport E/C faible, retrait du béton limité)

➤ **Inconvénients :**

- Les rebondissements, donc pertes très importantes (25 à 40 % du mélange)
- La production de poussière à la projection.

- Protection par voie mouillée :

Le mélange eau, agrégats, ciment est gâché suivant les procédés traditionnels puis transportés dans la conduite. La propulsion du mélange mouillé est assurée soit par air comprimé (flux dilué) soit par action d'une pompe à béton (flux dense), les adjuvants liquides sont introduits à la lance.

➤ Avantage :

Proviennent de la vitesse de projection relativement faible et sont :

- Une faible pollution (peu de poussière)
- Une réduction des rebondissements, donc des pertes
- Un dosage plus précis

➤ Inconvénients :

- La capacité et l'adhérence du béton en place est moins satisfaisante qu'avec la voie sèche.
- Proportion de silicate de soude (accélérateur) plus importante, il en résulte une diminution des caractéristiques du béton compensée par un dosage plus important en ciment.

➤ Armatures :

La résistance à la traction du béton projeté est un des paramètres essentiels qui déterminent les performances de ce type de soutènement. L'amélioration du comportement à la traction est couramment obtenue par une armature en treillis soudés. Mais la présence de l'armature pose des problèmes à la mise en œuvre du béton. Le béton projeté a tendance à s'accrocher sur tous les objets rencontrés. Il en résulte que le treillis soudé tient lieu d'écran gênant la pénétration du béton, ce qui peut avoir pour conséquence de créer des défauts de remplissage. C'est pour l'éviter que la maille des treillis généralement utilisée est supérieure ou égale à 15cm.

Les treillis soudés présentent d'autres inconvénients sur le chantier pour l'entrepreneur :

- Relativement long à mettre en place, ce qui diminue la vitesse de creusement.
- Sa rigidité l'empêche de coller parfaitement à la paroi.

Pour éviter ces difficultés, des utilisateurs proposent le béton projeté armé de fibre, il s'agit généralement de fibre métallique (de 2 à 6cm de longueur) mélangées à des agrégats avant projection (0.5% à 1.5% en volume).

Les essais réalisés montrent que cette technique est intéressante et prometteuse. Cependant, le malaxage et la projection d'un béton armé de fibre nécessite une technique spécifique et délicate à mettre en œuvre, si l'on veut obtenir un soutènement satisfaisant sans que les fibres ne s'agglomèrent.

b- Les boulons :

Les boulons agissent à la fois par confinement et comme armature pour le terrain encaissant. On peut les classer en deux grandes familles d'après leurs techniques d'encrage, les boulons à encrage ponctuel et les boulons à ancrage répartie.

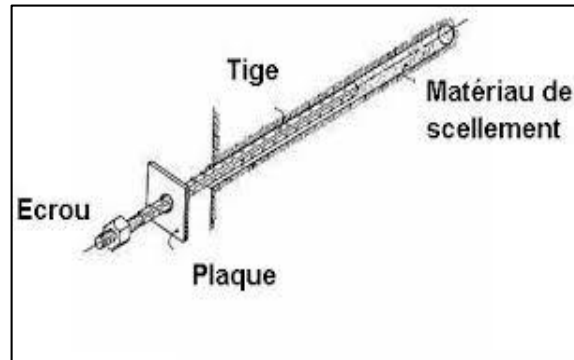


Figure 1-11: Le boulon

❖ Les boulons à ancrage ponctuel :

Comportent une tige qui est tendue entre l'ancrage en fond de trou et la tête bloquée en parement. La mise en tension du boulon (précontrainte) est obtenue par serrage de l'écrou de tête.

➤ **Avantage :**

- Mise en œuvre rapide.
- Efficacité immédiate.
- Mode de dimensionnement relativement aisé.

➤ **Inconvénients :**

- Ne se maintient dans le temps que si l'ancrage ne glisse pas dans le trou alors il n'est pas utilisable dans les roches de faible résistance ou de façon permanente. On peut prévoir une injection ultérieure du trou pour enrober la tige afin de réduire ses risques de corrosion et limité par la même occasion les risques de glissement de l'ancrage.

➤ **Domaines d'emplois privilégiés :**

- Appliquer une pression de confinement de valeur déterminée en parement des tunnels sous forte couverture pour éviter ou limiter les caillages.
- Assurer la stabilité des parements dans les massifs rocheux avec une direction de discontinuité privilégiée.
- Maintenir un bloc de roche compacte susceptible de glisser ou de tomber découpé par une fracture principale.
- Assurer la sécurité du personnel contre les chutes de pierres.

❖ Les boulons à ancrage réparti :

Comportent une barre nervurée scellée sur toute sa longueur dans le forage. Suivant la nature et le mode de mise en œuvre du produit de scellement, on distingue plusieurs types de boulons :

- Boulons avec scellement de résine : ils ne sont pas recommandés en présence d'eau en raison des aléas de polymérisation de la résine.

- Boulons avec remplissage préalable au mortier : cette méthode est recommandée dans les terrains fissurés ou hétérogènes où les trous de foration sont mal calibrés.
- Boulons au mortier suivant la technique « perfo » : ce procédé consiste à introduire dans le forage de diamètre approprié un tube cylindrique de deux demi-coquilles perforées, préalablement remplies de mortier. Le boulon est ensuite enfoncé dans le tube « perfo ». La tige fait piston en chasse le mortier par les trous, ce qui assure le remplissage de l'espace annulaire entre les demi-coquilles et les parois du forage.

❖ Les soutènements agissant par consolidation

Etant donnée la densité des buildings et autres constructions en surface, il est parfois nécessaire et impératif de consolider le sol concerné et modifier ces caractéristiques géotechniques et hydrologiques pour la réalisation d'un tunnel. Les consolidations ne sont parfois que temporaires, et ne sont donc réalisées que pendant la durée des travaux. Dans ce cas, on utilise surtout la congélation du sol. Cependant, certains endroits nécessitent un renforcement définitif, on préférera alors les injections.

a- Injections :

Un traitement par injections consiste à faire pénétrer dans le terrain un coulis liquide qui se solidifie dans le temps. On peut ainsi soit simplement réduire la perméabilité du sol ou de la roche fissurée (injection d'étanchement), soit chercher également à améliorer sa résistance mécanique (injection de consolidation).

b- Congélation :

Congeler un sol, c'est transformer en glace l'eau contenue dans ce sol. Cette technique ne s'applique donc que dans les terrains aquifères. Elle permet de former autour de la future excavation une paroi gelée dure et imperméable.

1.5.2 Soutènement des tunnels réalisé à ciel ouvert

Le blindage est indispensable quand le tunnel est construit dans un terrain peu cohérent ou en présence d'eau. Il procure en surface une réduction d'emprise sensible. Les parois latérales du puits doivent être conçues de manière à jouer le rôle de mur de soutènement et plonger profondément dans le sol.

La longueur de la fiche est fonction du sol (portance, caractéristiques de frottement, nécessité de descendre dans la couche imperméable en vue d'assécher la fouille, s'opposer aux affouillements).

A- Fouilles blindées

Dans l'alignement des parois latérales du tunnel, des fouilles blindées, d'une largeur égale à l'épaisseur des murs, sont creusées par tronçons de 5 à 6m, tout en maintenant entre deux fouilles un massif de terre de même importance pour réduire la décompression du terrain.

Lorsque la profondeur est atteinte (possibilité d'atteindre jusqu'à 20m), on élargit la base de la fouille en forme de patte d'éléphant et par tronçons alternés de 1m de longueur. Le bétonnage s'opère par hauteur de 4m avec une durée d'interruption correspondant au début de prise. Le blindage du côté extérieur est enlevé au fur et à mesure tandis que le blindage intérieur est récupéré

lors de l'enlèvement du stross. Après achèvement, les tronçons constituant les murs latéraux sont solidarisés par une poutre longitudinale en tête.

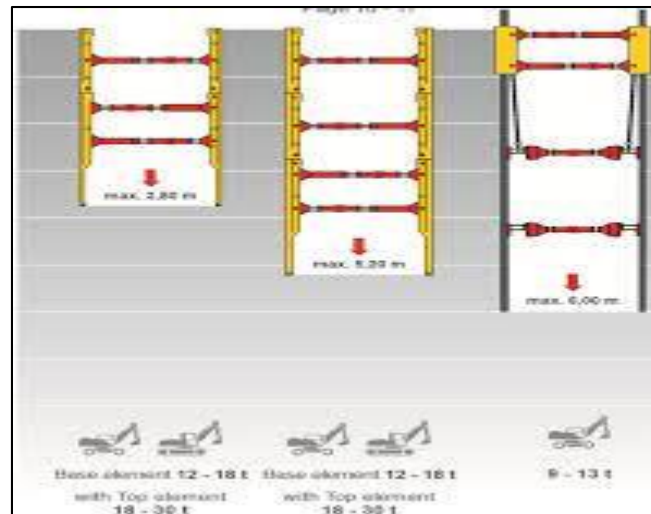


Figure 1-12: La méthode des fouilles blindées

B- Parois moulées dans le sol

La construction consiste à réaliser une fouille aux dimensions du mur au moyen d'une machine d'excavation spéciale. Pour empêcher la fermeture de cette tranchée sous l'effet du terrain contigu et ralentir la décompression du sol, on le remplit au fur et à mesure de son creusement par une boue dénommée bentonite. Au niveau des parois, la bentonite se gélifie sous la forme d'un cake imperméable de quelques millimètres d'épaisseur, qui empêche l'eau de s'infiltrer dans le terrain et l'eau de la nappe phréatique et pénétrer dans la tranchée.

La liaison entre panneaux successifs est obtenue par creusement de rainures dans l'élément fraîchement bétonné par joint tubé, grâce auxquels on donne au bord du panneau exécuté une empreinte semi-circulaire, au creux de laquelle viennent s'aligner les excavations du panneau suivant.

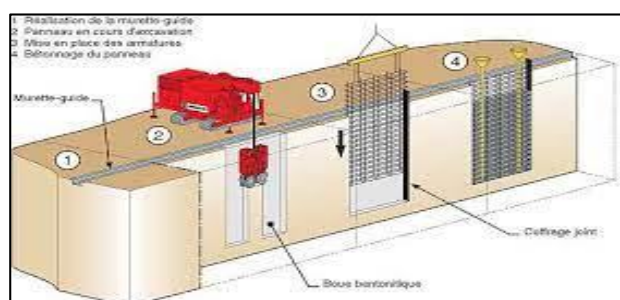


Figure 1-13: La méthode des parois moulées dans le sol

C- Palplanches métalliques

La construction de l'ouvrage a lieu entre deux rideaux de palplanches battues au moyen d'un marteau pilon. On creuse ensuite une tranchée longeant les palplanches du coté intérieur de manière à souder des consoles métalliques, sur lesquelles viendront prendre appui des poutres définitives de

la dalle sous voirie. Les poutres définitives posées sur les consoles sont calées contre les palplanches et servent provisoirement, pendant l'exécution de la fouille, comme étançons. Il est donc possible d'exécuter les terrassements entre palplanches et de descendre jusqu'au niveau du radier sous la protection d'une ou de plusieurs nappes d'éтанçons intermédiaires suivant la profondeur à atteindre. Le bétonnage se fait ensuite du bas vers le haut, les éтанçons étant successivement remplacés par les hourdis des différents niveaux de l'ouvrage.

D- Parois de pieux et parois composites

a- Description et constitution :

Une paroi de pieux est constituée d'une succession de pieux forés, tangents ou sécants. Il s'agit généralement de pieux forés en béton armé, d'un diamètre de 0.6 à 1.20m au plus, réalisés à l'abri d'un tube provisoire (remonté au fur et à mesure du bétonnage). Le soutènement est réalisé par excavation des terres devant les parois dès lors que les pieux ont atteint une résistance suffisante.

La paroi de pieux est le plus souvent ancrée par un ou plusieurs lits de tirants d'ancrage précontraints.

Une paroi composite est constituée de pieux isolés, disposés verticalement avec un entre-axe généralement compris entre 2.5 et 4 mètres, et de voiles, en principe en béton armé (coulé en place ou projeté), réalisés entre les pieux au fur et à mesure de l'excavation des terres devant ces derniers. Il peut s'agir de pieux métalliques, du type pieux H ou d'un assemblage par soudage de deux poutrelles en I par exemple (cas de paroi berlinoise), de pieux préfabriqués en béton armé (cas de paroi parisienne) ou encore de pieux de type forés (ou même barrettes).

Les pieux préfabriqués, qu'ils soient métalliques ou en béton armé, sont généralement mis en place dans un forage préalablement réalisé, à l'intérieur duquel ils sont scellés à l'aide d'un béton d'un mortier ou d'un coulis (au moins dans la partie en fiche de la paroi). Les voiles sont généralement réalisés par plots de 2 à 5 mètres de hauteur, en béton coffré ou projeté, et liaisonnés aux pieux.

Une paroi composite comporte le plus souvent un ou plusieurs niveaux d'appui. Lorsqu'il s'agit de tirants d'ancrage précontraints, comme cela est généralement le cas, ils peuvent s'appuyer sur des poutres horizontales métalliques (généralement lorsque ces tirants sont provisoires) ou en béton armé. Ils peuvent être disposés également au droit des pieux, et même noyés dans le béton de ces derniers à l'intérieur de réservations spécialement prévues à cet effet, lorsqu'ils sont définitifs.

b- Domaine d'emploi :

A l'instar des parois moulées dans le sol, les parois de pieux et les parois composites sont des ouvrages réalisés en déblai, en site terrestre et, le plus souvent aussi, en site urbanisé ou à proximité de voies de circulation routières ou ferroviaires ; là où les contraintes particulières d'environnement imposent généralement de limiter l'emprise des fouilles. Ces parois sont réalisables dans pratiquement tous les terrains, y compris les sols raides, compacts, ou comprenant des blocs ou des horizons rocheux. Toutefois, l'exécution des parois composites dans des sols sableux peut s'avérer délicate en raison des risques d'éboulement durant les phases de terrassement.

La réalisation de parois de pieux est possible dans des terrains aquifères, mais celles-ci ne sont toutefois presque jamais utilisées dans de telles situations dans la mesure où leur étanchéité « en service » reste incertaine, même si les pieux sont sécants. Les parois composites quant à elles, qui présentent le plus souvent un problème similaire d'étanchéité une fois l'ouvrage terminé, ne sont généralement même pas réalisables sous une nappe, sauf à rabattre celle-ci efficacement.

La hauteur libre des ouvrages constitués de paroi de pieux dépasse rarement 8 à 10 m (avec un ou plusieurs niveaux d'ancrage). Bien qu'il soit possible techniquement d'atteindre des hauteurs bien plus importantes, notamment si le problème de déviation des forages est bien maîtriser.

En revanche, les parois composites, la hauteur qu'il est possible d'atteindre dépend du type de paroi concerné ; ainsi pour les parois de type parisien, la hauteur dépasse assez rarement une douzaine de mètres au plus, en raison des problèmes de préfabrication et de manutention des pieux préfabriqués en béton armé. Elle peut par contre atteindre une vingtaine de mètres, voire un peu plus, pour la paroi berlinoise. Ce type de parois peut entrer dans la constitution d'ouvrages tels que des soutènements isolés, des piédroits de tranchées couvertes (généralement encastrés sur la dalle de couverture, qui assure un bétonnage efficace), ou encore des blindages de fouilles.

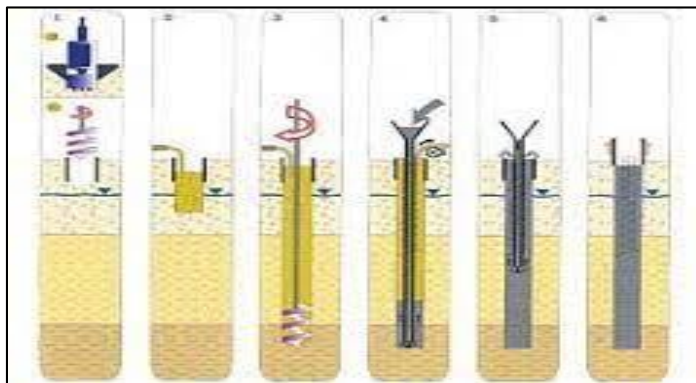


Figure 1-14: Méthode réalisation de pieux foré-phase de réalisation

E- Jet-Grouting

Le procédé du jet-grouting s'applique aux terrains difficilement injectables par les procédés classiques. Il correspond à un traitement de sol dans la masse par mise en œuvre sous haute pression d'un jet de coulis à base de ciment réalisant sur place un mélange sol-ciment. Le terrain est déstructuré par la pression du jet et devient un mélange sol-coulis aux caractéristiques mécaniques et dimensionnelles recherchées.

Le jet-grouting fait appel, séparément ou en combinaison, à trois phénomènes physiques :

- Déstructuration du terrain par un jet à très grande vitesse.
- Extraction d'une partie du terrain jusqu'à la surface par les fluides de jetting.
- Incorporation d'un liant apporté par le coulis.



Figure 1-15: La consolidation par Jet Grouting

Il existe trois méthodes de jet grouting :

- **Jet simple** : le fluide de jet est le coulis lui-même, qui assure les trois fonctions de déstructuration, extraction et incorporation.
- **Jet double** : si on protège le jet de coulis à très grande vitesse par un jet d'air annulaire, le rayon d'action du jet en face du même terrain se trouve considérablement augmenté par le cône d'air enveloppant.
- **Jet triple** : dans le jet triple, les fonctions déstructuration et extraction du terrain sont obtenues par un jet double d'eau et d'air séparément de la fonction d'incorporation du liant assurée par un jet de coulis envoyés simultanément à base pression par une buse inférieure.

F- Tirant d'encrage

C'est un dispositif capable de transmettre les forces de traction qui lui sont appliquées à une couche de terrain résistante. Les tirants d'ancrage ne peuvent être conçus correctement que sur la base d'une connaissance approfondie du projet de construction, des exigences concernant la structure des tirants et des propriétés géotechniques des terrains.

Pour une mise en œuvre économique et techniquement efficace des tirants, des essais sur tirants et une vérification des paramètres de calcul sont indispensables dans la procédure d'exécution.

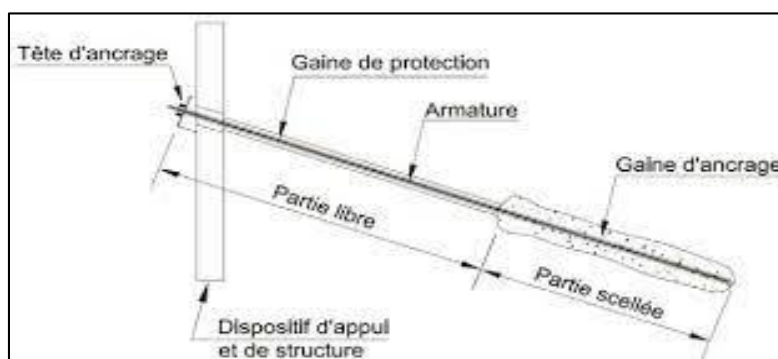


Figure 1-16: Tirant dont l'armature est scellé directement dans le sol

Pour la conception et l'exécution des tirants d'ancrage il faut suivre les étapes suivantes :

- Disposer des données de la reconnaissance géotechnique nécessaire pour la réalisation des tirants.
- Effectuer les essais nécessaires, qui conduisent à la décision d'utiliser des tirants.
- Conception générale de la structure ancrée, calcul des forces d'ancrage nécessaires, et définition des coefficients de sécurité à utiliser.
- Définition de la durée d'utilisation des tirants (permanent/ provisoire) et des prescriptions pour la protection contre la corrosion.
- Spécification de l'espacement et de l'orientation des tirants, des tractions d'ancrage et des exigences relatives à la stabilité d'ensemble.
- Spécification de la distance minimale à respecter entre l'ouvrage et le milieu de la partie scellée du tirant, garantissant la stabilité de l'ouvrage.
- Spécification des dispositifs transférant les forces de tractions de l'ancrage à l'ouvrage.
- Spécification de chaque phase de mise en tension des tirants, imposée par la structure et fixation des niveaux de traction appropriés.
- Spécification des systèmes de contrôle du comportement des tirants et d'interprétation des résultats.
- Surveillance des travaux.
- Spécification concernant la maintenance des tirants.
- Indications à toutes les parties impliquées des points importants du projet, auxquels il convient de porter une attention particulière.

1.6 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les ouvrages souterrains ainsi que les méthodes et technique de creusement et de soutènement.

Notre tunnel a été excavé par la méthode traditionnelle ou la nouvelle méthode autrichienne, cette méthode repose sur trois principes clés : l'excavation par section, le soutènement provisoire (béton projeté et cintre métallique HEB) et le soutènement final (voussoir). L'excavation par section permet de réduire les contraintes sur les parois du tunnel et de minimiser les risques d'effondrement. Le soutènement initial, généralement réalisé avec des tirants d'ancrage et des bétons projetés, assure une stabilité temporaire aux parois. Ensuite, le soutènement final, comprenant des voûtes en béton armé, des voussoirs préfabriqués ou des revêtements en béton projeté, est mis en place pour assurer la stabilité à long terme du tunnel.

Chapitre 2

L'effet du creusement d'un tunnel sur les constructions avoisinantes

2.1 Introduction

La construction des tunnels peu profonds connaît un fort développement en site urbain, en raison du manque d'espace et de l'augmentation des flux (humains, véhicules, fluides, etc...). Afin de ne pas affecter la stabilisation et le fonctionnement des structures existantes en surface comme en profondeur, il importe que les déplacements et les déformations induits par le creusement soient bien maîtrisés.

Les tunnels réalisés en zones urbains sont généralement des tunnels peu profonds pour des raisons à la fois techniques et économiques. La construction de ces tunnels ne peut pas être effectuée sans avoir un impact sur le sol environnant et en conséquence sur les structures avoisinantes. Ainsi, l'utilisation des nouvelles techniques de creusement comme les tunneliers à front pressurisé, permet de maîtriser les déformations du terrain et de garantir la stabilité dans des contextes géologiques variables. Cependant ces services ne peuvent exister sans une connaissance adéquate du sol dans lequel ils existent.

Il est donc impératif que des études soient faites afin de comprendre autant que possible les complexités de cette interaction sol-tunnel-structures avoisinantes.

2.2 Généralités sur le phénomène de l'interaction tunnel-ouvrages avoisinantes

Le creusement d'un tunnel en sol meuble cause incontestablement des mouvements dans le massif encaissant dans les deux directions verticale et latérale, ainsi pouvant avoir un impact sur les structures existantes. Dans ce type de situation, les ingénieurs sont confrontés à un problème délicat, celui d'assurer la stabilité du terrain, et des ouvrages avoisinants. Ces problèmes résultent de deux origines, à savoir la nature hétérogène et meuble des terrains rencontrés en site urbain, et la faible profondeur de ces tunnels qui implique une forte interaction entre le creusement et ces ouvrages existants.

Les effets peuvent être bien plus prononcés dans le cas des structures construites sur des fondations profondes, où le creusement d'un tunnel pourrait potentiellement être effectué très proche de ce type de fondations.

Aussi, il paraît nécessaire pour la détermination de ces déformations induites de disposer d'un outil de calcul fiable et d'une méthodologie correcte qui permettent de prendre en compte la complexité du problème résultant à la fois du fort non linéarité (comportement du sol et conditions d'interface) et de l'évolution de la géométrie.

Cette interaction entre les structures existantes et les ouvrages souterrains est un phénomène complexe où le comportement du massif environnant représente un des aspects majeur du problème. Elle dépend de l'ensemble des rigidités du sol, de la fondation et des structures. On distingue quatre modes d'interaction :

- 1- Effets des mouvements du sol sur le comportement des structures.
- 2- Action des structures sur le sol environnant.
- 3- Interaction entre structures voisines par l'intermédiaire du sol (tunnels peu profonds, intersection de galeries, pieux, etc.).

4- Effet du renforcement des sols (pieux, géo synthétiques, ancrage....).

Les phénomènes d'interaction se manifestent dans la thématique des ouvrages souterrains de plusieurs manières et sur différents aspects, nous pouvons citer:

- 1- L'interaction entre les tunnels et les structures en surfaces (bâtiment, pont, barrage ...etc.).
- 2- Les tunnels et les structures enterrées (fondations qu'elles soient profondes ou superficielles, tunnels, réseaux de communication etc.).

2.2.1 Interaction creusement-structure

Tous les ouvrages de génie civil sont en contact avec des sols ou des roches : cette interaction peut être localisée, dans les fondations de bâtiment ou d'ouvrage d'art, plus complexe dans les soutènements, ou totale dans le cas des tunnels.

L'interaction sol-structure est une discipline de la mécanique appliquée s'intéressant au développement et à l'investigation des méthodes théoriques et pratiques pour l'analyse des structures soumises à des charges dynamiques en tenant compte du comportement du sol. (Tamahoult& Branci, 2010) [1].

L'espace souterrain des villes contient des bâtiments, des réseaux d'installations, des fondations profondes et des tunnels. Il est possible que de nouveaux tunnels soient construits à la proximité des fondations existantes.

Et comme cette interaction est complexe, les hypothèses de conception de nouvelles fondations à proximité de tunnels existants sont souvent conservatrices. Une meilleure compréhension de ce problème est essentielle pour le développement de modèles plus économiques à l'avenir.

Cette interaction doit être évaluée correctement de sorte qu'il soit possible d'assurer la sécurité du tunnel ainsi que celle des structures avoisinantes en passant par leurs fondations.

2.2.2 Interaction creusement-fondation profond

L'interaction du sol avec la structure est un phénomène important à considérer pour une bonne évaluation de la vulnérabilité des ouvrages. Alors que les tunnels sont utilisés dans de nombreuses zones urbaines, l'évolution de la ville en général exigent des fondations profondes pour la construction d'immeubles de grande hauteur. Cela conduit à une interaction évidente entre les tunnels et ce type de fondation.

La plupart des études de cas ont montré des dégâts limités sur les structures supportées par des fondations profondes. Cependant, ces constructions portent une grande incertitude qui fait que le mécanisme de l'interaction tunnel- fondations profondes ne soit pas complètement compris. (Dias & Bezuijen, 2014) [2].

En outre, les contraintes autour des piles sont généralement plus importantes que celles des fondations superficielles.

Les mouvements du sol induits par le creusement ont été étudiés par de nombreux chercheurs à l'aide de modèles expérimentaux sur des centrifugeuses. La majorité de ces études ont adopté une série de modèles en déformations planes dans des couches d'argile et de sable.

2.2.3 Interaction : Tunnel-structure en surface (Bâti)

Les constructions souterraines dans les zones urbaines à forte densité comme les tunnels de métro, les tunnels routiers et ferroviaires sont réalisées dans presque toutes les grandes villes comme le métro d'Alger, C'est un exemple d'interaction avec les structures qui existent en surface, demandant ainsi des études et des analyses irréprochables pour la bonne maîtrise des déformations des massifs environnants dans le but de prévenir n'importe quel dommage pouvant nuire aux constructions avoisinantes.

Le retour d'expérience de cas précédent a ouvert la voie à la mise en place de diverses relations empiriques entre le mouvement du sol causé par le creusement et les dommages de structure associée.

En réalité, une analyse rigoureuse du problème tunnel-structure est une tâche difficile, en raison de plusieurs facteurs tels que :

- 1- La forte interaction entre les tunnels et la structure adjacente,
- 2- La nature 3D de ce problème.
- 3- Le comportement géométrique non linéaire impliqué qui conduit à utiliser une méthode numérique d'appréciation (Mroueh et Shahrour, 2003) [3].

Différentes approches ont été utilisées pour représenter l'interaction tunnel- bâtiment avec des niveaux de détails variables dans les méthodes numériques, deux étapes consécutives sont exécutées :

- 1- La première étape porte sur la détermination du mouvement du sol induit par l'effet du creusement à l'aide de formule empirique (Peck, 1969) [4], analytique (Sagasta, 1987) [5], ou des méthodes numériques qui a été largement étudiée par de nombreux chercheurs (par exemple Gonzáler et Sagaseta (2001) [6] , et ITA / Rapport AFTES (2007) études) [7].
- 2- Et dans la seconde étape l'analyse structurelle du bâtiment soumis au tassement du sol calculée dans la première étape, est effectuée, (Maleki et al, 2011) [8].

Selon les travaux de (Mroueh et Shahrour 2003) [3], l'approche numérique simplifiée peut être considéré comme très conservatrice. Dans la modélisation 3D, les détails de la construction peuvent être modélisés.

L'avantage de ce modèle 3D est que le bâtiment peut être pris en compte dans toutes les configurations géométriques par rapport à l'axe du tunnel.

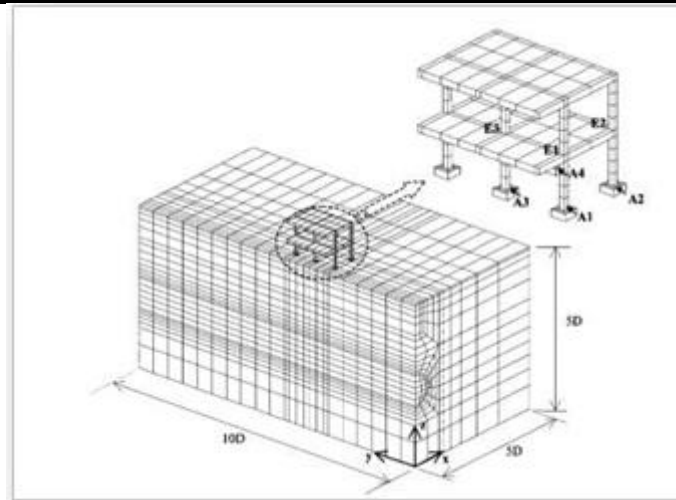


Figure 2-1: Modèle numérique 3D prise en compte de l'interaction excavation bâti (Mroeh et sharhrour,2003) [3]

Dans l'analyse de déformation plane, le bâtiment est décrit par sa largeur et son hauteur et les détails peuvent être incorporés dans le modèle. Les résultats obtenus partir des analyses 2D montrent que les cuvettes les plus étroites de tassement ont été prédites lorsque la non-linéarité des sols aux petites déformations ont été modélisée (Chow, 1994) [9].

L'étude de Maleki et al, 2011 [8] est définie dans le cadre de l'interaction tunnel- structure adjacente. Elle met l'accent sur l'influence du bâtiment sur les mouvements du sol induits par l'excavation d'un tunnel. Un ensemble d'analyses EF a été réalisé pour étudier les effets de l'interaction entre le tunnel et la structure avoisinante.

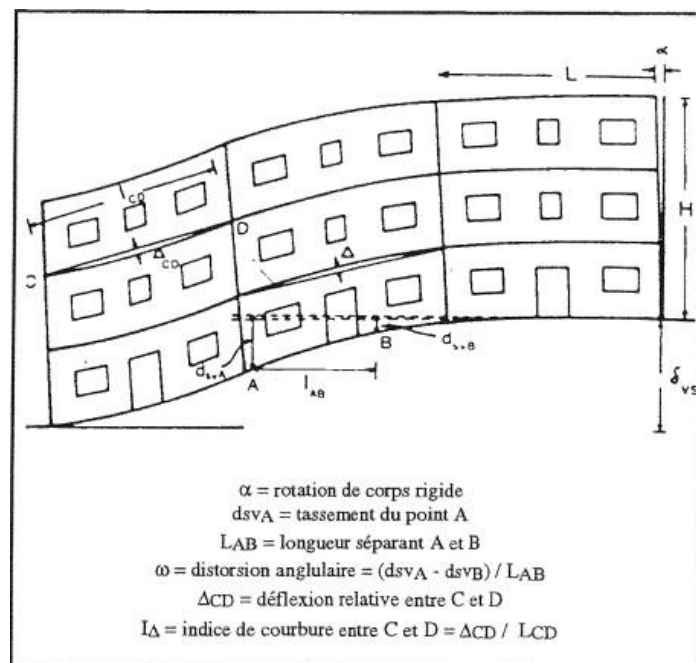


Figure 2-2: Définition des paramètres caractéristique des mouvements subits par la structure (Bernat 1996) [10]

2.3 Description générale des mouvements des sols

L'excavation d'un tunnel modifie localement l'état des contraintes dans le sol, qui s'accompagne inévitablement de mouvements de terrain autour de l'excavation lorsque la hauteur de recouvrement au-dessous de l'excavation est peu importe les mouvements se répercutent jusqu'à la surface et se traduisent par des tassements. Ce problème a suscité une attention particulière au cours des dernières décennies avec le fort développement des travaux en milieu urbain où l'on construit de plus en plus des tunnels dans un contexte géotechnique et un environnement bâti sensible.

Toute excavation modifie l'état des contraintes dans le massif autour de la zone excavée et si cette dernière est proche de la surface un tassement en surface peut avoir lieu. La conséquence directe des mouvements et des perturbations associées au creusement est un double mécanisme d'interaction sol-structure, l'interaction entre tunnel et le massif d'une part, et l'interaction entre le massif et le bâti environnant d'autre part. La transmission des déplacements vers la surface s'effectue avec une amplitude et un décalage dans le temps qui dépend des critères géotechniques, géologiques et géométriques du projet.

L'origine des tassements est complexe comme le précise la recommandation du groupe de travail N°16 de l'AFTES (1995) [11]. En effet la relation entre les tassements générés en surface et la profondeur de l'ouvrage n'est pas simple à déterminer.

Les mouvements de surface et la profondeur sont liés à un des phénomènes qui se produisent dans le court terme.

- Perte de sol au front de taille.
- Déplacement de sol vers le vide laissé, soit par le bouclier lors de sa progression ou la distance de pose du soutènement en arrière de front de taille.
- Déplacement de sol vers les vides latéraux créés par le bouclier.
- Déformation du soutènement du tunnel qui vient d'être exécuté suite à sa mise en charge.

2.4 Déplacement du terrain lié au creusement

Le creusement d'un tunnel perturbe le champ initial des contraintes dans le terrain ainsi que les conditions hydrogéologiques. Cette modification des contraintes s'accompagne, en général, d'un déplacement instantané du front vers l'excavation ainsi que d'une convergence des parois du tunnel.

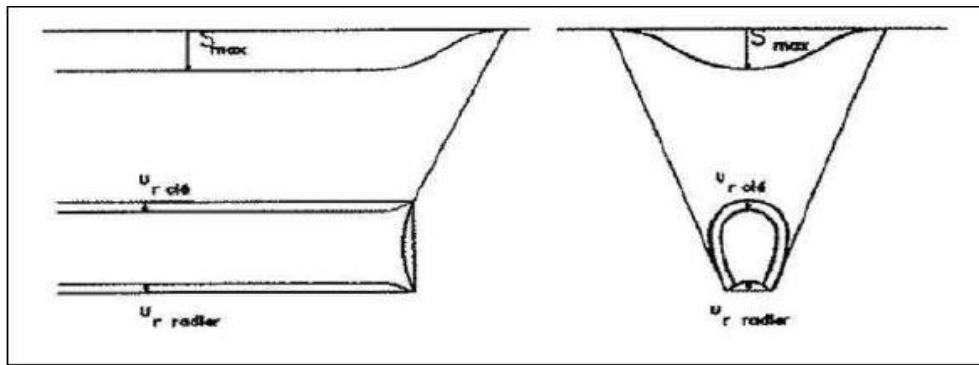


Figure 2-3 : Déplacement des contours de l'excavation

L'amplitude, l'orientation et la localisation des déplacements des points des massifs autour du tunnel dépend des caractéristiques mécaniques des terrains, des contraintes géostatiques, des surcharges en surface, des conditions hydrauliques, et des méthodes d'excavation et de soutènement. Lorsqu'il y'a dépassement local des capacités mécaniques du massif, les déplacements devient très importants et sont souvent le signe de l'apparition des zones de rupture. Cette situation est prédictible, tant pour le soutènement, que pour la limitation des déplacements.

2.5 Le tassement en surface

La prédiction des tassements en surface étant un élément clé lors de l'exécution des travaux souterrains en site urbain. Les recommandations de l'AFTES (1995) [11], relatives aux tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain tentent de fournir un éclairage global.

L'allure des tassements se présente généralement sous la forme d'une cuvette tridimensionnelle qui suit une loi normale de Gauss. Elle est caractérisée par le tassement maximal à l'axe du tunnel (S_{max}) et la distance du point d'inflexion de la courbe (i) au plan médian de l'ouvrage.

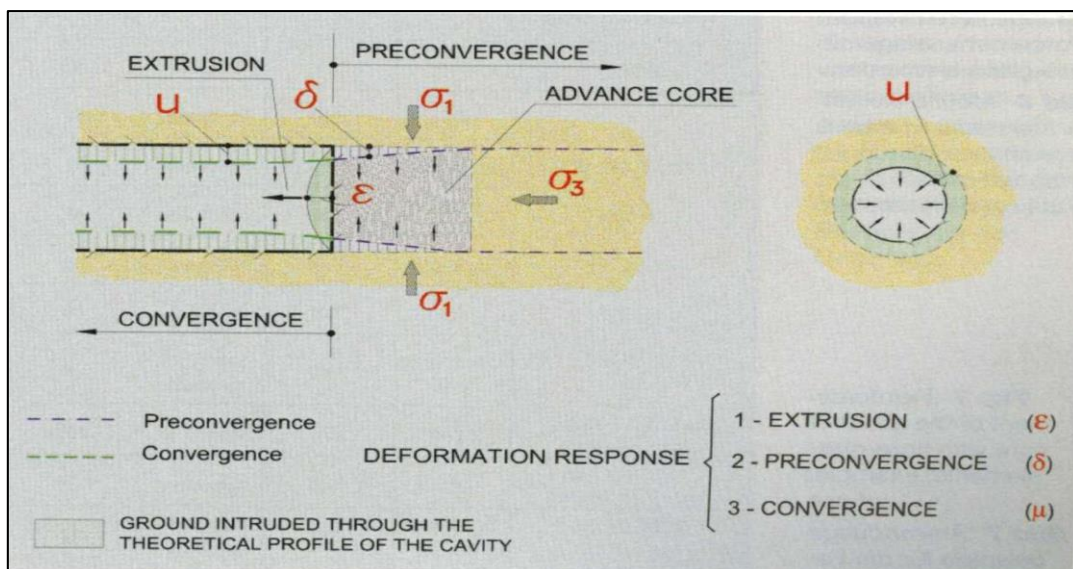


Figure 2-4: Les trois composantes de la déformation dans le massif provoquée par le creusement d'un tunnel (Luanardi et Bindi 2004) [12]

Les tassements en surface sont symétriques par rapport à l'axe du tunnel, l'étendue de la cuvette dépend principalement de la nature de sol, du diamètre du tunnel et de sa proximité de la surface. La cuvette des tassements de surface peut s'étendre latéralement jusqu'à 1,5 fois la couverture du terrain dans le cas des argiles, tandis que dans le cas des sables, l'étendu des tassements est moins importante.

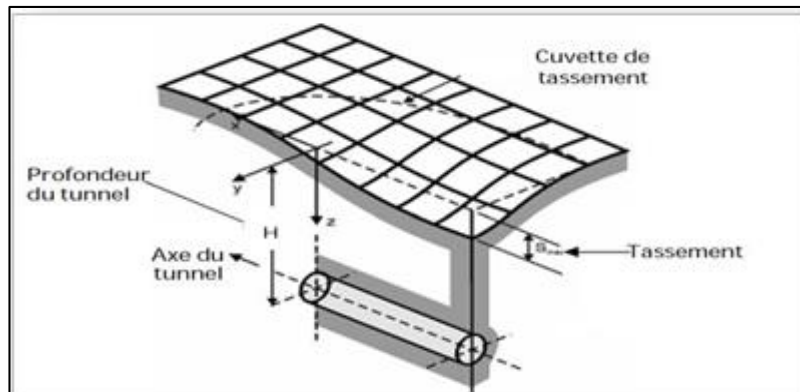


Figure 2-5 : Forme de tassement en surface (Vermeer 2007) [13]

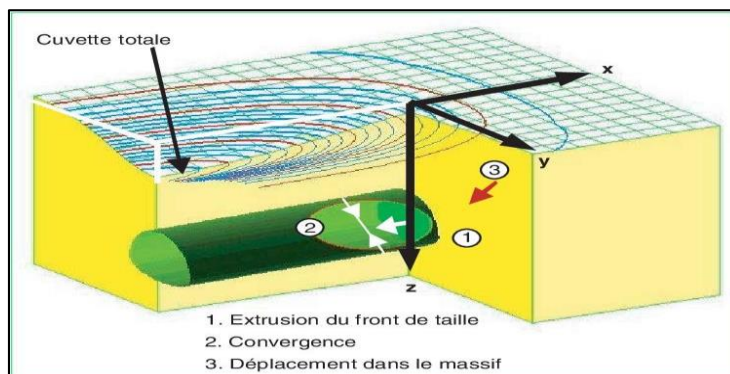


Figure 2-6: Schéma de mécanisme de tassement

Augarde (1997) [14], a étudié les tassements en surface dus à la construction du métro de Caracas en utilisant la méthode de Sagaseta (1987) [5], et le modèle de Peck et a abouti à une cuvette plus large que prévue. D'après ses résultats, le modèle de Peck est plus proche de la réalité (figure suivante).

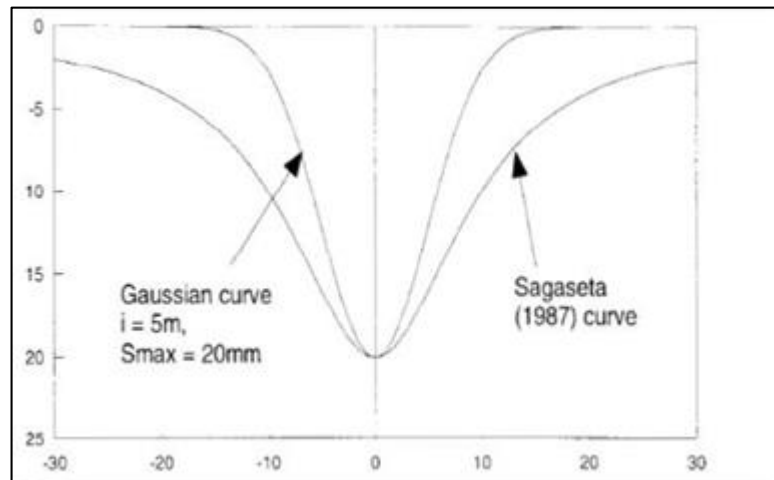


Figure 2-7 : Profils des cuvettes des tassements (Augarde 1997) [14]

Il existe plusieurs méthodes pour estimer les tassements à la surface du sol générés par le creusement d'un tunnel. Ces méthodes reposent souvent sur une approche comprenant les étapes suivantes :

- ✓ Évaluation des pertes de volume générées par le creusement du tunnel (pertes dues à l'extrusion de la face de travail, à la convergence des parois, au mauvais remplissage du vide annulaire derrière la jupe d'une tunnelière) ;
- ✓ Évaluation de la part de ces pertes qui ont un impact sur la surface (dans le cas d'une faible profondeur de tunnel, on suppose généralement une transmission intégrale du volume perdu en surface compte tenu du terrain incompressible) ;
- ✓ Choix de la forme du bol de compactage, détermination de sa largeur à partir des caractéristiques géométriques du tunnel (taille et profondeur) et de la nature du sol ;
- ✓ Calcul de la profondeur de ce bol pour retrouver en surface un volume égal à celui des pertes prises en compte.

Pour les travaux réalisés en fouille séquentielle, il existe quatre sources principales de tassement : liées à la tenue du front de taille ; liés à la nature de l'aide et aux conditions de sa mise en œuvre ; celles liées au phasage de réalisation du tronçon du tunnel et celles liées au revêtement final. Pour les travaux effectués au tunnelier, les sources de tassement sont : tassement devant et à droite du front ; règlement le long du bouclier ; tassement sous la queue du bouclier et tassement dû à l'ovalisation du revêtement de l'ouvrage.

2.6 Méthodes de prédiction des affaissements

Il existe plusieurs méthodes permettant d'estimer et calculer les tassements en surface du sol engendrés par le creusement d'un tunnel :

2.6.1 Méthodes empirique

Des méthodes empiriques visant à estimer les paramètres intervenants dans la prédiction des tassements à partir d'un nombre de données relativement limité tels que la profondeur du tunnel, son diamètre, la nature du massif et la perte de sol.

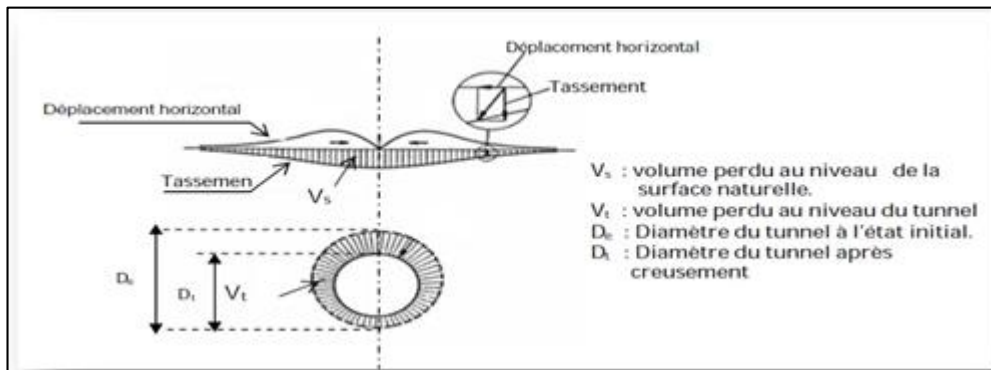


Figure 2-8 : Mouvement de sol et perte de volume (Dolzheno 2002) [15]

❖ Loi d'affaissement

Depuis que Peck (1969) [4] fit public ses travaux dans le Congrès de la Société Internationale de Mécanique des Sols, la méthode la plus utilisée pour évaluer le profil des affaissements superficiels, et leur grandeur, se base sur l'hypothèse que la forme de ladite loi d'affaissements est semblable à une cloche de Gauss inversé, ou une fonction de probabilité normale, dans le cas d'un tunnel circulaire.

L'expression du profil des affaissements, en fonction de la distance "x" à l'axe du tunnel, acquière la suivante forme:

$$\delta(x) = \delta_{max} e^{\frac{-x^2}{2i^2}} \quad (1)$$

- $\delta(x)$ = Affaissement vertical.
- δ_{max} = Affaissement maximal.
- x = Distance du point où est évalué l'affaissement à l'axe du tunnel.
- i = Distance du point d'inflexion de la cuvette des affaissements à l'axe du tunnel.

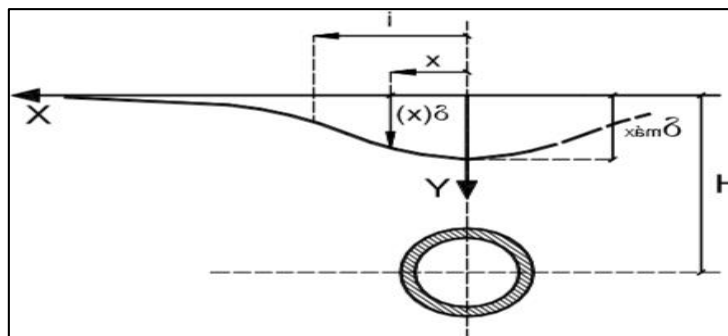


Figure 2-9: Loi des affaissements (Peck 1969) [4]

Cette fonction est très similaire à celle des affaissements mesurés en réalité, pour la plupart des sols indépendamment du système d'excavation utilisé. En outre, elle est définie par deux paramètres, ce qui simplifie le problème. Cependant, dans les sols sableux, des écarts peuvent se produire entre les affaissements prévus et ceux mesurés.

Pour déterminer l'étendue de la cuvette des affaissements il suffit de trouver la valeur de x pour laquelle $\delta(x)$ est pratiquement égal à zéro.

➤ **Affaissement maximale**

Ce tableau présent des formules pour estimer δ_{max} :

Tableau 2-1: Estimation de « δ_{max} » à partir des relations empiriques

Auteurs	Formule proposée	Remarques
Farmer [1977] Attewell [1977]	$S_{max} = \frac{D}{1000} \left(\frac{kD}{H}\right)^{\frac{1}{n}}$	k voisin de 10 et n de 0.67
Atkinson & al. [1977]	$S_{max} = S_{clé} \left(1 - k \frac{h}{D}\right)$	k=0.13 argile surconsolidée k=0.4 sable sous forte contrainte k=0.57 sable dense sous faible contrainte
Sagaseta [1980]	$S_{max} = \frac{\gamma D^2}{E} (0,85 - \nu)$	E module d'Young ν : coefficient de Poisson γ : poids volumique du sol
Oteo & al [1982]	$S_{max} = \frac{1}{1 + k \frac{h}{D}} S_{clé}$	confirmé par Chapeau [1991] : k=0.25 à 0.5 sol argileux k=0.7 à 0.8 sol maintenu sans rupture k=1 à 2 sols granulaires frottant
Poupelloz [1984]	$S_{max} = D \frac{R}{1000} \left(\frac{kD}{H}\right)^{\frac{1}{n}}$	k=9.35 n=0.41 argile raide plastique k=3.22n=0.078 argile plastique saturée k=2.325 n=0.0574 sol granuleux
CETU [1993]	$S_{max} = k \frac{D}{2H} S_{clé}$ ou $S_{max} = 1,5 \left(\frac{2H}{D}\right)^{0,6} S_{clé}$	k=3 si $0,1 < \frac{D}{2H} < 0,25$ k=2 si $0,33 < \frac{D}{2H} < 0,5$
Mair & al [1993]	$S_{max} = 0,313 \frac{V_l D^2}{0,5H}$ ou $S_{max} = \frac{V_s}{i\sqrt{2\pi}}$	ou $V_l = \frac{4Vs}{\pi D^2}$ la perte de volume en % de volume excavé du tunnel V_s le volume de la cuvette de tassement en surface par mètre linéaire de tunnel
AFTES [1999]	$S_{max} = k\lambda \frac{\lambda R^2}{E}$	k dépend de l'état de contraintes dans le sol et de sa nature (k≈2) λ taux de déconfinement

➤ **Estimation de « i »**

La relation définissant la cuvette de tassement ne fait intervenir que les deux paramètres S_{max} et i, lesquels suffisent en général à recalculer la courbe de Gauss sur des mesures expérimentales.

Tableau 2-2: Relations empiriques permettant l'estimation de i

Auteur	Type de sol	Expression propose
Attwel (1977) [16]	Argiles	I=0.5H
Atkinson & Potts (1977) [23]	Sable lâches sans surcharge	I=0.25(C+D) I=0.25(1.5C+D)
Clought & Shmidt (1981) [24]	Argiles	I=0.5H ^{0.8} × D ^{0.2}
Oteo & Sagaseta (1982) [25]	Facteur correctif de 0.7 à 1.3 selon la nature de terrain	I=0.525H-0.42R
Sagaseta (1987) [5]	Argiles	I=0.575H

Rankin (1987) [26]	En première approximation	$I=0.5H$
Chapeau (1991) [27]	Argiles sable	$I=0.45H- i=0.2H$
Mair & Taylor (1993) [28]	Sols argileux	$I=0.175+0.325H(1-h/H)$
O Reilly (1982) [29]	Sols granulaires sols argileux	$I=0.25H$ ou $i=0.28H-0.1$ $I=0.5H$ ou $i=0.43H+1.1$

➤ **Volume des affaissements**

Le volume des affaissements (V_s) peut être obtenu à partir de deux types de méthodes:

- A partir des mesures réelles.
- A partir des analyses théoriques.

Les méthodes dans le premier groupe fournissent une valeur pour la perte de terrain, VL [%], de sorte qu'on peut obtenir la valeur du volume d'affaissement, V_s , par l'expression:

$$V_s \left[\frac{m^3}{ml} \right] = \frac{VL[\%]}{100} \times A[m^2] \quad (2)$$

❖ **La relation entre δ_{max} et $\delta_{clé}$**

Le tassement $\delta_{clé}$ (le tassement en clé de voute de tunnel) est en général inférieur à δ_{max} (Le tassement en surface) en raison de l'amortissement des déplacements dans le massif entre la surface et la clé de tunnel. Le tableau suivant présente les équations empiriques permettant l'estimation de $\delta_{clé}$ et δ_{max} .

Tableau 2-3: Relation empirique de rapport $\delta_{vmax}/\delta_{clé}$

Auteurs	Expression proposée	Domaine d'application	Paramètres
Oteo & Sagaseta [1982]	$\frac{\delta_{vmax}}{\delta_{clé}} = \frac{1}{1+a\frac{C}{D}}$		
Chapeau [1993] (CETU)	$\frac{\delta_{vmax}}{\delta_{clé}} = \frac{1}{1+a\frac{C}{D}}$	terrains argileux peu frottants	a = 0,25 à 0,50
		terrains maintenus sans rupture apparente	a = 0,70 à 0,80
		terrains granulaires frottants	1 à 2
CETU [1993]	$\frac{\delta_{vmax}}{\delta_{clé}} = A\frac{R}{H}$	0,1 < R/H < 0,25	A = 3
		0,33 < R/H < 0,5	A = 2
Atkinson [1977]	$\frac{\delta_{vmax}}{\delta_{clé}} = 1 - a\frac{C}{D}$	sables denses (faibles niveaux de contraintes)	a = 0,57
		sables (forts niveaux de contraintes)	a = 0,40
		argiles surconsolidées	a = 0,13
Clough & Smith [1977]	$\frac{\delta_{vmax}}{\delta_{clé}} = \left(\frac{D}{H}\right)^{0,5}$		

2.6.2 Méthodes numériques

Les méthodes numériques présentent l'avantage de prendre en compte directement la réponse du terrain et du soutènement, ainsi que d'une grande partie des spécificités du projet (tant sur le plan géométrique que géotechnique). Ses utilisations ont pris une ampleur considérable au cours des dernières années, aussi bien pour des fins de recherche que pour des applications à des projets. Toutefois, des progrès restent nécessaires pour améliorer les moyens de représenter, dans le calcul, les particularités de comportement des terrains et les modes de chargements induits par des méthodes de réalisation particulières.

Les méthodes numériques permettent d'obtenir le champ des déplacements, contraintes et des déformations en tout point du massif autour de l'excavation ou le soutènement et de traiter une large gamme de problèmes qui sont difficiles voire impossibles à résoudre avec d'autres méthodes. L'avantage incontestable des méthodes numériques est d'aborder des problèmes théoriques analytiquement insolubles en les remplaçant par une solution numérique approchée.

Le principe commun de ces méthodes réside dans la discrétisation de l'espace du problème étudié et dans la résolution d'un certain nombre d'équations pour obtenir la solution. Ce sont des méthodes qui donnent souvent des résultats très précis (parfois difficilement interprétables) mais qui sont coûteuses d'un point de vue temps machine. En effet, il est courant d'obtenir des systèmes d'équations à plusieurs milliers d'inconnues pour des cas simples.

Ces méthodes sont ainsi généralement utilisées au niveau du projet après un certain nombre d'études plus grossières au moyen de méthodes empiriques et analytiques. Pour le cas des tunnels, ces méthodes permettent de tenir compte des facteurs suivants :

- Géométrie complexe (interaction de tunnels, tunnels non circulaires, ... etc).
- Forces de gravité.
- Prise en compte de l'eau interstitielle.
- Interaction sol/structure.
- Comportement non-linéaire du sol et du soutènement (lois élasto-plastiques, viscoplastiques, ou élasto-visco-plastiques).
- Anisotropie des terrains et de l'état de contraintes initial.
- Charges de surfaces etc....

2.6.3 Méthode analytique

Ces méthodes reposent souvent sur une démarche comportant les étapes suivantes :

- Ces méthodes reposent souvent sur une démarche comportant les étapes suivantes :
- Evaluation des pertes de volume générées par le creusement du tunnel V_e (pertes due à l'extrusion du front de taille, à la convergence des parois, à un mauvais remplissage du vide annulaire derrière la jupe d'un tunnelier).
- Evaluation de la part de ces pertes se répercutant en surface V_s .
- Choix de la forme de la cuvette de tassement et détermination de sa largeur à partir des caractéristiques géométriques du tunnel et de la nature du terrain.
- Calcul de la profondeur de cette cuvette pour retrouver en surface un volume égal à celui des pertes prises en compte (S_{max}).
- Dans le paragraphe suivant on donne un exemple de la détermination de la forme générale de la cuvette par la méthode du volume loss (pertes du volume).

➤ **Forme générale de la cuvette du tassement (méthode de volume loss) :**

La méthode de la perte de volume est une méthode semi-empirique fondée en partie sur des bases théoriques. La méthode introduit bien qu'indirectement, les paramètres de base de l'excavation dans l'analyse (ceux-ci incluent les paramètres mécaniques d'un milieu, les effets technologiques de l'excavation, le revêtement de l'excavation, etc.) à l'aide de deux paramètres complets « coefficient K pour la détermination du point d'inflexion et un pourcentage de perte de volume ». Ces paramètres définissent de manière unique la forme de la cuvette de tassement et sont déterminés empiriquement à partir d'années d'expériences.

Le profil de la cuvette de tassement en surface s'apparente à une forme gaussienne. Peck rapproche le volume de la cuvette V_s du volume théorique du tunnel V_t . Le « Volume loss » est le rapport :

$$VL = \frac{V_s}{V_t} \quad (3)$$

La largeur de la cuvette est caractérisée par le paramètre i , distance à l'axe du point d'inflexion de la gaussienne. La constante K caractérise le rapport entre i et la profondeur Z du tunnel. K est lié à la nature du terrain encaissant avec : $i = k \times z$

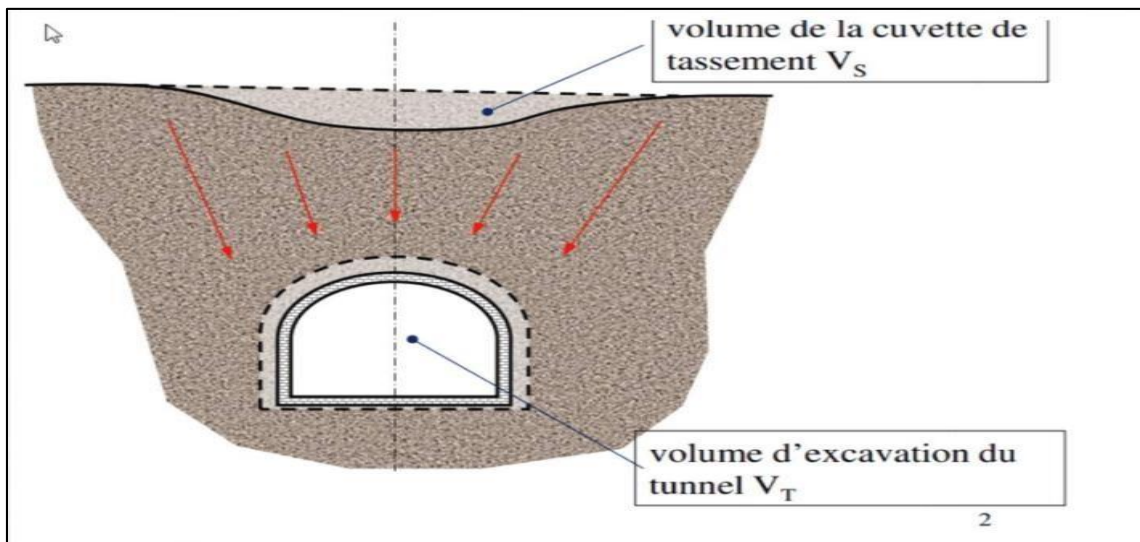


Figure 2-10: Schéma de la cuvette de tassement

L'ampleur de la perte de volume dépend de plusieurs paramètres tel que :

- Le type de sol.
- La présence d'eau.
- La méthode de la construction.
- Le rythme d'avancement du tunnel.
- Le diamètre et profondeur de la cavité.

❖ Méthode de convergence- confinement

Toujours dans le cadre des approches analytiques, une méthode souvent utilisée est celle dite convergence -confinement (Panet (1995) [30], conçue afin de simplifier le problème tridimensionnel du creusement d'un tunnel en un problème bidimensionnel de déformation plane de l'interaction terrain- soutènement. Elle est couramment introduite dans les calculs numériques 2D de projets d'excavation de tunnel, afin d'estimer les déformations du massif (convergence et tassement) et valider le soutènement.

Cette méthode consiste à simuler l'avancement du front par la diminution d'une pression fictive (p_i) appliquée aux parois de l'excavation.

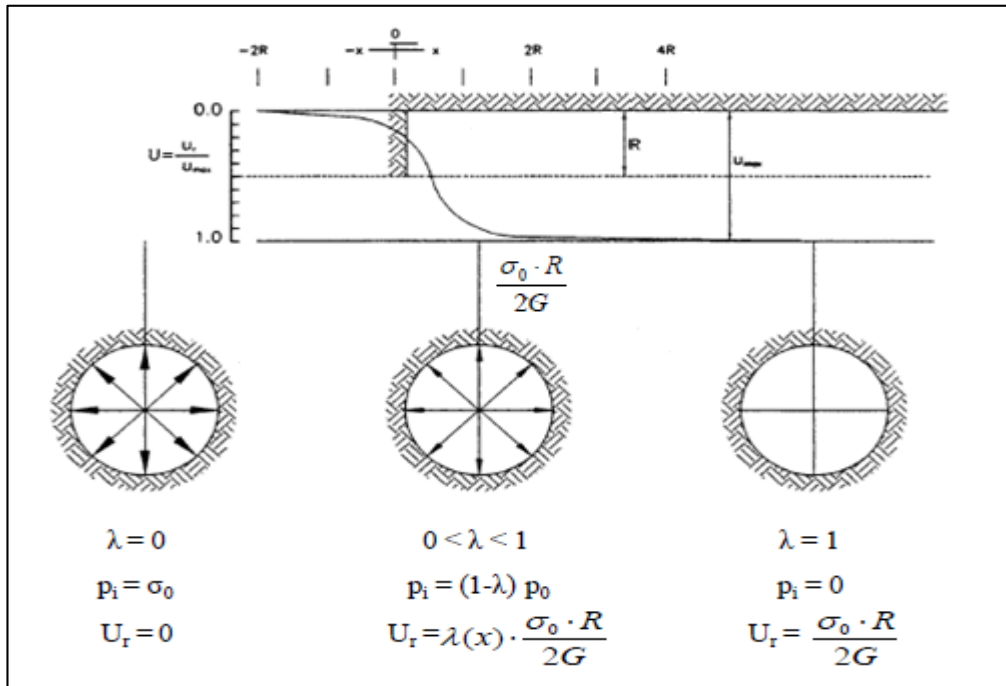


Figure 2-11: Variation du taux de déconfinement de la pression et du déplacement radial en fonction de la distance au front de taille

Cette pression varie selon la relation suivante :

$$P_i = (1 - \lambda) \cdot \sigma_0 \quad (4)$$

Où σ_0 est la contrainte initiale dans le massif et λ est un paramètre adimensionnel, nommé «taux de déconfinement », qui varie de 0, pour une section loin à l'avant du front de taille, jusqu'à 1 pour une section loin à l'arrière. Si on considère une section comprise entre les deux susmentionnées, le problème devient tridimensionnel puisqu'on doit considérer l'influence du front de taille. Dans ce cas, le choix de la valeur du taux de déconfinement, qui est directement lié à la distance de la section considérée par rapport au front de taille, constitue la principale difficulté de la méthode.

Dans un milieu élastique-linéaire et dans le cas d'un tunnel non soutenu, on retient généralement $\lambda=0,25$ pour une section correspondant au front de taille (AFTES, groupe de travail 7, 2002) [7].

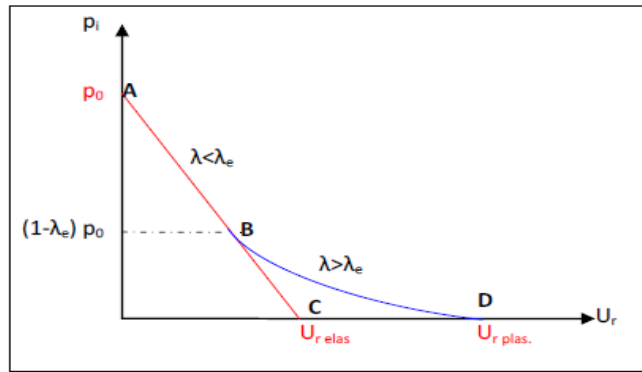


Figure 2-12 : Ligne caractéristique de la cavité

Si le massif reste dans un domaine élastique, la courbe suit la ligne « type » AC. En revanche, si en augmentant la valeur du taux de déconfinement la frontière du domaine élastique est atteinte, à partir du point B et d'un $\lambda > \lambda_{\text{élastique}}$, la courbe perd sa linéarité et le déplacement final sera supérieur (toujours dans le cas d'un tunnel non soutenu).

L'avantage de cette représentation est que sur le même graphique on peut ajouter, dans le cas d'un tunnel cette fois-ci revêtu, la ligne de confinement du soutènement.

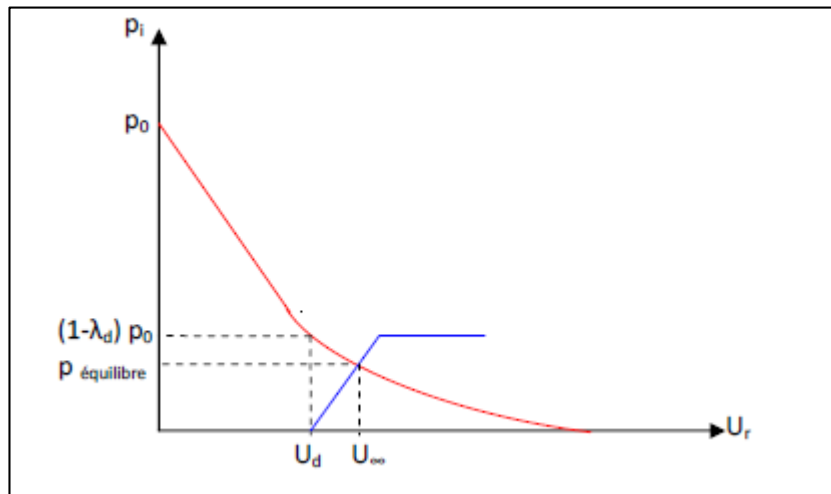


Figure 2-13: Ligne dé-confinement du soutènement

Le soutènement, mis en place à une distance d (distance non soutenue) derrière le front de taille, s'oppose à la convergence des parois en exerçant une pression sur le contour de l'excavation. Le point d'intersection des deux courbes représente l'équilibre du système cavité-soutènement. En correspondance de ce point, on trouve le déplacement radial final du tunnel (U_{∞}) et la charge finale reprise par le soutènement ($p_{\text{équilibre}}$).

Une des difficultés de cette approche consiste en la détermination du déplacement radial (U_d) au moment de la mise en place du soutènement, point de départ de la courbe de confinement. Ce déplacement est la somme du mouvement qui s'est produit à l'avant du front de taille (préconvergence) et dans la zone non soutenue (d). A cette valeur U_d correspond un certain taux de dé-confinement λ_d .

La validité de la méthode et son application dans le cadre des projets de tunnel se base sur la correcte estimation de λ_d . En partant de la réflexion que cette valeur est inférieure à celle correspondant au cas du tunnel non soutenu (la rigidité du soutènement en effet limite la convergence en arrière mais aussi en avant du front), des facteurs de réduction à appliquer à λ ont été proposés en fonction de d/R (massif élastique).

Dans les ouvrages souterrains en terrain meubles (ou roche tendres), difficiles et avec faible couverture, une autre technique de creusement souvent utilisée est celle par attaque ponctuelle avec mise en place de présoutènements à l'avant du front de taille. Cette approche permet en effet de limiter la déformation du noyau devant le front de taille et ainsi de réduire les déformations en surface. L'extension de la méthode convergence-confinement au cas de tunnel avec présoutènements a été étudiée par Guilloux et al [1996]. Les effets de différents types de présoutènement (prévoûte, voûte parapluie,) sur la courbe de convergence du terrain ont été analysés par le biais de calculs numériques 2D axisymétriques, modélisant par homogénéisation l'apport du présoutènement. Les formules analytiques, donnant la valeur du déplacement radial en fonction de la distance au front, ont été ensuite calées sur les résultats numériques. Dans les formules ainsi proposées dans leur étude, le déplacement radial dépend de la contrainte initiale dans le sol (σ_0), de la rigidité du présoutènement ou du soutènement (K_{ps} , K_s), du coefficient de poisson et de la distance de la pose du soutènement (ou présoutènement).

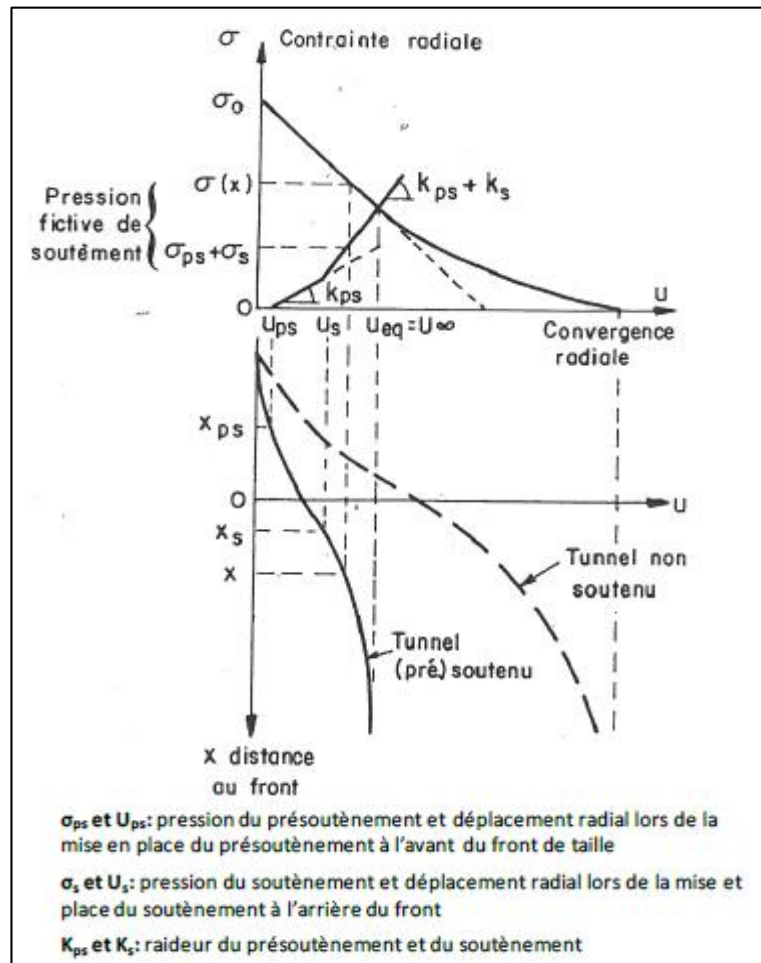


Figure 2-14 : Méthode de convergence-soutènement avec prise en compte du pré-soutènement (Guilloux et al 1996)

2.7 Conclusion

Lors d'un creusement il est donc important de limiter autant que possible les phénomènes de tassement et les affaissements.

Dans ce chapitre nous avons conclu que les mouvements engendrés par le creusement d'un tunnel sont liés à un phénomène complexe qui dépend de la nature du sol, des méthodes de creusement et de la géométrie de l'ouvrage à réaliser.

La connaissance de ces mouvements permet de contrôler et limiter leurs dégâts, d'où le but de ce chapitre, était de présenter ce comportement dans les sols meubles.

La courbe de Gauss est basée sur deux paramètres, i et S_{max} , qui varient significativement en fonction de plusieurs facteurs qui dépendent entre autres de la stratigraphie du massif, de la méthode de creusement et de la forme de la galerie.

Les méthodes analytiques de leur côté sont des outils d'analyse utiles mais ils présentent des limitations d'application à cause des hypothèses restrictives sur lesquelles les formulations se basent. Dans ce cadre, la méthode convergence-confinement se distingue par le fait de prendre en compte l'aspect tri- dimensionnel du problème du creusement d'un tunnel par une simplification basée sur le concept du taux de déconfinement λ .

Chapitre 03

Présentation du projet + reconnaissance géotechnique

3.1 Introduction

La connaissance de la nature du sol est la prévision de son comportement vis-à-vis du tunnel définiront les conditions avec lesquelles le creusement sera effectué. La reconnaissance du site implique l'analyse approfondie et un certain nombre d'essais qui caractériseront la géologie la géotechnique et l'hydrologie de la zone de construction.

Dans ce chapitre nous allons présenter notre projet est la compagnie qui a été effectuée dans la zone d'étude.

3.2 L'extension de la ligne 1 d'Ain Naadja à Baraki

Le métro d'Alger, un système de transport moderne, est une réalité depuis son inauguration par l'ex-président de l'Algérie M. Abdelaziz Bouteflika, le 31 octobre 2011

La ligne initialement prolongée jusqu'au centre El Harrach et a été inaugurée le 4 juillet 2015, l'extension à Ain Naadja s'étend sur 3,6 Km et relie les communes de Bachjarah et gue de Constantine, avec trois stations : les Ateliers, Gue de Constantine et Ain Naadja. La gare d'Ain Naadja elle à été inaugurée par l'ancien président de la république d'Algérie, M. Abdelaziz Bouteflika. Le 9 Avril 2018. En raison de l'augmentation de la demande, tant sociale qu'économique ; le ministère des transports à prévu d'étendre le métro à d'avantage de régions de la capitale.

- Extension El Harrach centre- Dar El Beida (Lot1).
- Extension Ain Naadja-Baraki (Lot2).
- Extension Place des Martyres-beb el oued-Chevalley (Lot3).



Figure 3-1: Vue en plan de l'extension C1

3.3 Présentation de l'ouvrage

L'extension du métro d'Alger allant de Ain Nâadja à Baraki s'étend sur une longueur de 6 km avec 6 stations et un viaduc reliant la station Mohamed Boudiaf à la station Mohamed Belarbi d'un linéaire 1.453.50 m et qui traverse en hauteur la ligne ferroviaire de la SNTF, la Route Nationale

N°38 et Oued El Harrach et comporte deux stations élevées : la station Ain Nâadja Gare et la station Futur Parc Urbain. Cette extension permet l'accessibilité au centre de Baraki et permet aussi une connexion avec le train au niveau de la Gare Ferroviaire de Gué de Constantine et la future gare intermodale de cette commune. Le marché de réalisation du génie civil de cette extension est attribué à COSIDER TP.

Les stations de cette extension sont :

- Station Mouhamed Boudiaf.
- Station Ain Nâadja gare.
- Station Futur Parc Urbain.
- Station Mohamed Belarbi.
- Station Jardin.
- Station cité 2004.

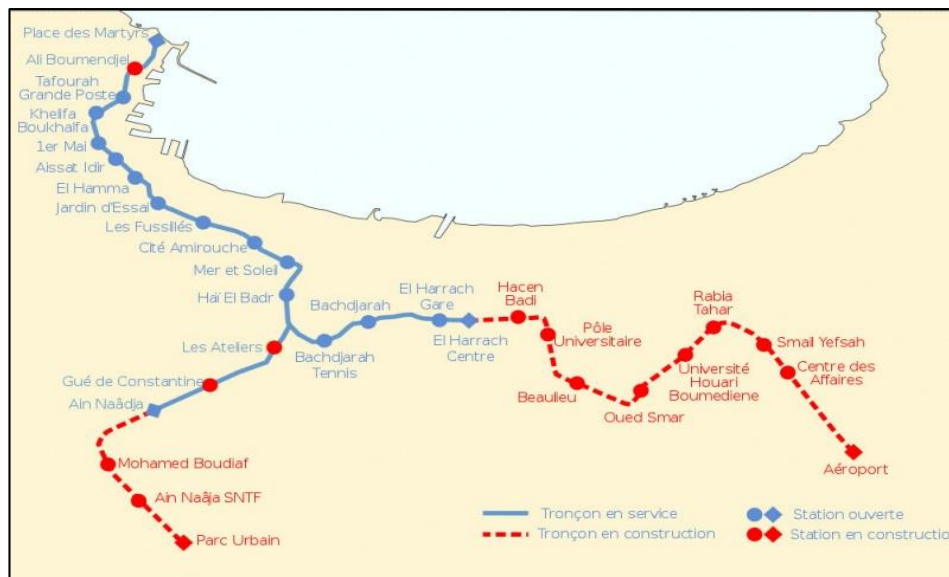


Figure 3-2: Vue d'ensemble des trois extensions du projet métro d'Alger

a- Le tracé en plan :

Le tracé en plan d'un tunnel est une projection à une échelle réduite de la voie à suivre pour construire le tunnel sur un plan horizontal. Il se compose d'une succession de courbes et d'alignements droits ou courbes, séparés par des raccordements, une reconnaissance de l'environnement permet de faire un choix judicieux du tracé du tunnel. Ce choix tient compte principalement des intérêts de la circulation de transport dans la région concernée, et son implantation dépend ensuite des conditions géographiques et hydrologique.

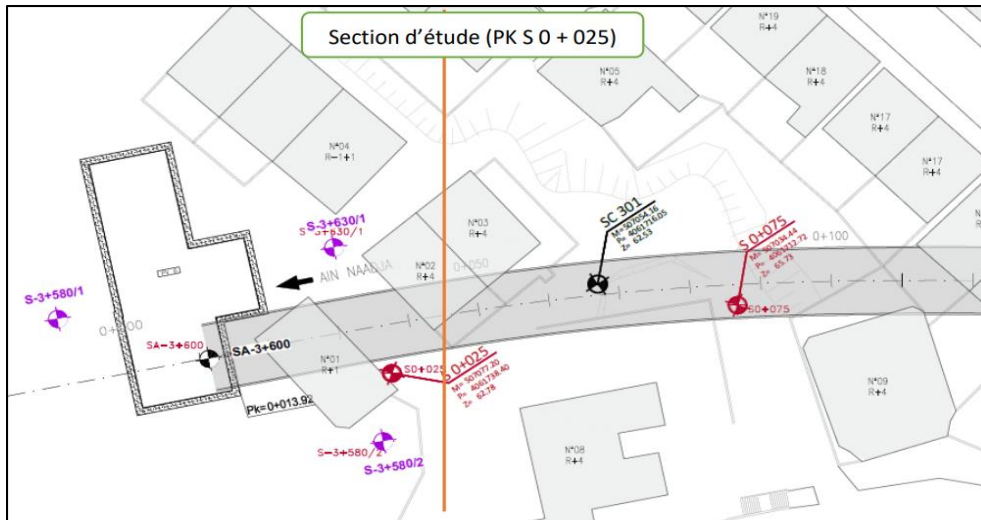


Figure 3-3: Tracé en plan PK S0+025

b- Tracé en long :

Le profil en long est une section verticale du tunnel qui suit son axe et qui est destinée à une échelle précise sur un plan. Il permet de visualiser les longueurs et hauteurs ainsi que les valeurs des pentes, des rampes et des rayons de courbure du tunnel.

3.3.1 Les caractéristiques de la zone d'étude

Cette partie présente une synthèse des conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques résultant de la reconnaissance fournie par les résultats des essais in situ et en laboratoire et des différentes investigations effectuées pour la section d9.

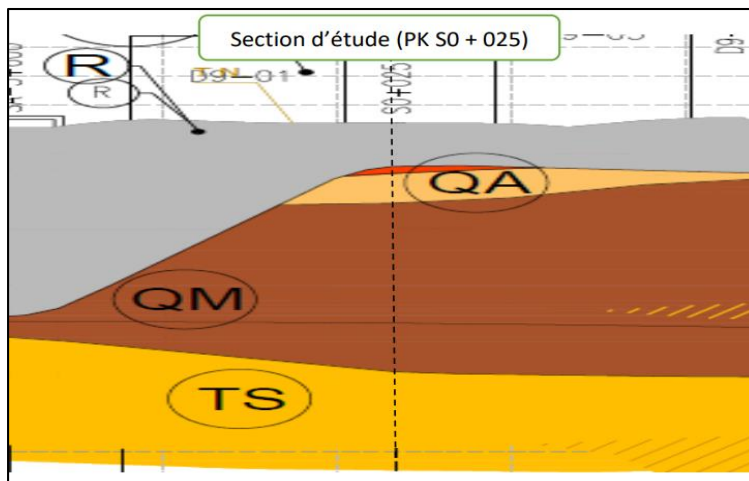


Figure 3-4: Coupe géologique de la zone d'étude (PKS0+0.25)

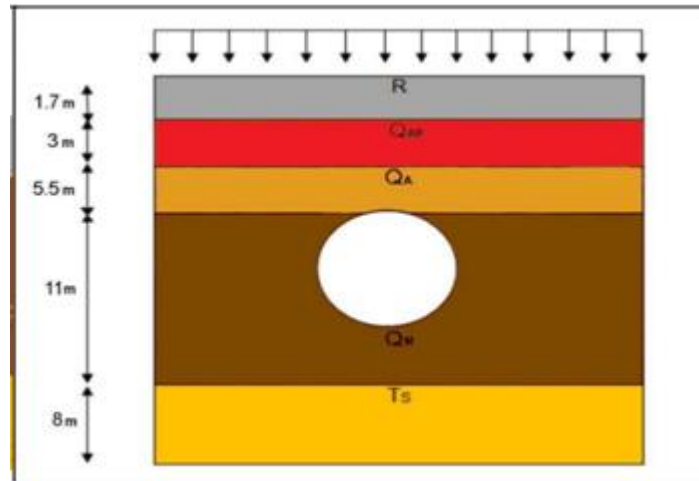


Figure 3-5: Les différentes couches du sol de la zone d'étude

Légende :

Tableau 3-1: Les différentes couches du sol

Recent	R		Remblais
Quaternaire	QAR		Argile rouge
	QA		Argile jaune a kaolin
	QM		Marne jaune d'el Harrach
Pliocene superieur astienne	TS		Sable jaune a marron avec passage de grés

3.4 Géologie-géotechnique

3.4.1 Cadre géologique

La reconnaissance géologique est une méthode d'investigation utilisée pour étudier la composition et la structure géologique du terrain.

Les données recueillies lors de la reconnaissance géologique peuvent être utilisées pour déterminer les propriétés mécaniques du sol et les paramètres géotechniques nécessaires.

Du nord au Sud, l'Algérie s'étend sur quatre vastes domaines géologiques :

- L'atlas italien
- Les hauts plateaux
- L'atlas saharien
- Le Sahara

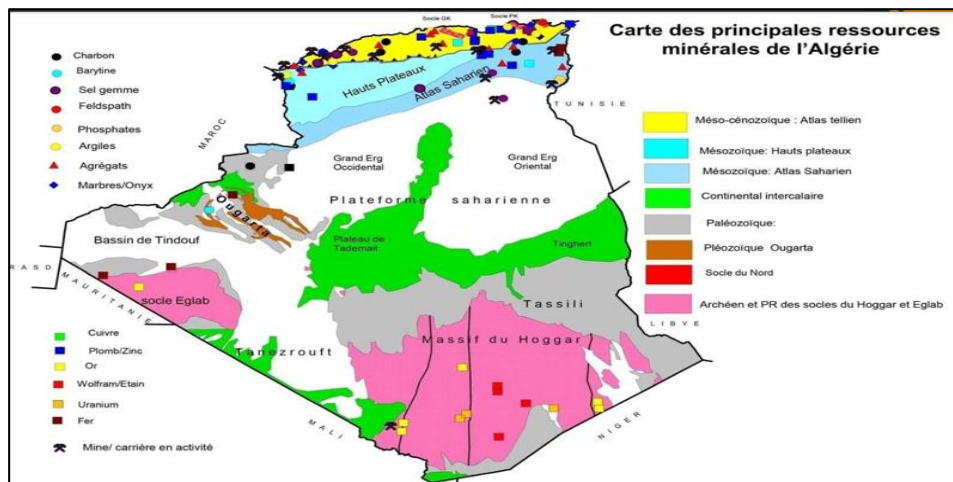


Figure 3-6: Carte géologique de l'Algérie

Le tracé en question se situe dans la partie orientale de la plaine de la Mitidja, une longueur de 100Km est une largeur variante entre 8 à 18Km cette dépression plane est orientée WSW-ENE et en tourée de reliefs. Les massifs de Blida représentant l'Atlas tellien, dominent la partie sud de la plaine et forment une barrière orographique ; ne permettant des passages vers le sud qu'en de rares endroits, comme l'oued chiffa. À l'est de la plaine Mitidja est bordée par l'oued Boudouaou tandis qu'à l'ouest elle est délimitée par l'oued Nador.

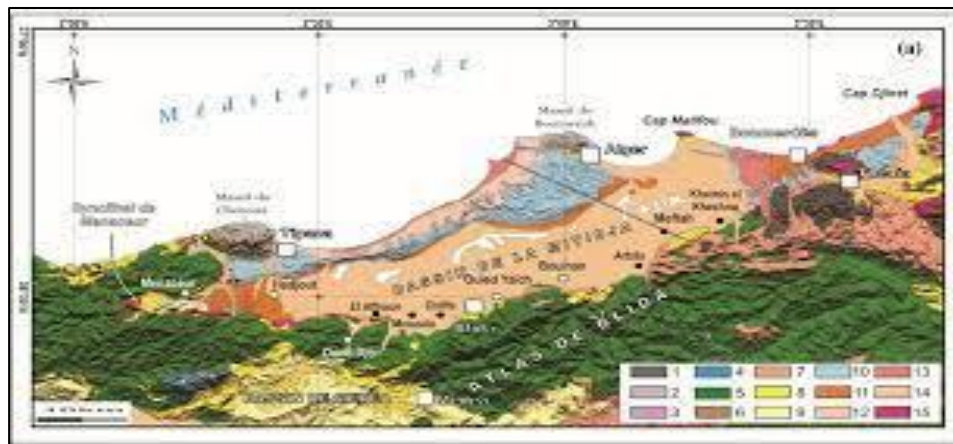


Figure 3-7: Le bassin de Mitidja

Le tunnel minier de la section D9 se développe entre le pk 0+000 et le PK 0+208,85, donc la longueur c'est de 208,85 m. Au long de son développement nous rencontrons des matériaux qu'appartient au Tertiaires et Quaternaires.

- **Tertiaire :**

Il est caractérisé par des dépôts marins peu profonds, représentés par une succession lithologique qui comprend, de manière générale, de la base vers le haut les faciès suivants : marno-sableuse,

calcaréo-gréseuse, mollassique et sablo-argileuse, dénommée Molasse Astienne. Ces faciès présentent des intercalations et des fréquents changements latéraux. Elles ont été considérées au cours de l'étude géologique de la section D9 comme T_G(Grés), T_s(Sables et sables argileux avec des niveaux de conglomérats et des bancs de grès).

- Formation T_G Grés:

La sédimentation de ce niveau est très irrégulière et discontinue, compose pour grés à ciment carbonaté de faible cohésion déstructurés en petits blocs parfois se réduisant complètement en sable, avec niveaux de grés vacuolaire y sont intercalés avec des grés blanchâtre coquillés, et présence de niveaux de grés fin massif de 10 à 50 centimètres d'épaisseur. Cette formation a été identifié en profondeur, dans les sondages S301 et S303

- Formation T_s sable limon-argileuse avec passage de grés :

L'évolution régulière du bassin et son comblement par un matériel détritique le conduisent à une phase fluviatile subcontinentale marquée par le dépôt de formations sableuses et de limons jaunes et gris. La sédimentation de ces niveaux est très irrégulier e et discontinue et renferme des lentilles irrégulières de sables grossiers et de graviers, ainsi que des passées de conglomérats et de bancs gréseux de 10 à 30 centimètres d'épaisseur. Ces matériaux n'affleurent pas dans la zone de l'étude, bien qu'ils apparaissent en profondeur, notamment dans certains sondages réalisés ; S0+025 ; S0+075 ; S16 ; SA 3+600 ; S301 ; S302 ; S303

- **Le Quaternaire :**

Le Quaternaire est une période géologique qui a débuté il y a environ 2.6 millions d'années et qui se poursuit jusqu'à nos jours pendant cette période, la plaine de la Mitidja en Algérie a été comblée par des dépôts de sols Quaternaires. Ces dépôts sont constitués de différents types d'unités tels que Q_A, Q_S, Q_M.

- **Unité Q_A :**

Elle désigne les marnes jaunes d'El Harrach, a été formée lors de la dernière transgression d'âge Calabrien due aux variations climatiques et aux changements du niveau de la mer au début du Quaternaire. Cette transgression a entraîné le dépôt de sols argileux et de marnes jaunes dans la plaine de la Mitidja. Les marnes jaunes d'El Harrach sont souvent associées à des grés sableux jaunes à stratification entre croisée. Avec des niveaux de galets et de lumachelles témoignant d'un environnement côtier agité, cette période de dépôt de sédiments à été suivie par un retrait généralisé de la mer.

- **Unité Q_S :**

Elle se compose du Quaternaire continental calabrien-villafranchien, qui est contemporain du calabrien marin et repose sur le pliocène continental. La délimitation entre ces deux unités est difficile car elles présentent des similitudes de faciès, cette unité est principalement constituée de matériaux détritiques résultant de l'érosion des reliefs en cours de surrection comprenant des dépôts argileux, sableux et caillouteux.

- **Unité Q_M :**

Cette unité est composée d'une accumulation importante de sédiments détritiques résultant d'une sédimentation Fulvio-continentale, qui se prolonge dans les plaines alluviales sans interruption des processus précédents. Ces sédiments comprennent des dépôts argileux de teintes rougeâtres et marron, contenant à la fois de l'argile et du sable avec des cailloux, qui peuvent être facilement confondus avec les matériaux de remblai d'origine anthropique dans la région.

3.4.2 Aperçu sismique

L'Algérie est un pays exposé a des risques sismiques importants en raison de sa situation géographique étant situé sur la plaque tectonique africaine qui est en mouvement constant.

a- Classification des zones sismiques :

En Algérie les zones sismiques sont classées en fonction de leur niveau de risque sismique le classement est basé sur les niveaux de contraintes tectonique, la densité de population et les caractéristiques géologiques de chaque zone, il existe quatre zones sismiques :

- Zone 0 : sismicité négligeable
- Zone 1 : sismicité faible
- Zone 2a : sismicité moyenne
- Zone 2b : sismicité élevée
- Zone 3 : sismicité très élevée



Figure 3-8: Carte du zonage du territoire national

b- Coefficient d'accélération de zone :

Le coefficient d'accélération de zone sismique est un paramètre qui mesure la force des vibrations sismique ressenties. Il est généralement exprimé en pourcentage de l'accélération due à la gravité (g).

Le tableau suivant définit le coefficient d'accélération de la zone A en fonction de la zone sismique et de l'importance du projet.

Tableau 3-2: Coefficient d'accélération en zone A

groupe	Zone sismique			
	1	2a	2b	3
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

Le tunnel de l'extension en question est classé en tant que zone sismique de niveau 3. Etant donné que tous les ouvrages de cette extension sont considérés comme des ouvrages d'importance stratégique appartenant au groupe 1, le coefficient d'accélération sismique appliqué est de $A=0,40g$.

3.5 La reconnaissance géotechnique

Le but principal des études géotechniques est d'évaluer les caractéristiques géologiques géométriques et mécaniques et chimiques des terrains en place, pour obtenir ces paramètres. Les professionnels de la géotechnique utilisent des méthodes d'essais sur site (essais-in-situ) et on l'laboratoire.

3.5.1 Les essais-in-situ

Le tableau suivant montre le résumé de tous les travaux de prospection réalisée dans la zone de la section de tunnel minier D9 dans plusieurs d'études.

Tableau 3-3: Les essais insitu en différentes phases d'études

Type de travaux	Etude 2015	Etude 2014	Etude 2013	Etude 2011	Etude 2008
Sondages carottes	3	2	1	2	1
Essais SPT	59	4	5	11	6
Essais pressiométriques	...	14	...	7	3

A- Implantations des essais in-situ :

Le but du programme de reconnaissance géotechnique est d'obtenir un maximum d'informations sur les sols et les terrains environnants ou les rameaux sera construit, avant la phase de creusement. Il permet également d'établir une classification en profondeur en fonction des caractéristiques géotechniques de chaque couche de sol.

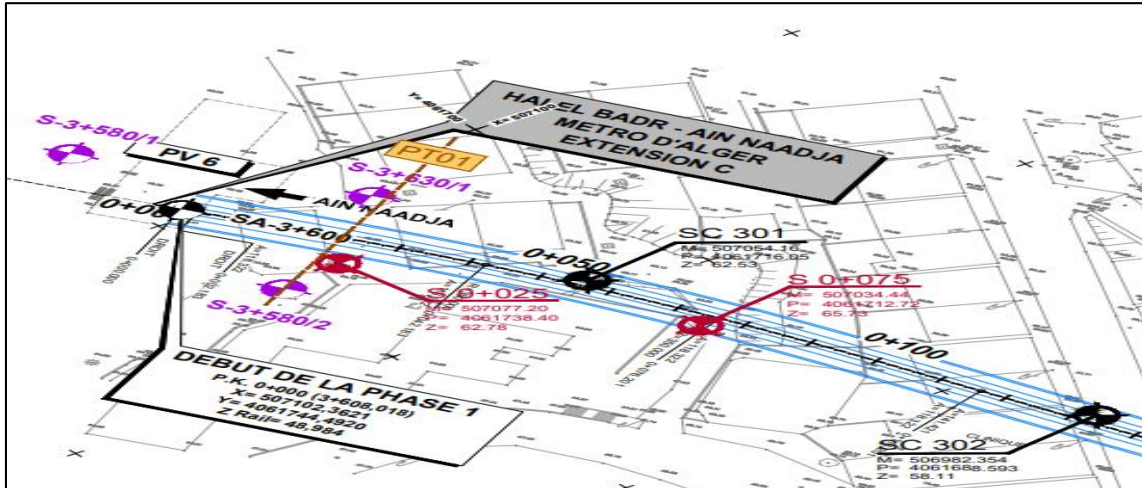


Figure 3-9: Implantation des sondages

B- Sondages carottés :

Le sondage carotté est une méthode de reconnaissance géotechnique qui consiste à prélever des échantillons des sols à différentes profondeurs à l’aide d’une tarière spéciale appelée carotte. Cette technique permet d’obtenir des informations précises sur la composition du sol, les caractéristiques physiques et mécaniques. Les échantillons de sol ainsi prélevés sont analysés en laboratoire afin de déterminer les propriétés géotechniques telles que la densité, la porosité, la résistance et la perméabilité.

Le tableau suivant (tableau 4) montre les coordonnées des sondages carottés :

Tableau 3-4: Sondage carottés dans différentes phases d'études

Phases du projet	Sondages	Localisation	Coordonnés		Longueur (m)
	N	PK	M	P	
Etude 2008	SA3+600	0+000	50712,31	4061744,64	25
Etude 2011	S3+580/2	0+022	5071244,91	4061745,77	20
	S3+630/1	0+019	5077091,19	4061722,77	20
Etude 2013	S-16	0+210	506920,90	4061640,20	30
Eude 2014	S0+025	0+025	507077,22	4061738,40	21
	S0+075	0+075	507034,44	4061712,72	22
Etude 2015	SC301	0+067	507054,16	4061716,05	30
	SC302	0+144	506982,35	4061688,59	30
	SC303	0+220	506910,52	4061661,25	30

- Registre des sondages :

Les tableaux 4,5,6,7 et 8 indiquent les profondeurs et épaisseurs aux quelles les différentes unités sont détectées en divers sondages exécutées au long du tunnel :

Tableau 3-5: Unité Q_A

Unité Q _A				
Sondages	Localisation	Profondeur	Epaisseur	Description lithologique
N	PK	(M)	(M)	
S3+580/2	0+022	0,80-8,40	7,6	Argile marneuse plastique grisâtre rougeâtre
S3+630/1	0+019	1,80-8,20	6,40	Argile plastique rougeâtre à granules carbonatés
S0+025	0+025	3,30-5,10	1,80	Argile brune sableuse
S0+075	0+075	0,0-1,80	1,80	Argile jaune kaolin
S-16(*)	0+210	3,00-8,70	5,70	Argile caillouteuse carbonatés, jaune brunâtre

Tableau 3-6: Unité Q_s

Unité Q _s				
Sondages	Localisation	Profondeur	Epaisseur	Description lithologique
N	PK	(M)	(M)	
S0+025	0+025	5,10-5,50	0,40	Sable à galets
S0+075	0+075	1,80-6,10	4,30	Argile sableuse brune a galets
S303(*)	0+220	5,00-7,50	2,50	Argile sableuse limoneuse rougeâtre

(*) Sondage de la Section D10.1

Tableau 3-7: Unité Q_M

Unité Q _M				
Sondage N ⁰	Localisation	Profondeur	Epaisseur	Description lithologique
	PK	M	M	

SA3+600	0+000	13,00-14,50	1,5	Marne bariolée compacte
S 3+580/2	0+022	8,40-20,00	11,60	Argile marneuse plastique ocre à taches gris clair
S 3+630/1	0+019	8,20-20,00	11,80	Argile marneuse plastique ocre
S0+025	0+025	5,50-17,00	11,50	Marne Jaune à Kaolin bleu parfois blanchâtre. Sable fin de couleur brun à galets. Marne sableuse consistante jaunâtre à kaolin
S0+075	0+075	6,00-21,50	15,5	Marne sableuse consistante jaunâtre. Marne verte/ Jaune à Kaolin bleu
S-16	0+210	8,70-13,00	4,30	Argile sablo-limoneuse jaunâtre, Argile limoneuse à concrétions carbonatés, jaunâtre. Argile limoneuse jaunâtre.
SC301	0+067	4,80-17,20	12,40	Marne argileuse jaunâtre.
SC302	0+144	0,90-15,00	14,10	Marne sableuse plastique a ferme de couleur jaune avec passage de sable lâche à grains moyen marneuse et présence rare de galets (3 à 6,10).
SC303 (*)	0+220	7,50-10,00	3,50	Marne argileuse jaunâtre. Marne verdâtre à kaolin blanc

(*) Sondage de la Section D10.1

Tableau 3-8: Unité T_s

Unité T _s				
Sondages	Localisation	Profondeur	Epaisseur	Description lithologique
N	PK	(m)	(m)	

SA3+600	0+000	14,50-25(fin)	10,50	Sable
S0+025	0+025	17,00-21(fin)	4,00	Sable graveleux (avec de graviers de 1,5cm , grès beige dure sable)
S0+075	0+075	21,50-22(fin)	0,50	Sable brun pulvérulent
S-16	0+210	13,00-26(fin)	13,00	Alternance grès-conglomérant, argile sablo-limoneuse parfois consolidée, grès à grains fins de couleur jaune sable caillouteux argileux, beige. Alternance de sable limoneux et de grès fin jaunâtre
SC301	0+067	17,20-22,85	5,65	Sable fin a moyen, alternance niveaux ferme et cohérents avec niveaux lâche et pulvérulents contenant des modules limoneuse
SC302	0+144	10,00-15	15,00	Sable fin jaunâtre lâche à brun
SC303(*)	0+220	10,00-14	4,00	Sable ferme légèrement argileux de couleur jaunâtre

(*) Sondage de la Section D10.1

Tableau 3-9: Unité T_G

Unité T _G				
Sondages	Localisation	Profondeur	Epaisseur	Description lithologique
N	PK	(m)	(m)	
SC301	0+067	22,85-30,00	7,15	Grès à ciment carbonaté de faible cohésion déstructurés en petits blocs parfois se réduisent complètement en sable avec niveaux grès vacuolaires y sont intercalés avec des grès blanchâtres coquillés
SC303(*)	0+220	14,00-30,00	16,00	Grès fin massif brunâtre à patine avec ciment carbonaté qui devient parfois blanchâtres, on note que dans la partie médiane la formation est complètement déstructurée désagrégé en sable et galets, il est vacuolaire a cohésion moyenne à certains niveaux assez épais entre 18 et 18,50 Il présente un passage coquillé.

3.5.2 Résultats des essais in-situ

a- Essai SPT :

L'essai de pénétration au carottier est une méthode utilisée pour évaluer la résistance d'un sol en mesurant la force nécessaire pour pénétrer dans le sol à l'aide d'un carottier. Cette méthode est souvent utilisée pour caractériser les sols meubles et peut aider à déterminer la capacité portante du

sol ainsi que d'autres propriétés géotechniques importantes telles que la densité, la porosité et la consistance.

Les graphes suivants montrent les résultats des essais SPT :

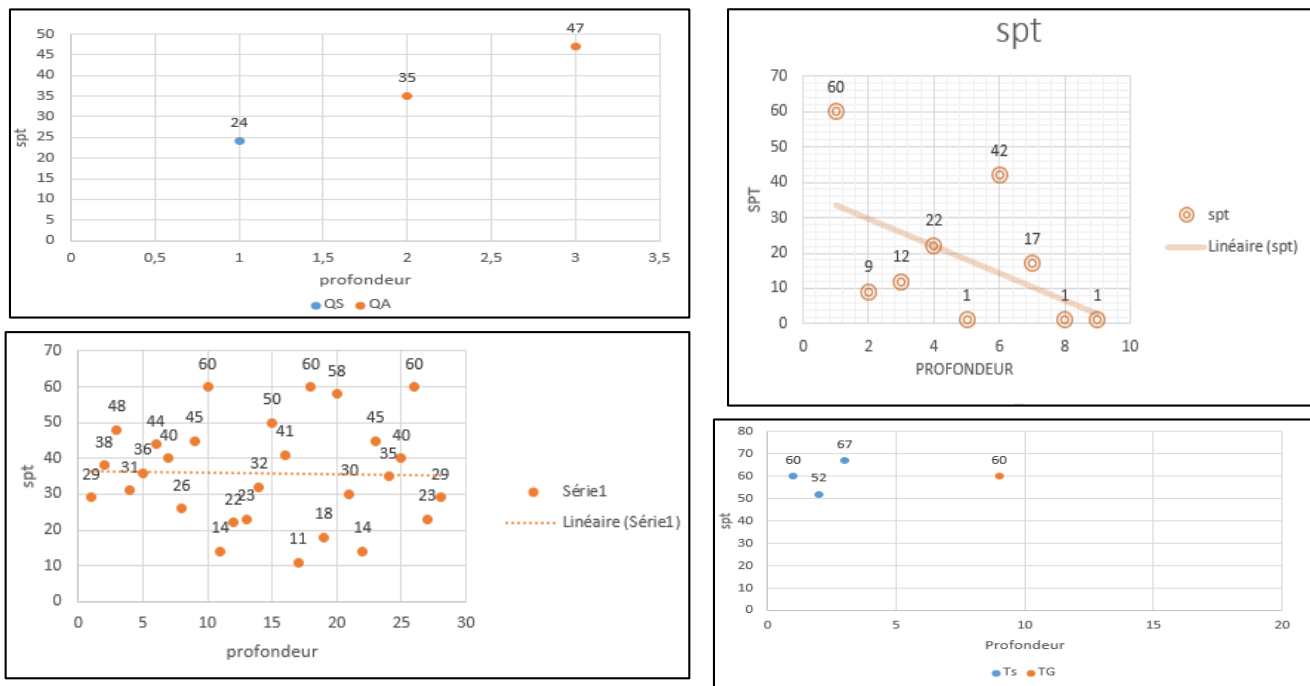


Figure 3-10: Présentation graphique des résultats des essais SPT

a- Essai pressiométrique :

L'essai pressiométrique est une méthode de reconnaissance géotechnique qui consiste à mesurer la résistance et la déformabilité du sol en introduisant une sonde gonflable appelée ballonnet, il est gonflé à l'aide d'un fluide sous pression, cette technique fournit des informations précises sur la résistance et la déformabilité du sol ainsi que les paramètres de compression et de cisaillement.

Le tableau suivant montre les résultats des essais pressiométriques développés par sondages :

Tableau 3-4 : Les résultats des essais de l'aboratoire

	Remblai		Argile	Argile marneuse QM				Sable
	R	QA	Jauneaux	TS	TG	TG	TG	jauneaux
Profondeur de ...à... (M)		1,7 à 2,00	4,7 à 5,10	6,20 à 6.60	9,80 à 10,20	12,50 à 13,00	15,50 à 15,90	20,50 à 21,00
Teneur en eau naturelle (%)		23,48	17,38	19,95	23,95	13,23	21,10	12,82

Degree de saturation S_r (%)		95,34	65,82	96,02	105,38	98,00	108,84	252,36
Densité humide et sèche	γ_h [KN/m ³]	19,80	18,30	20,50	20,50	22,10	21,20	26,35
	γ_d [KN/m ³]	16,03	15,59	17,09	16,54	19,52	17,51	23,36
Analyse granulométrique	D max [mm]	25,00	25,00	25,00	6,30	6,30	16,00	25,00
	< 2,0 mm [%]	76,00	82,72	70,72	96,88	95,12	90,20	33,40
	< 0,063 mm [%]	65,08	69,76	63,84	76,32	58,16	89,04	11,00
Limites D'Atterberg.	W _l [%]	62,33	64,84	56,05	35,37	N.M	77,64	
	W _p [%]	31,15	32,05	28,19	17,13	N.M	39,28	
	IP	31,18	32,79	27,86	18,24	N.M	38,36	
Essai de Cisaillement Rectiligne UU	C _u [KN/m ²]	35,00	32,00	33,00	33,00	38,00	40,00	
	Φ_u [°]	0,90	1,60	0,90	1,40	0,90	0,90	
Essai de Cisaillement Rectiligne CU	C _u [KN/m ²]	32,50	24,00	25,00	33,00	36,00	29,00	
	Φ_u [°]	13,80	13,50	14,70	13,60	13,20	14,20	
Essai Oedométrique.	σ'_c [KN/m ²]	200,00	180,00					
	C _s	0,003	0,008					
	C _c	0,010	0,028					
Analyses Chimiques [%]	M.Organique	2,8	3,9					
	Chlorures	0,00640	0,0410					
	Sulfates	0,00580	0,0032					
	Carbonates	25,09	20,73					

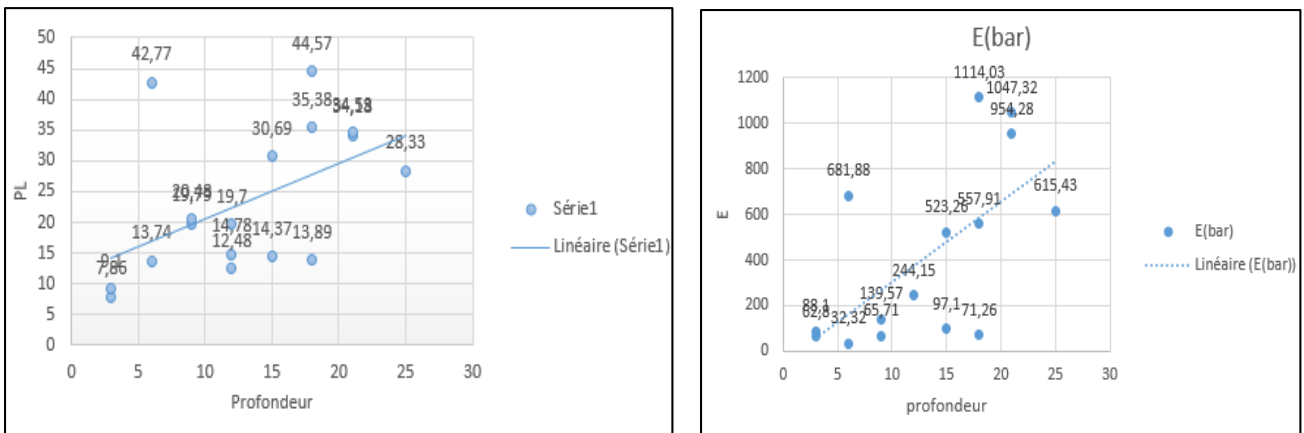


Figure 3-11: Présentation graphique des essais de pressiomètre

3.5.3 Les essais de laboratoire

Dans diverses campagnes géotechniques ont été effectués plusieurs essais en laboratoire sur l'échantillon, notamment :

- La teneur en eau
- Densité sèche et humide
- Analyses granulométriques
- Limite d'Atterberg
- Cisaillement rectiligne a la boîte
- Compressibilité à l'œdomètre
- Analyse chimique du sol

3.5.4 Résumé des paramètres géotechniques

- **Résistance non drainée**

Corrélation à partir du NSPT, pour déterminer S_u La corrélation la plus utilisée entre la cohésion non drainée (s_u) d'une argile et les résultats de l'essai SPT est donnée par Terzaghi & Peck et est approximativement de $s_u/P_a \approx 0,06N$, où (P_a) est la pression atmosphérique. De nombreux d'autres corrélations ont été proposées, tel qu'illustré dans la Figure 5. Ces corrélations montrent une grande dispersion de relations entre N et s_u , qui sont liées avec la nature des matériaux, mais également avec les différents équipements et énergies de l'essai utilisés.

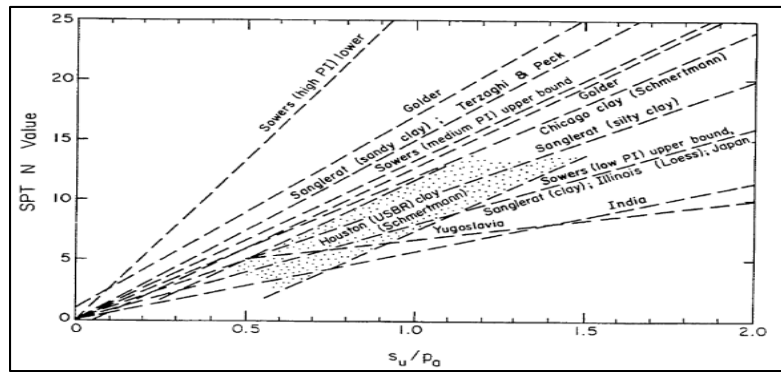


Figure 3-12: Corrélation entre N et Su

À cette phase, on a adopté une approche conservative et on a admis que la corrélation des données pour les argiles et marnes objet de ce document et proche de la corrélation de Terzaghi & Peck, c'est-à-dire, $su/Pa \approx 0,06N$ et la corrélation de Straud 1974 $Su=4,5 N$

- Unité Q_M :

Les valeurs des corrélations C_u c'est de 165 kPa (Straud) et 220 kPa (Terzaghi & Peck), la valeur adoptée c'est de 150 MPa.

- **Résistance drainée**

Corrélation à partir de l'IP pour déterminer ϕ' Plusieurs auteurs ont démontré que l'angle de frottement effectif (ϕ') peut être corrélé avec l'indice de plasticité (IP). Pour déterminer le ϕ' des sols fins, nous avons utilisé la corrélation proposée par Mitchell, J. K. (1976) :

$$\sin \phi' \approx 0,8 - 0,094 \cdot \ln(IP) \quad (5)$$

- Détermination de la cohésion effective (C') :

Pour l'estimation de la cohésion effective (c') et balisage de l'angle de frottement effectif (ϕ') calculé selon l'équation de Mitchell, J. K. (1976), nous avons utilisé les recommandations de Wilun & Starzewski (1975) que, en fonction de la consistance des sols fins, indique les valeurs typiques de ϕ' et c' , tel que montre suivante :

Type of soil		$f_D =$	Density index of cohesionless soils				
			1.0	0.67	0.33	0	
cohesionless	inorganic						
	gravels, tills, hogbins, etc.	ϕ'	45°-40°	40°-37°	37°-35°		
	sands: coarse and medium	ϕ'	40°-38°	38°-35°	35°-32°		
	sands: fine and silty	ϕ'	37°-35°	35°-32°	32°-28°		
organic							
sands, organic	ϕ'	30°-25°	25°-22°	22°-18°			
		Consistency of cohesive soils					
			hard or very stiff	stiff	firm	soft to very soft	
			$w = w_p$	$I_c = 1.0$	0.75	0.50 0.0	
cohesive	inorganic	slightly clayey sands, sandy silts, silts	ϕ'	28°-24°	24°-22°	22°-19°	19°-5°
		c'	40°-30	30-20	20-15	15-2	
		ϕ_u	25°-20°	20°-16°	16°-10°	10°-7°	
	$J < 10\%$						
	clayey sands, clayey sandy silts, clayey silts,	ϕ'	26°-22°	22°-19°	19°-15°	15°-12°	
	c'	50-40	40-30	30-20	20-3		
	ϕ_u	20°-16°	16°-12°	12°-7°	7°-5°		
	$J = 10-20\%$						
sand-clays, sand-silt-clays, silt-clays	ϕ'	23°-20°	20°-17°	17°-12°	12°-8°		
	c'	60-50	50-40	40-30	30-5		
	ϕ_u	15°-12°	13°-9°	9°-5°	5°-2°		
$J = 20-30\%$							
sandy clays, clays, silty clays	ϕ'	19°-17°	17°-14°	14°-5°	10°-5°		
	c'	80-60	60-50	50-40	40-10		
	ϕ_u	10°-8°	8°-5°	5°-2°	2°-0°		
$J > 30\%$							
organic		all strength parameters to be determined from laboratory tests					
organic silts, peats, etc.							

Figure 3-13: Valeurs typiques de c' et ϕ' selon Wilun & Starzewski (1975)

Les valeurs de l'indice de plasticité (IP) et la classification selon la consistance utilisée pour l'estimation de l'angle de frottement effectif (ϕ') et de la cohésion effective (c'), en accord, sont :

- Argile Marneuse (QM) : IP = 20-40% ; consistance très raide à dure Selon la corrélation de Mitchell, J. K. (1976), les valeurs de ϕ' obtenues sont de 27-31°
- Selon les recommandations de Wilun & Starzewski (1975), les valeurs de c' obtenues pour l'horizon est de 40-50 kPa. Nous avons adopté, de façon prudente, la valeur de 35kPa pour l'horizon QM.
- En outre, d'après ces auteurs, les valeurs de ϕ' s'encadrent dans l'intervalle 22° -26 ° Ainsi, malgré les valeurs de ϕ' obtenues en utilisant la corrélation avec le IP sont supérieures, nous avons adopté de façon prudente, 22° pour les argiles marneuses (QM).
- Module de déformabilité drainé :

Pour le calcul du module de déformabilité drainé (E') tenant compte l'indice de plasticité, (Stroud 1975), voir le tableau suivant :

Soil plasticity (%)	E'/C_u
10-30	270
20-30	200
30-40	150
40-50	130
50-60	110

Figure 3-14 : Module de déformation drainée à partir du critère de Stroud. (Stroud et al 1975)

- Unité Q_M :

Pour valeurs de C_u de 150 à 200 kPa et IP entre 20% - 40%, est obtenue un module de déformation drainé entre 40-22,5 MPa, la valeur adoptée c'est de 30 MPa.

• Module de déformabilité drainé :

Sur la base de relations théoriques, David et Poulos (1963) ont établi que les modules de déformabilité non drainé (E_u) et drainé (E') ont la corrélation suivante :

$$E_u = 3E' / (2(1+\theta')) \quad (6)$$

En 1969, Lambe et Whitman ont proposé que, pour un coefficient de Poisson drainé de $\nu' = 0.3$, la corrélation antérieure s'approxime de :

$$E_u = 1,15 E' \quad (7)$$

- Unité Q_M :

Pour valeurs de module de déformation drainé entre 40-22,5 MPa, la valeur de module de déformation non drainé estimée c'est 46 - 26 MP, Le valeur adopté c'est de 36 MPa.

Dans les tableaux suivants nous présentons un résumé des paramètres géotechnique de chaque couche :

Tableau 3-5: Résumé des paramètres géotechniques R, QS et TS

	Remblais (R)	Sables limoneux argileux (QS)	Argiles marneuses (QM)	Sable limonargileux (Ts)
Poids volumique humide γ_h (kN/m ³)	19	21,0	21	20
Poids volumique sec γ_d (kN/m ³)	17,0	18,0	18	-
Cohésion non drainée c_u (kPa)	-	-	150	-
Module de déformabilité non drainé E_u (MPa)	-	-	36	-
Angle de frottement effectif ϕ'	28	30	22	33

Cohésion effective c' (kPa)	5	10	35	15
Module de déformabilité drainé E' (MPa)	6	35	30	80

Tableau 3-6: Résumé du paramètre géotechnique TG

Unité	Grés TG
Poids spécifique γ (kN/m ³)	26
Angle de frottement ϕ	56
Cohésion c (kPa)	105
Module de déformabilité E (MPa)	1544

3.6 Conclusion

Il est crucial d'obtenir des informations géologiques et géotechniques précises pour toute construction, afin d'aider les ingénieurs à sélectionner les méthodes d'exécution les plus appropriées. Nous avons observé que le sol est principalement composé d'argile sableuse, ce qui en fait un sol peu résistant et pose des difficultés lors du creusement. Par conséquent, des mesures de précaution supplémentaires doivent être prises pendant la construction pour éviter tout problème potentiel.

Chapitre 4

Calcul empirique des tassements dus au creusement de tunnel

4.1 Introduction

L'exécution d'ouvrages en souterrain induit d'importantes perturbations au massif autour de l'excavation avec des répercussions sur les bâtiments existants en surface.

En terrains de mauvaise qualité géotechnique et en zones urbaines bâties, la magnitude des déformations peut induire de sérieux dommages aux bâtiments et aux services en sous-sol –réseaux d'eau, réseaux d'assainissement, gaz, électricité, télécommunications, etc. Alors, il est très important d'effectuer une estimation de ces mouvements de façon à faire une évaluation des risques de dommages et, le cas échéant, la définition de mesures d'atténuation.

On considère comme une interférence, tous les bâtiments ou d'autres structures existantes sur le tracé du tunnel, dans un couloir avec 50 m de largeur centré au son axe, qui sont, éventuellement, touchés par les travaux du creusement du tunnel.

La méthodologie pour l'évaluation des interférences est la suivante :

- Identification des bâtiments existantes sur un couloir de 50 m de largeur centré avec le tracé.
- Evaluation de la sensibilité aux tassements des bâtiments existants tout au long du couloir, à travers l'analyse des données sur leurs géométries, les matériaux de construction, les types de fondations et l'état de conservation. Ces informations doivent permettre leur évaluation structurelle.
- Évaluation des tassements dus au creusement du tunnel.
- Évaluation des probables dommages induits aux bâtiments.

4.2 Calculs empiriques

Pour la prédiction des tassements on utilise les formulations empiriques pour déterminer les coefficients qui donnent la courbe de Gauss adoptée par Peck (1969) [4], pour calculer la cuvette des tassements tout au long d'une ligne transversale à l'axe (tracé) du tunnel.

$$\delta(x) = \delta_{\max} e^{\frac{-x^2}{2i^2}} \quad (1)$$

- $\delta(x)$ = tassement à la distance x de la cuvette.
- δ_{\max} = tassement maximal mesuré à l'aplomb de l'axe du tunnel.
- x = Distance du point où est évalué le tassement à l'axe du tunnel.
- i = Distance horizontale de l'axe vertical du tunnel au point d'inflexion de la courbe de gauss.
-
- Le but de ce chapitre est de calculer les tassements du tunnel intégrés dans l'expansion entre Ain Naadja Baraki (lot1) de l'entreprise do métro Alger – EMA.
- Le tunnel étudié est selon le plan T1C1-GCG COSM29-300-M4-80-002-1.
- L'analyse de tracé montre que plupart de cet extension du tunnel traverse des zones de la ville d'Alger avec beaucoup des bâtiments en surface, car il est un tunnel en tracé urbaine, avec des aléas sur le milieu environnant.

- On prend le tronçon D9 de PK0+11.250 à PK0+208.85 (L=197.6m) du tracé du tunnel entre le PV6 et le PV7 qui est développé en milieu urbain.

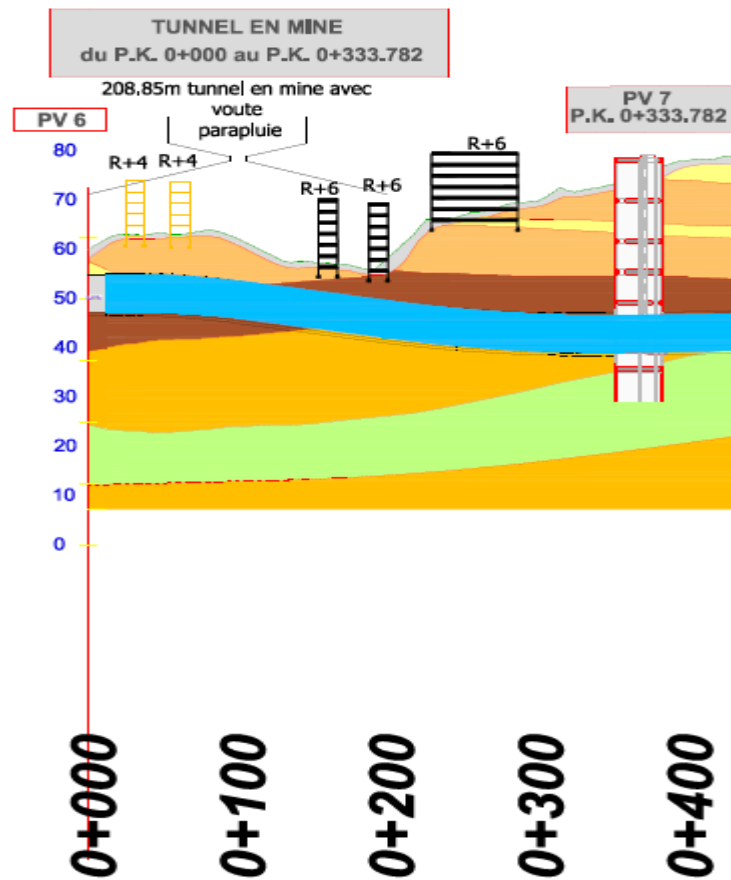


Figure 4-1 : Tracé de tronçon PV6 jusqu'à PV7

❖ **Entre le PK 0+065 et le PK 0+104.5 :**

La couverture du tunnel varie entre 6m et 12m et il sera excavé dans la formation QM, qui est caractérisé par la marne jaune et l'argile marneuse. Cette couche peut avoir une épaisseur de 1.5m et 16m.

❖ **Entre le PK 0+176.5 et le PK 0+200.5 :**

La couverture du tunnel varie entre 7m et 11m, dont la voûte sera excavé dans la formation QM et la demi section sera excavé dans la formation TS, avec niveaux des grés blanchâtre coquillés, et présence de niveaux de grés fin massif.

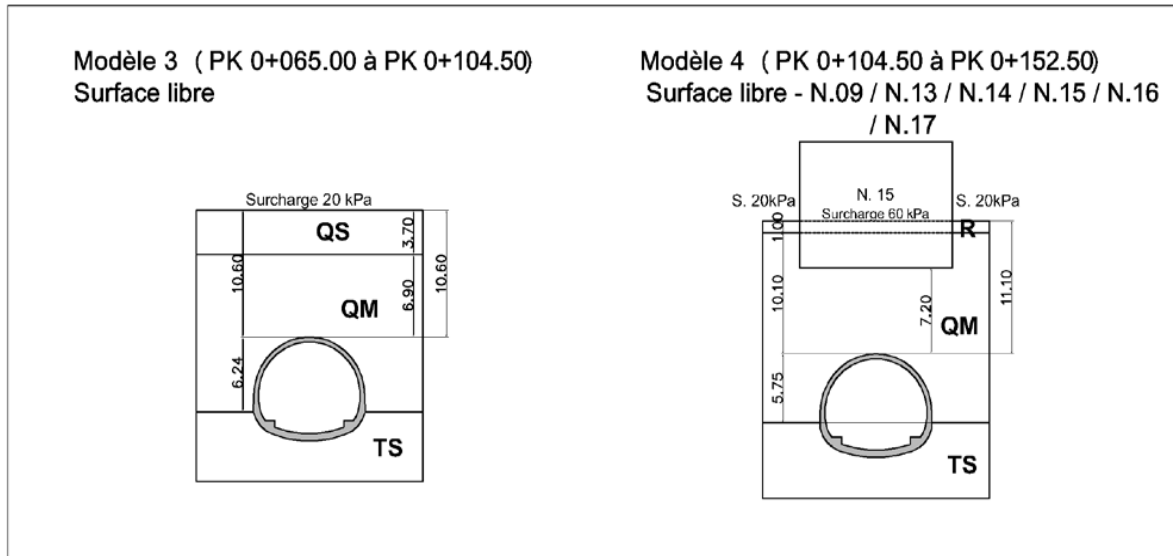


Figure 4-2: Les différentes couches de sol entre PK 0+065 et PK0+152.5

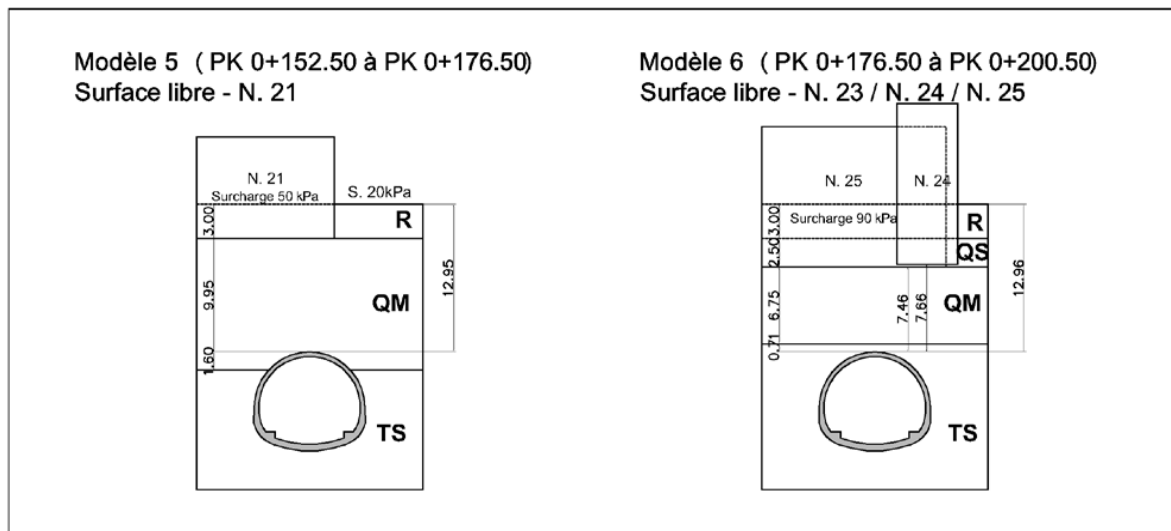


Figure 4-3 : Les différentes couches de sol entre PK 0+125.5 et PK0+200

4.2.1 Caractéristiques du sol

Tableau 4-7:Caractéristique du sol

Type	E (Mpa)	ϑ	γ (Kn/m ³)
R	6	0.3	19
QM	30	0.3	20
TS	80	0.3	21

- E: Module de Young.
- ϑ : Coefficient de poisson.
- γ : Poids volumique de sol.

4.2.2 Résultats de calcul des tassements dans la zone Pk 0+080 surface libre (sans bâtiments)

On va calculer le tassement selon plusieurs méthodes :

Tableau 4-2: Calcul des tassements zone Pk0+080

Méthode de calcul	Formule	K	N	H	$\delta_{max}(mm)$
Farmer [16] Attwel (1977) [17]	$\delta_{max} = \frac{D}{1000} \times \left(\frac{KD}{H}\right)^{\frac{1}{n}}$	10	0.67	11.74	0.28
Sagaseta(1980) [5]	$\delta_{max} = \frac{\gamma D^2}{E \cdot 10^6} \times (0.85 - \nu)$	-	-	11.74	$4,1 \cdot 10^{-4}$
AFTES(1999) [7]	$\delta_{max} = K\lambda \times \gamma R^2 / (E \cdot 10^6)$	2	-	11.74	$8,3 \cdot 10^{-6}$
Descoundres (1983) [40]	$\delta_{max} = 9,9 \cdot 10^{-3} \times D \left(\frac{H}{D} - 0,5\right)^{-0,97}$	-	-	11.74	0.17
Poupelloz (1984) [20]	$\delta_{max} = D \times \frac{R}{1000} \times \frac{KD^{\frac{1}{n}}}{H}$	9.35	0.41	11.74	13.45

λ : Taux de dé-confinement= 0.25.

D : Diamètre du tunnel = 10.62m.

n : Facteurs d'expérience.

H : Profondeur jusqu'à l'axe de tunnel.

R : Rayon excavé du tunnel = 5 m.

K : Facteurs d'expérience.

VI : Perte de volume.

Vs : Volume de la cuvette du tassement.

i : Distance du point d'inflexion de la cuvette des affaissements à l'axe du tunnel.

❖ Estimation de « i »

Tableau 4-3: Estimation de « i » PK0+80

Auteurs	Expression proposée	Résultats
Clough&Schmidt [24]	$i=0.5H^{0.8}D^{0.2}$	5.753
O'Reilly (1982) [29]	$i=0.5H$ ou $i=0.43H+1.1$	5.87
Sagaseta (1987) [5]	$i=0.575H$	6.75
Rankin (1987) [26]	$i=0.5H$	5.87
Chapeau (1991) [27]	$i=0.45H$	5.283

❖ Calcul du tassement de la clé de voûte $\delta_{clé}$

Selon la méthode de CETU (1993) [21]:

$$\frac{\delta_{\max}}{\delta_{\text{clé}}} = A \times \frac{R}{H} \quad (8)$$

Ou le rapport : $\frac{R}{H} = \frac{5}{9} = 0.5$

$0.33 < \frac{R}{H} < 0.50$ Donc : $A = 2$

$$\delta_{\text{clé}} = \frac{0.33 \times 5}{2 \times 5} \rightarrow \delta_{\text{clé}} = 0.29 \text{ mm}$$

4.2.3 Résultats de calcul des tassements dans la zone PK0+200

Tableau 4-4: Calcul des tassements zone PK0+200

Méthode de calcul	Formule	K	N	H(m)	$\delta_{\max}(\text{mm})$
Farmer,Attwel (1977)	$\delta_{\max} = \frac{D}{1000} \times \left(\frac{KD}{H}\right)^{\frac{1}{n}}$	10	0.67	10.42	0.33
Sagaseta(1980)	$\delta_{\max} = \frac{\gamma D^2}{E \cdot 10^6} \times (0.85 - \nu)$	-	-	-	$4,1 \cdot 10^{-4}$
AFTES(1999)	$\delta_{\max} = K\lambda \times \gamma R^2 / (E \cdot 10^6)$	2	-	-	$8,3 \cdot 10^{-6}$
Descoundres (1983)	$\delta_{\max} = 9,9 \cdot 10^{-3} \times D \left(\frac{H}{D} - 0.5\right)^{-0.97}$			10.42	0.21
Poupelloz (1984)	$\delta_{\max} = D \times \frac{R}{1000} \times \frac{KD^{\frac{1}{n}}}{H}$	9.35	0.41	10.42	11.59

❖ Estimation de « i »

Tableau 4-5: Estimation de « i » PK0+200

Auteurs	Expression proposée	Résultats
Clough&Schmidt	$i = 0.5H^{0.8}D^{0.2}$	5.22
O'Reilly[1982]	$i = 0.5H$ ou $i = 0.43H + 1.1$	5.21
Sagaseta[1987]	$i = 0.575H$	5.991
Rankin[1987]	$i = 0.5H$	5.21
Chapeau[1991]	$i = 0.45H$	4.689

❖ **Calcul du tassement de la clé de voûte $\delta_{clé}$**

Selon la méthode de CETU (1993) :

$$\frac{\delta_{max}}{\delta_{clé}} = A \times \frac{R}{H} \quad (8)$$

Ou le rapport : $\frac{R}{H} = \frac{5}{11} = 0.5$

$0.33 < \frac{R}{H} < 0.50$ Donc : $A = 2$

$$\delta_{clé} = \frac{0.33 \times 11}{2 \times 5} \rightarrow \delta_{clé} = 0.36 \text{ mm}$$

A la base de l'expérience acquise dans les nombreux travaux souterrains effectués à Madrid l'Unité de Suivi et Auscultation (USA) de MINTRA a proposé une série de recommandations destinées à la conception de Plans pour l'Instrumentation et le Contrôle des travaux d'extension de lignes de métro, qui sont reprises dans le tableau suivant et qui établissent les seuils de contrôle ou de limite théorique de mouvements admissibles selon le type de structure de l'élément à protéger.

Tableau 4-6: seuils de déplacement a additionnels admissibles considérés

Paramètre		Affaissement δ_{max} (mm)		
		Vert	Orange	Rouge
A	➤ Zones sans bâtiments	< 50	50-100	> 100
B	➤ Bâtiments avec fondation profondes ou radier en bon état ➤ Pas d'installation de Gaz	< 50	20-30	> 30
C	➤ Structure souterraine ou tunnel existants.	< 15	15-25	> 25
D	➤ Bâtiment avec fondation superficielles sans dégât apparent	< 10	10-20	> 20

E	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Bâtiment avec fondation superficielles avec dégât ➤ Bâtiment monumentale ➤ Bâtiment avec plus de 10 hauteurs ➤ Tuyaux de gaz 	< 5	5-10	> 10
---	---	-----	------	------

4.2.4 Interprétation des résultats

• **Zone PK0+080 :**

Dans notre cas nous avons une zone sans bâtiments donc nous sommes dans la case vert suivant le tableau proposé.

Alors la zone n'est pas en danger, car le tassement calculé avec les formules précédentes est inférieur à 50mm.

• **Zone PK0+200 :**

Dans cette zone on a des bâtiments avec fondations superficielles avec dégâts, donc on est dans la zone orange, ce qui indique que la zone est à risque car le tassement calculé est entre 5mm et 10mm.

Par conséquent des mesures supplémentaires doivent être envisagées dans cette zone pour contrôler les tassements.

4.3 Conclusion

La stabilité du front est garantie par les effets conjoints de la contrainte de sol et de la pression interstitielle dans la chambre d'excavation.

Afin de mieux estimer le tassement de surface, par la méthode empirique on a montré que la distribution transversale des tassements en surface de tunnel peut bien être modélisée par une courbe de gauss.

Vu les résultats obtenus nous pouvons conclure que le tassement estimé due au creusement du tunnel est petit dans la zone loin des bâtiments mais par contre il faut prendre des précautions supplémentaires dans la zone où le creusement est sous les bâtiments.

Chapitre 5

Renforcement des bâtiments

5.1 Introduction

Lorsque des tassements en surface sont détectés suite au creusement d'un tunnel, il est important de prendre des mesures de renforcement pour protéger les bâtiments environnants. Les tassements peuvent affecter la stabilité des structures voisines et entraîner des dommages structurels coûteux.

Le renforcement peut impliquer l'utilisation de différentes techniques, telles que l'injection de béton, l'installation des poutres d'acier ou de systèmes de soutènement pour stabiliser les bâtiments affectés. Le choix des techniques de renforcement dépend de la nature des sols environnants, de la taille du tunnel et des propriétés des bâtiments voisins.

Ce chapitre présente l'analyse de la situation et propose des mesures de mitigation pour les bâtiments à risques de dégâts.

5.2 Analyse de la situation

D'après l'interprétation des données obtenues on constate que les tassements pourront résulter d'un réaménagement à l'intérieur du sol dû à l'existence de cavités produites par le lavage des matériaux très fins par l'eau en circulation lors de la perforation.

Cette interprétation découle de l'observation de la sortie de la grande quantité de l'eau par le trou pendant les travaux de perforation.

Aussi, l'observation du phénomène nous pousse à admettre que la même situation pourrait avoir survenue lors de la perforation du collecteur localisé tout près de la façade du bâtiment qui a subi des tassements.

En outre, les caractéristiques du sol, remblais constitué par des matériaux argileux non compacté, amplifient sa désagrégation.

D'après l'analyse réalisée, nous pouvons conclure qu'il y'a une érosion interne des sols autour des fondations, dont la faible qualité des paramètres géotechnique est évidente.

Envisageant de corriger cette situation il faut entreprendre des actions qui annulent les effets de l'érosion qui se vérifie en remplissant les vides et en renforçant les sols.

5.3 Immeuble environnant

Dans le tronçon PK0+24.45 à Pk0+65.00 en analyse, on observe la présence du bâtiment dans le couloir d'influence de la construction du tunnel et qui pourra être influencé significativement par celui-ci.

Les caractéristiques principales de ce bâtiment sont détaillées dans le tableau suivant :

Tableau 5-8 : Caractéristiques des bâtiments influencés par le creusements du tunnel dans le tronçon PK0+24.45 à PK0+65.00

		N02	N03
Typologie	(-)	R+4	R+4
Nombre d'étages	(-)	4	4
PK d'analyse	(m)	47.00	52.00
Hauteur du bâtiment	H (m)	15	15
Distance initiale du bâtiment à l'axe du tunnel	X1 (m)	-15.7	-21
Distance finale du bâtiment à l'axe du tunnel	X2 (m)	2	-3.5
Niveau de fondation	Zf (m)	57.52	57.52
Hauteur minimal de terrain entre le Tunnel-Fondation	d1 (m)	0.71	0.71

5.3.1 Contexte du bâtiment N°02

Le bâtiment est implanté de façon partiel sur le tunnel, avec sa façade biaisé au l'axe longitudinal du tunnel.

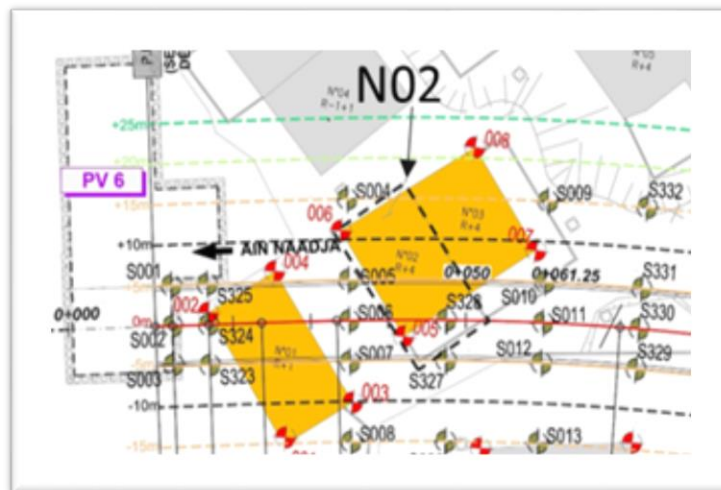


Figure 5-1 : Plan de Bâtiment N°02



Figure 5-2 : Façade de Bâtiment N° 02

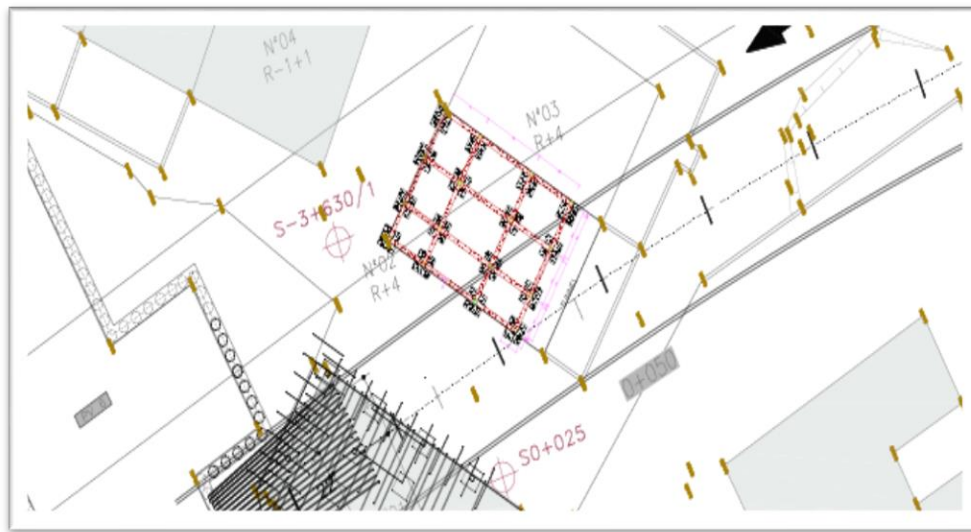


Figure 5-3 : Fondation du Bâtiment N°02

5.4 Analyse et dimensionnement pour reprise en sous-œuvre

Les actions principales à tenir en compte pour le dimensionnement et vérification des renforcements, sont les suivantes :

- Poids propre du sol environnant (pression des terres).
- Poids propre du soutènement et renforcement adopté.
- Surcharge appliquée à la surface/niveau de fondation, autant de nature routière (10 kN/m^2) que due à la présence des bâtiments voisins, La surcharge considérée pour les bâtiments en analyse est 60 kN/m^2 et elle est distribuée par leur semelles.

Plusieurs options de reprise en sous œuvre ont été envisagées, parmi ces solutions on a :

- Renforcement du terrain avec des colonnes de jet-grouting : S'avère une solution difficile à implémenter à cause de l'épaisseur de la couche de terrain réduite entre la voûte du tunnel et les fondations due aux pressions d'injection du jet-grouting.
- Injections de coulis de ciment dans le sol entre la voûte du tunnel et les semelles de fondation du bâtiment : Pour l'efficacité du traitement il faut avoir un programme détaillé d'essais et, aussi, difficulté d'obtenir une zone de terrain avec des paramètres adéquats qui garantissent la stabilité de la voûte pendant le creusement.
- Micro-pieux sous les fondations du bâtiment après la solidarisation de toutes les semelles de fondation : Les micro-pieux en traversant le tunnel réduisent les événements de collision pendant le creusement. Cet alignement intérieur et unique de micro-pieux est plus facile à exécuter et rend l'opération d'excavation moins difficile.

Au vu des avantages et inconvénients des options considérées, nous avons opté pour la reprise en sous-œuvre par micro-pieux.

5.4.1 Positionnement du renforcement en sous-œuvre

Pour déterminer la position du renforcement nous allons utiliser la courbe de Gauss pour savoir où se trouve le tassement différentiel ainsi que le tassement total important.

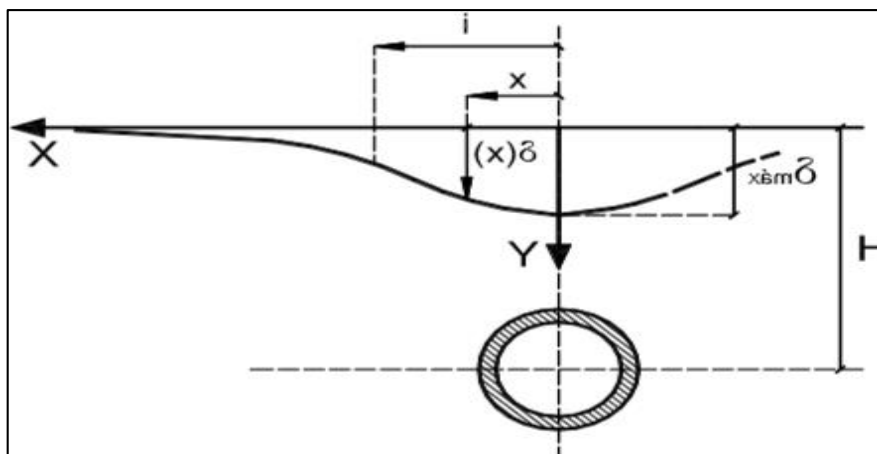


Figure 5-4 : La courbe de Gauss

Selon cette courbe on a le point d'inflexion « i » qui représente la distance de la cuvette du point d'inflexion de la courbe des tassements à l'axe du tunnel, et le point « x » représente la distance entre le point où est évalué le tassement à l'axe du tunnel. Donc nous pouvons conclure que le positionnement du renforcement va se trouver au tour du point d'inflexion car le tassement différentiel est important au-dessus du tunnel parce que le tassement est maximal.

- Calcul de point d'inflexion « i » :

Selon O'Reilly (1982) [29]:

$$i = 0.43H + 1.1$$

$$i = 0.43 \times 15.7 + 1.1 = 7.85 \text{ m}$$

H : la distance initiale du bâtiment N02 à l'axe du tunnel.

5.4.2 Principe du renforcement par micro-pieux

Le principe des micro-pieux est de reprendre les charges pour les transmettre à des couches compactes et profondes susceptibles de les supporter dans des conditions satisfaisantes de stabilité et de tassement.

La capacité portante des micro-pieux dépend des armatures transmettant les efforts de l'ouvrage vers le sol, du scellement avec le sol de fondation ainsi que la qualité de liaison micro-pieux ouvrage, et elle varie en fonction de la taille des micro-pieux et du profil souterrain.

5.4.3 Calcul de la force portante d'un micro-pieu

Pour déterminer la force portante d'un micro pieu on utilise la formule suivante :

$$Q_l = Q_p + Q_s \quad (9)$$

Q_p : La charge de la pointe.

Q_s : La charge limite de frottement latéral.

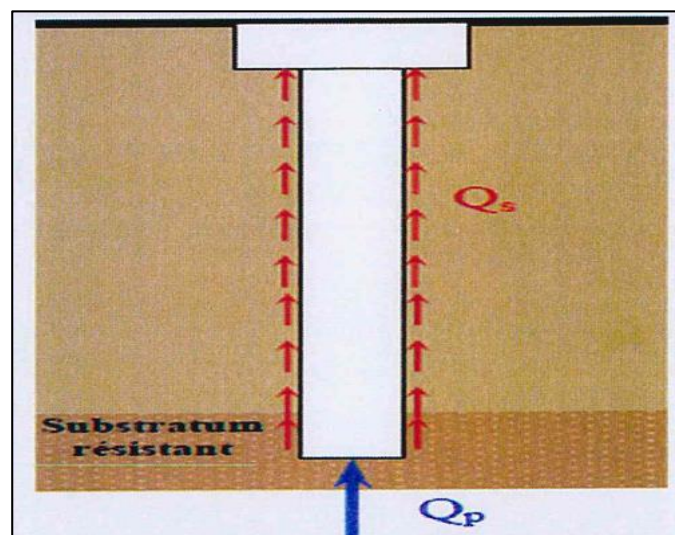


Figure 5-5 : Les charges qui s'exercent dans le micro-pieu

➤ **Calcul de frottement latéral Q_s :**

Le frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fut de micro-pieu est calculé par l'expression suivante :

$$Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz$$

P : Périmètre du micro-pieu.

$q_s(z)$: Le frottement latéral unitaire limite à la cote z .

h : La hauteur est celle au s'exerce le frottement latéral.

Puisque le diamètre du pieu est constant et circulaire, le frottement latéral Q_s est donné par la formule suivante :

$$Q_s = \pi \times D \int q_s(z) dz \quad (10)$$

D : Diamètre du micro-pieu.

Le frottement latéral unitaire limite q_s est donné en fonction de la pression limite nette p_l^* (qui exprime la capacité ou le serrage du sol) par les courbe de la figure suivante :

Tableau 5-2: Résultats de calcul de q_s

Type de sol	Q	K	P ₀ (Mpa)	Pl(Mpa)	pl*(Mpa)	q _s (Mpa)	Epaisseur de la couche(m)
Argile Q _m	Q1	0.53	-229.21	0.6	229.81	0.04	10.94
Sable T _s	Q1	0.45	-140.75	0.4	229.61	0.04	7.06

➤ Après on détermine Q_s :

$$Q_s = \pi \times 0.127 [(0.04 \times 10.94) + (0.04 \times 7.06)] = 0.28 \text{ MPa}$$

➤ **Calcule la résistance de la pointe Q_p :**

La résistance de la pointe est donnée par l'expression suivante :

$$Q_p = A \times k_p \times ple^* \quad (12)$$

A : Section de la pointe $= \frac{\pi.D^2}{4}$.

K_p : Facteur de portance pressiométrique dans notre cas $K_p=1.1$ selon le tableau 5-8.

ple^* : Pression limite équivalente autour de la base du micro-pieu.

$$ple^* = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} pl^*(z) \quad (13)$$

a : $\max(\frac{B}{2}; 0.5) = \max(\frac{0.127}{2}; 0.5) = 0.5m$.

$b : \min (a ; h) = \min (0.5 ; 0) = 0 \text{ m}$, hauteur de la fondation dans la couche résistante (porteuse).

$h=b=0$ sol homogène.

Tableau 5-3 : Valeurs de K_p

Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles, Limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables, Graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes ; marno-calcaires		1,8	2,6

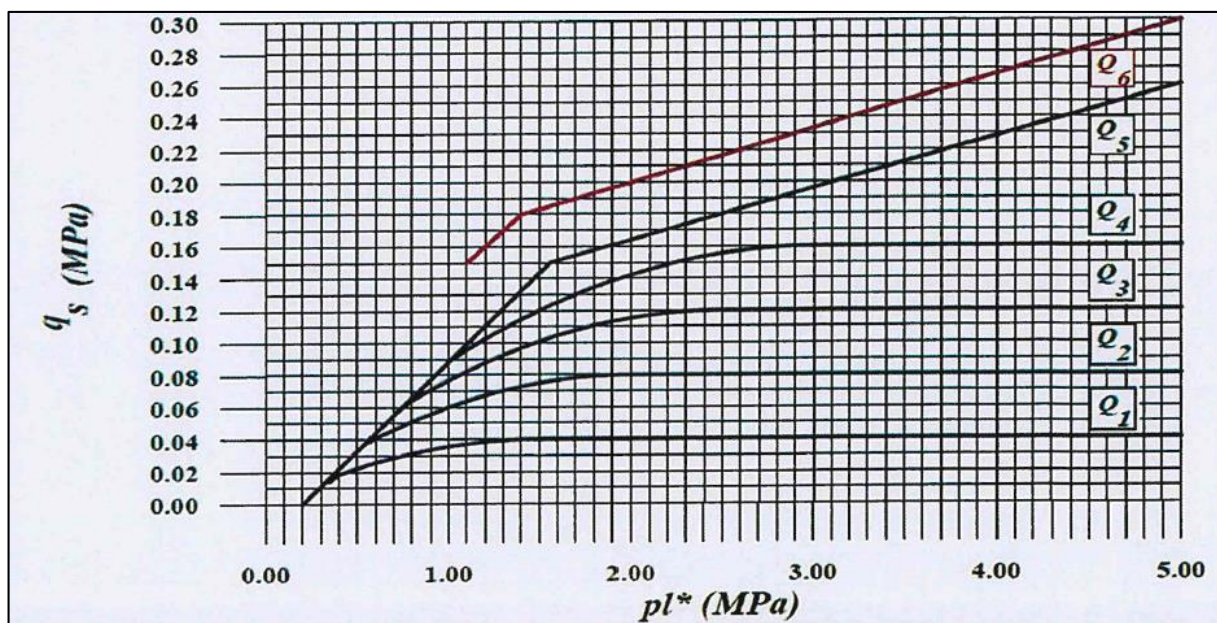


Figure 5-6 : Courbes de frottement unitaire limite le long du fût du pieu

Le choix de la courbe à utiliser en fonction de la nature du sol et le type de micro-pieu (voir tableau suivant). Dans notre cas on a un sol de type argile limoneuse et micro-pieu de type foré simple de 0.127m de diamètre et de 20m de longueur et on a aussi des micro-pieux de petite longueur de 4m de la voute parapluie.

Donc on prend la courbe Q_1 selon le tableau de choix des abaques pour le calcul du frottement latéral unitaire limite q_s .

Tableau 5-4 : Choix des abaques pour le calcul du frottement latéral unitaire limite q_s (Règles SETRA - LCPC 1985)

	Argiles - limons	Sables	Graves	Craie	Marnes - marno-calcaires	Rocher altéré ou fragmenté
Foré simple	Q1* Q2 (2) Q3 (3)			Q3* Q6* (2)	Q4* Q5 (2)	Q6*
Foré boue	Q1* Q2 (2)	Q1* (6) Q2	Q2 (6) Q3	Q3* Q6* (2)	Q4* Q5 (2)	Q6*
Foré tubé (tubage récupéré)	Q1* Q2 (4)	Q1* (6) Q2	Q2 (6) Q3	Q3* Q4* (4)	Q4	
Foré tubé (tubage perdu)	Q1	Q1	Q2	Q2	Q3*	
Puits (1)	Q2 Q3 (5)			Q4*	Q5	Q6*
Métal battu (tube fermé)	Q1* Q2 (5)	Q2	Q3	Q4	Q4	Q4* (7)
Battu préfabriqué (fût béton)	Q2	Q3	Q3	Q4*	Q4*	Q4* (7)
Battu moulé	Q2	Q2*	Q3	Q4	Q4	
Battu enrobé	Q2	Q3*	Q4	Q5*	Q4*	
Injecté basse pression	Q2*	Q3*	Q3*	Q5*	Q5*	Q6*
Injecté haute pression (8)	Q5*	Q5*	Q6*	Q6*	Q6*	Q7* (9)

Pour trouver les nombres des micro-pieux on va répartir la surface du bâtiment sur 2 batteries de micro-pieux voir (figure 8-6 et figure 8-7).

La surface du bâtiment : $S=146.28m^2$

$$Q_{s1} = 40kN/m^2 \times 116.60 m^2 = 4664 KN$$

$$Q_{s2} = 40kN/m^2 \times 29,68 m^2 = 1187 KN$$

❖ **Calcul de la force portante d'un micro-pieu de 20m de largeur :**

➤ La pression limite nette Pl^* :

$$Pl^* = P_1 - P_0 \quad (11)$$

P_1 : Pression limite obtenue par pressiomètre.

P_0 : Pression horizontale de terrain au repos $p_0 = k \cdot (D \times \gamma h)$

$$K = 1 - \sin \theta$$

➤ A l'aide de la courbe 8-7 de frottement latéral unitaire on trouve les valeurs de q_s :

Donc selon l'essai pressiométrique on trouve la valeur de ple^* :

$$ple^* = 153.14 \text{ kPa}$$

$$Q_p = 0.01 \times 1.1 \times 153,14 \cdot 10^{-3} = 0.001 \text{ Mpa}$$

A la fin on calcule Q_l :

$$Q_l = Q_p + Q_s = 0.281 \text{ Mpa}$$

$$\text{Nombre des micro-pieux} = \frac{Q_{s1}}{Q_l} = \frac{4.664}{0.281} \approx 18 \text{ micro-pieux.}$$

❖ Calcul de la force portante d'un micro-pieu de 4m de largeur :

Les micro-pieux sont situés au-dessus de la voute parapluie et sont ancrés dans la couche d'argile Q_m .

De la même méthode nous avons calculé la force portante d'un micro-pieu et nous avons trouvé les résultats suivants :

$$Q_s = \pi \times 0.127 \times (0.04 \times 4) = 0.063 \text{ MPa}$$

$$Q_p = 0.012 \times 1.1 \times 76,60 = 1.011 \text{ Mpa}$$

$$Q_l = Q_p + Q_s = 0.073 \text{ Mpa}$$

$$\text{Nombre des micro-pieux} = \frac{Q_{s2}}{Q_l} = \frac{1.187}{0.073} \approx 16 \text{ micro-pieux.}$$

La solidarisation de toutes les semelles de fondation est effectuée en utilisant une dalle radier en béton avec 1.5 m d'épaisseur.

La solution est définie par une dalle en béton avec 1.50 m d'épaisseur et combinée avec deux poutres assises sur micro-pieux.

La poutre plus proche de l'axe du tunnel a 16 micro-pieux et l'autre 18 micro-pieux chaque poutre a deux alignements de micro-pieux espacés de 1.5 m et entre micro-pieux l'espacement est aussi le même. Ces poutres sont alignées avec l'axe du tunnel et ont 2.7 m de largeur et 1.50 m de hauteur.

La figure (8-6) résume schématiquement cette solution et la figure (8-7) résume la solution adoptée.

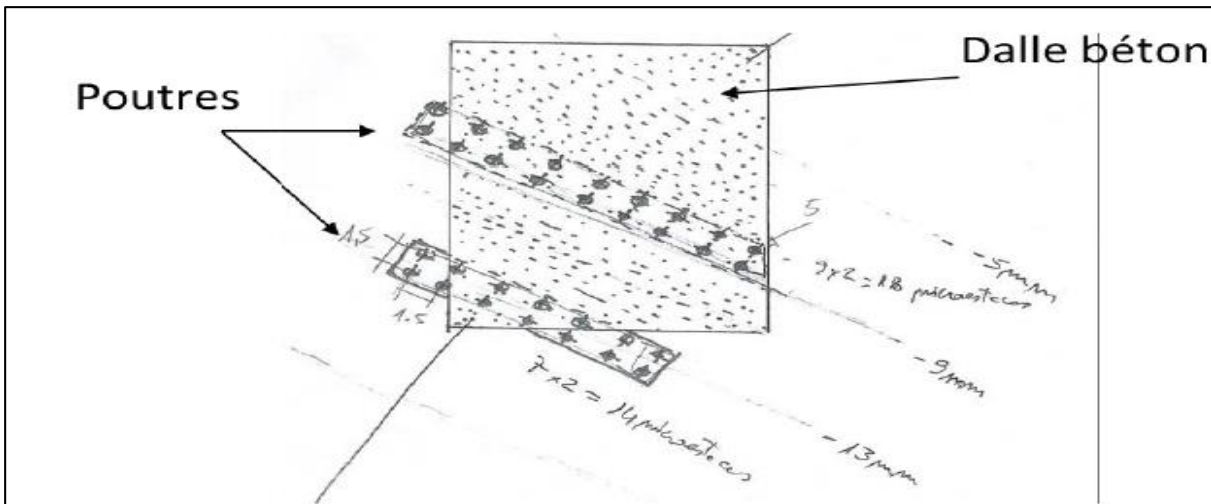


Figure 5-7 : Plan schématique de la situation de renforcement sous le bâtiment

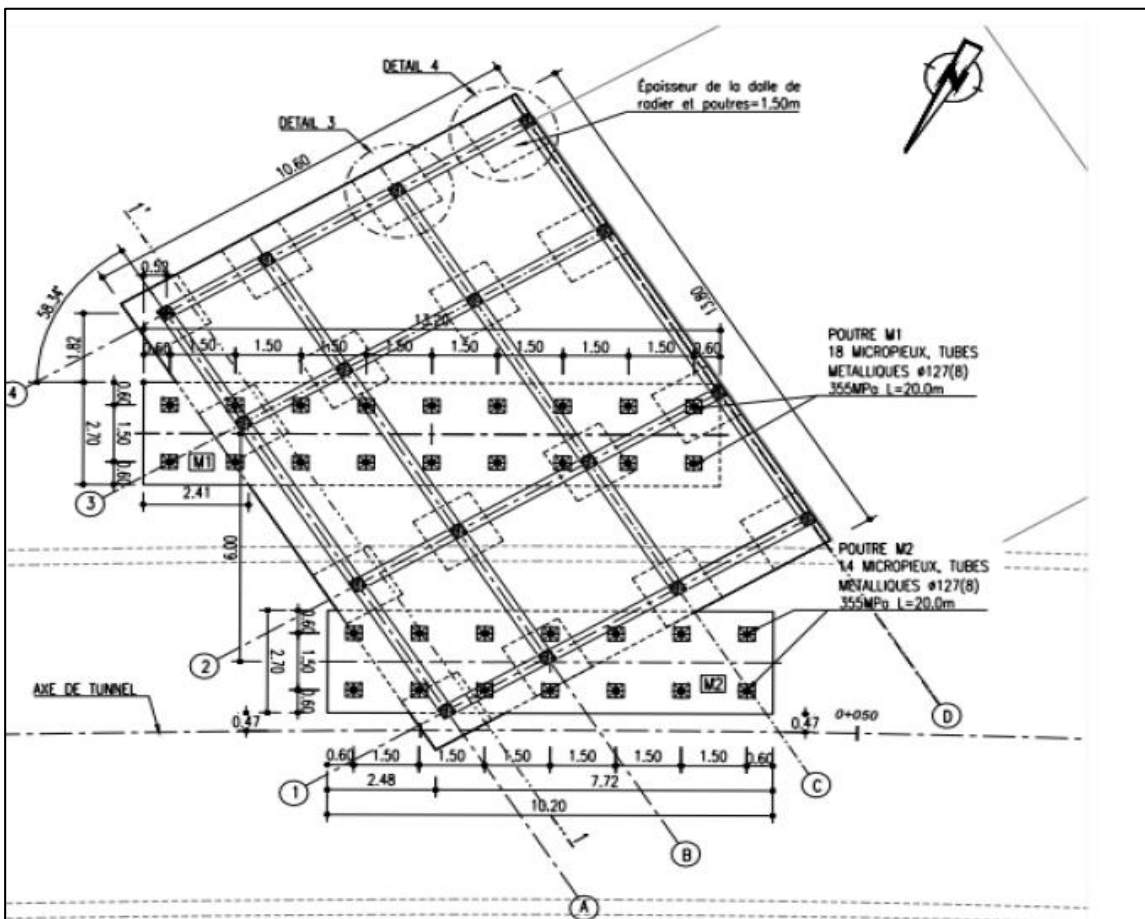


Figure 5-8: Solution de renforcement du bâtiment N°02

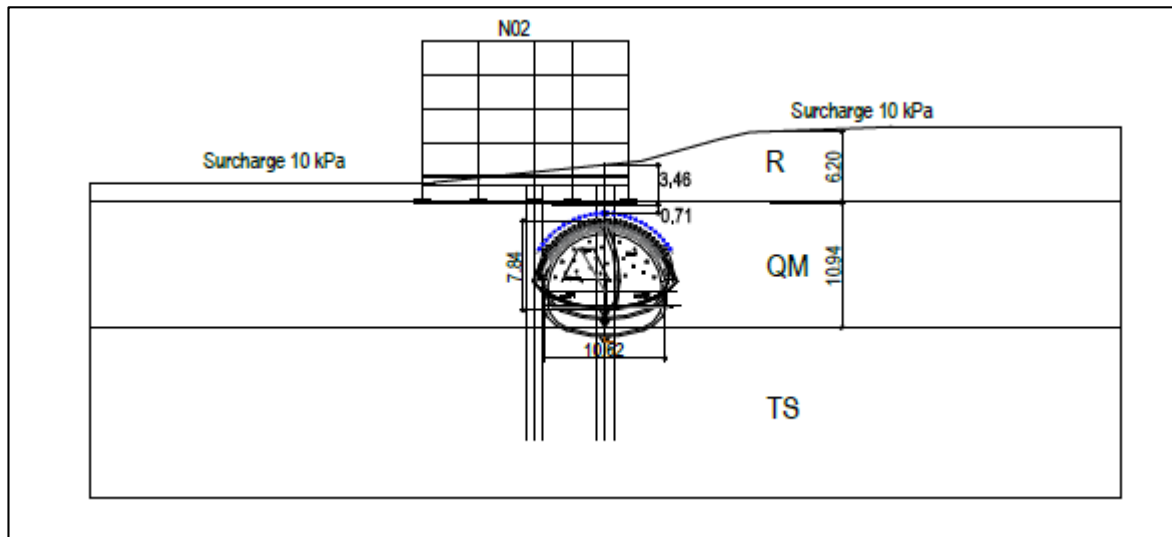


Figure 5-9 : Section d'analyse dans la zone du bâtiment N°02



Figure 5-10 : Vue en plan de la ligne du tunnel et les bâtiments

5.5 Conclusion

Ce chapitre à présenter le renforcement adopté pour le bâtiment dans le couloir d'influence de la construction du tunnel. Parmi les solutions qui peuvent être implémenté pour réduire les tassements en zone urbaine, la reprises en sous-œuvre par micropieux est plus avantageuse.

L'analyse des charges à reprendre et la déformabilité de la structure sont des paramètres qui doivent être bien étudié pour que le dimensionnement des micropieux soit adéquat.

La technique des micropieux pour la reprise en sous-œuvre des fondations améliore la stabilité de la masse du sol au-dessus du tunnel et par conséquent réduit les mouvements dans la structures qui se trouve dans la zone d'influence du tunnel.

Chapitre 6

Modélisation numérique PLAXIS 2D

6.1 Introduction

La construction d'une structure souterraine implique l'utilisation de diverses théories et outils de calcul, qui reposent principalement sur des approches empiriques, analytiques ou numériques ces méthodes sont essentielles pour déterminer les caractéristiques et assurer une dimension optimale du soutènement.

La méthode convergence-confinement (MCC) est une approche simplifiée pour évaluer l'interaction entre le terrain et le soutènement près du front de taille. Elle évite la complexité d'un modèle en trois dimensions en se basant sur une analyse bidimensionnelle de cette interaction. Par conséquent, la MCC est considérablement plus simple que d'autres méthodes d'analyse.

Au cours de ce chapitre, nous allons utiliser le logiciel PLAXIS 2D pour modéliser la section du tunnel. Le comportement du sol sera représenté en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb. Les calculs numériques seront effectués en utilisant la méthode des éléments finis (MEF), sur laquelle repose le logiciel.

6.2 Paramètre du sol et du soutènement des différentes couches

Le soutènement du tunnel est constitué par du béton projeté et des profils métalliques HE160B. Ce soutènement est modélisé par des éléments de type « plate » avec un comportement élastique linéaire. Toutefois, de façon à prendre en compte l'effet du temps de cure du béton projeté au moment de l'installation du soutènement, le module de déformabilité à considérer est de 10 GPa

6.2.1 Calcul de la section homogénéisée

Dans le cadre de la modélisation en éléments finis, le soutènement provisoire composé d'une partie en acier (cintre métallique HEB160) et d'une partie en béton projeté a été simplifié en un matériau homogénéisé. Cette simplification a été nécessaire car le logiciel PLAXIS 2D ne permet pas de traiter directement les structures avec deux types de matériaux distincts. Les caractéristiques mécaniques combinées du cintre en acier et du béton ont été représentées par un seul matériau équivalent afin de faciliter les calculs.

$$A_s = 43,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cintre HEB160} \quad I_s = 1018 \text{ cm}^4$$

$$E_s = 200000 \text{ MPA}$$

$$\text{Béton projeté} \quad E_b = 10000 \text{ MPA}$$

- Section équivalente:

$$A_{eq} = A_s \cdot \frac{E_s}{E_b} + A_b$$

$$A_b = e \cdot 1 \text{ ml}$$

$$A_s' = \frac{A_s}{\alpha}$$

α : Dimensions entre axes de deux (2) cintres respectifs.

e : Epaisseur du béton projeté

A_s' : Section du profilé en acier.

A_b : Section du béton projeté.

E_s : module d'élasticité du cintre.

E_b : module d'élasticité du béton projeté.

$$A_{eq} = \frac{43,2 \cdot 10^{-4}}{0,8} \cdot \frac{200000}{10000} + 0,3$$

$$A_{eq} = 0,408 \text{ m}^2$$

- Le moment d'inertie equivalent:

$$I_{eq} = I_s + I_b$$

I_s : moment d'inertie du cintre.

I_b : moment d'inertie du béton projeté.

$$I_{eq} = \frac{1018 \cdot 10^{-8}}{0,8} + 1 \cdot \frac{(0,3)^3}{12}$$

$$I_{eq} = 2,27 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

- Le module de Young équivalent :

$$E_{eq} = \frac{E_s \cdot A_s + E_b \cdot A_b}{A_s + A_b}$$

$$E_{eq} = \frac{200000 \cdot 5,4 \cdot 10^{-3} + 10000 \cdot 0,3}{5,4 \cdot 10^{-3} + 0,3}$$

$$E_{eq} = 13359,52 \text{ MPA}$$

$$E_{eq} = 13359,52 \cdot 10^3 \text{ KN/m}^2$$

$$E \cdot A = 13359,52 \cdot 10^{-3} \cdot 0,408$$

$$E \cdot A = 5,45 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$$

$$E \cdot I = 13359,52 \cdot 10^3 \cdot 2,27 \cdot 10^{-3}$$

$$E \cdot I = 30,32 \cdot 10^3 \text{ KN} \cdot \text{m}^2/\text{m}$$

Les caractéristiques de la section homogénéisée du cintre double 2xHE160B + 0.3 béton projeté sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau 6-1: Caractéristiques mécaniques du soutènement homogénéisé

/	EA(KN/M)	EI(KN.M ² /M)	W	N
Béton projeté + profils métalliques HE160B	5,45.10 ⁶	30,32.10 ³	6,570	0,200

Pour modéliser notre cas nous avons choisi :

- Critère de Mohr Coulomb.
- La déformation plane.
- Les matériaux plastiques.

Le tableau suivant représente les profondeurs des différentes couches de sols introduites dans PLAXIS 2D :

Tableau 6-2: Profondeurs des différentes couches

Section 01 (PK 24,5 a 65)		Section 02 (pk 80 a 110)		Section 03 (pk 176,5 a 200,5)	
Nature de couche	Profondeur (m)	Nature de couche	Profondeur (m)	Nature de couche	Profondeur(m)
R	0-6,20	Qs	0-3,70	R	0-3
Qm	6,20-10,94	Qm	3,70-16,84	Qs	3-5,5
				Qm	5,5-12,25
Ts	10,94-50	Ts	16,84-50	Ts	12,25-50

6.3 Les étapes de modélisation du terrain

Pour la section 01 (pk 24,5 a 65).

6.3.1 Entrée les données

- On va tracer les couches de différentes sections du tracé du tunnel.

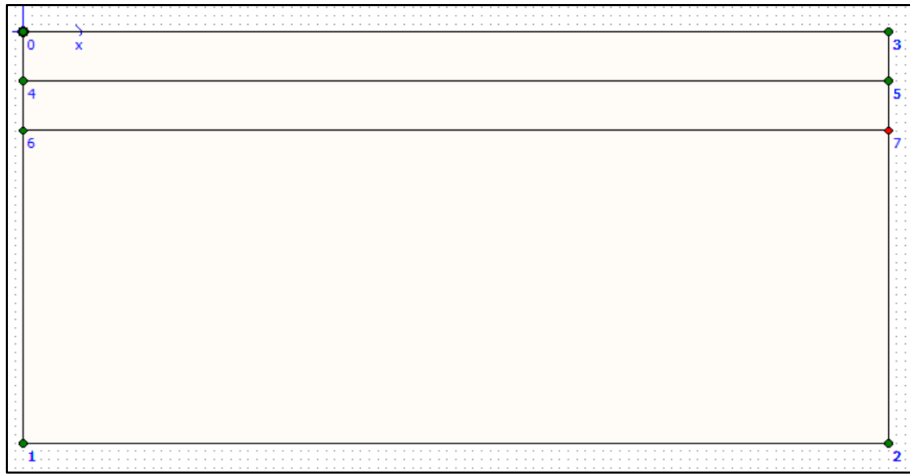


Figure 6-1 : Exemple de traçage des couches de premier terrain

6.3.2 Les caractéristiques du sol

Pour chaque section on va introduire les caractéristiques suivantes pour chaque couche : le poids volumique, le module de Young, le coefficient de poisson, la cohésion et l'angle de frottement.

En utilisant :



« Material sets » et choisir New : on a alors par défaut le modèle de Mohr Coulomb avec 3 onglets à remplir : général, paramètres, et interfaces.

- Paramètres : on peut aussi rentrer les paramètres mécaniques du modèle de Mohr-coulomb tel que : le module de Young, le coefficient de poisson, l'angle de frottement et l'angle de dilatance, la valeur de la cohésion.

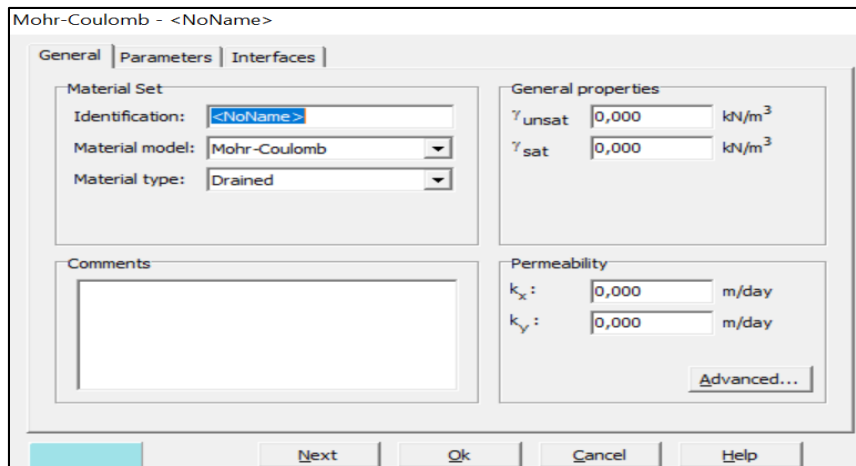


Figure 6-2 : Caractéristiques des différentes couches

Après introduction des données le modèle du sol est finalisé comme indiqué sur la figure suivante :

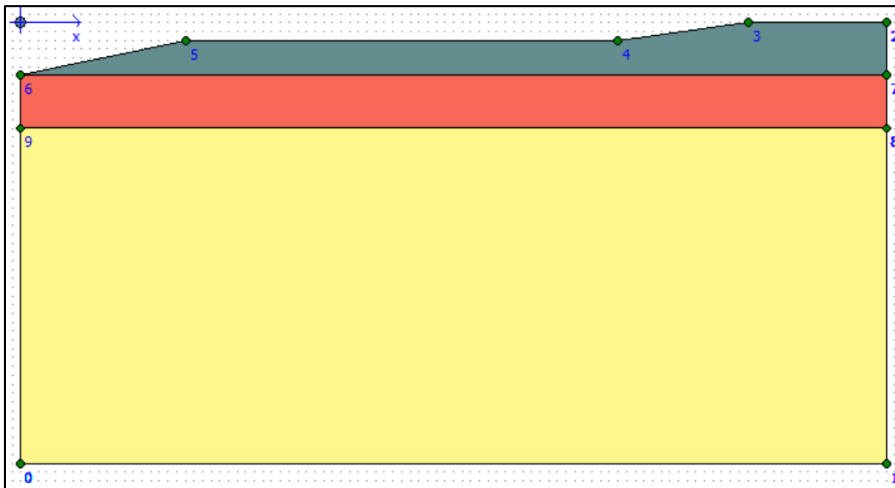


Figure 6-3 : Affection des matériaux

Dans notre modèle on a pris en compte une surcharge $A=20\text{KN/m}^2$ liée à l'installation du chantier. Cette surcharge représente la charge additionnelle exercée sur le terrain pendant la phase de construction du tunnel, en raison des équipements, des matériaux et des activités associées à l'installation du chantier.



(Distributed load load-system A) est l'icone pour modéliser une surcharge.

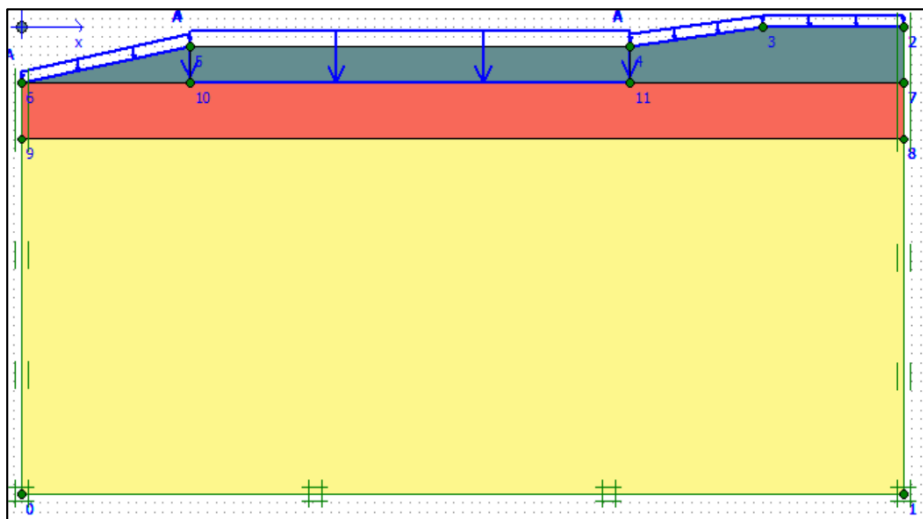


Figure 6-4 : Distribution des charges

6.3.3 Définition du tunnel

Pour définir le tunnel cliquer sur l'icône tunnel dans la barre d'outils. On considère une moitié de section de tunnel « line » avec une interface sol-structure en contact avec le sol, il est composé de 5 sections une rectangulaire et 4 triangulaire avec des angles répétitifs de 28.73° , 44.56° , 60° , 46.71° , qui possédants les mêmes propriétés mécaniques, puis on fait glisser la figure correspondante sur le modèle en plaçant l'origine relative au point choisi.



est l'icône utilisée pour modéliser le tunnel.

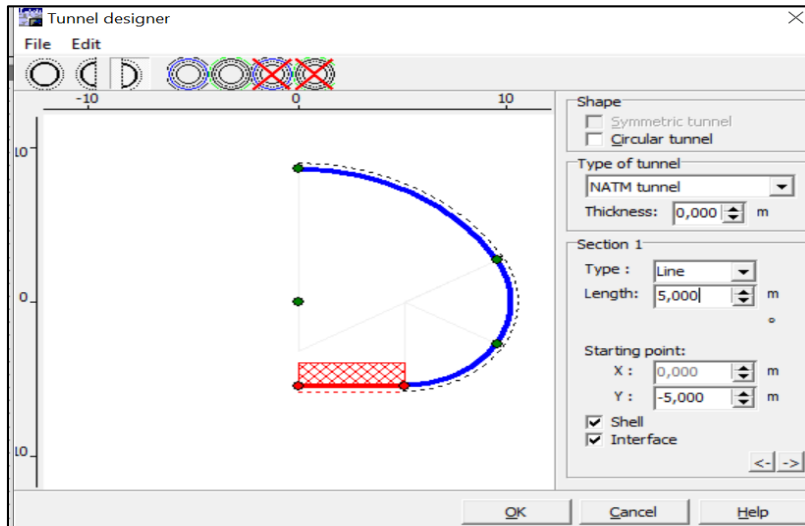


Figure 6-17 : Générateur de tunnel



(Plate) est l'icône pour utilisée pour modéliser les micro-pieux (20m de longueur) à l'extérieur du tunnel.



(Fixed-end anchor) l'icône pour modéliser les micro-pieux à l'intérieur du tunnel.

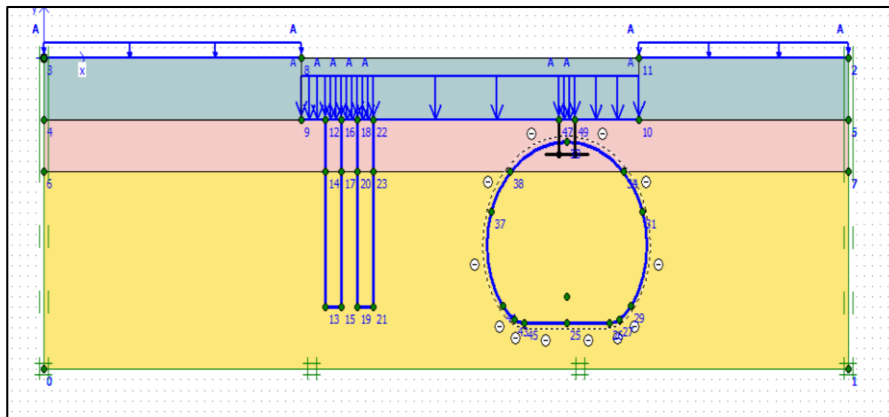


Figure 6-6 : Modélisation du tunnel et les micro-pieux

6.3.4 Conditions aux limites

On choisit l'option de conditions aux limites en déplacements par défauts « Standard fixities », ce qui fixe également le revêtement du tunnel sur la frontière gauche du domaine de sorte qu'aucune rotation ne soit possible (condition de symétrie).



est l'icône utilisé pour les conditions aux limites (Standard fixities).

6.3.5 Eléments de revêtement

En plus des paramètres pour les éléments de sol, on a besoin d'entrer les paramètres de rigidité pour la paroi du tunnel. On définit ces propriétés dans la boîte de dialogue relative aux poutres et revêtements (figure suivante), et on vient l'affecter par glissement de souris au revêtement du tunnel.

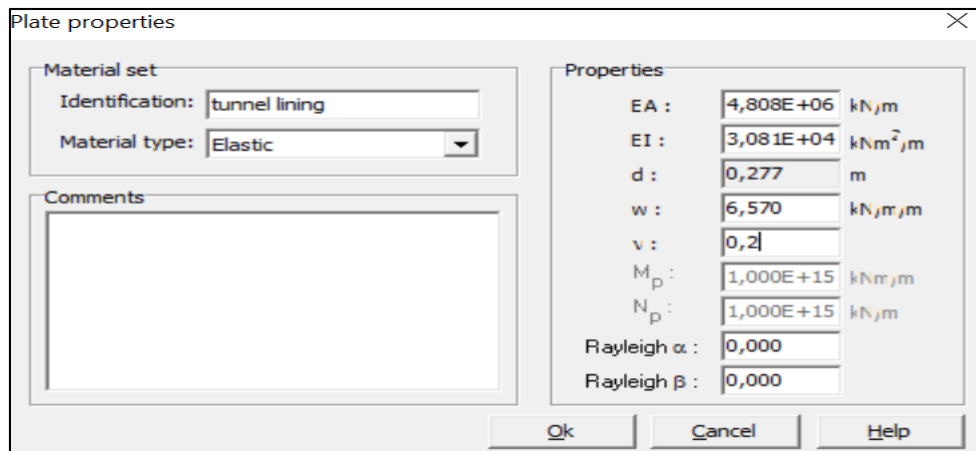


Figure 6-7 : Propriétés mécaniques et physiques du revêtement du tunnel

6.3.6 Maillage

Nous avons suivi une approche de maillage en deux étapes. Tout d'abord, nous avons créé un maillage initial de résolution moyenne, où relativement peu d'éléments ont été attribués à la zone située dans l'emprise du tunnel. Ensuite, nous avons affiné ce maillage dans les environs de la ligne géométrique représentant le tunnel et son revêtement. Dans une deuxième étape, nous avons effectué un affinement supplémentaire dans les zones spécifiques à l'intérieur du tunnel, appelées "clusters". Cette approche progressive d'affinement du maillage nous a permis de mieux représenter les détails géométriques et les variations de contraintes à l'intérieur du tunnel, tout en maintenant une résolution plus grossière dans les zones moins critiques en dehors de l'emprise du tunnel.



On clique sur cette icône « Generate mesh » pour réaliser le maillage

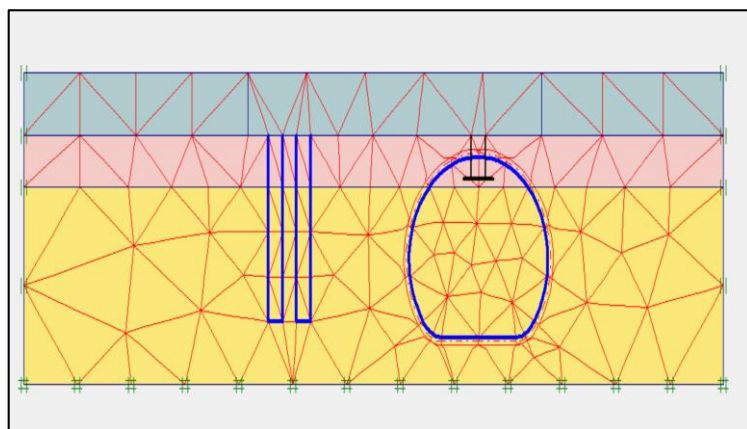


Figure 6-8 : Maillage du modèle du sol du tunnel

Et on clique sur Update.

6.4 Calculs

6.4.1 Section 1 (pk 24 à 65)

A- Le premier cas : Tunnel sans reprise en sous-œuvre

Avant de mettre en œuvre les micro-pieux a l'extérieure et à l'intérieur du tunnel.

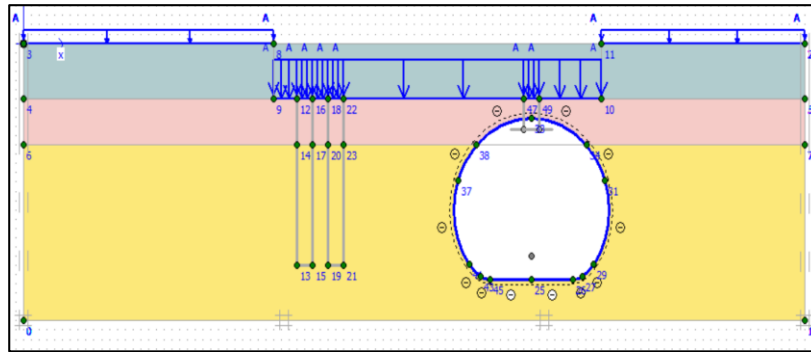


Figure 6-9 : Le premier cas

- Phase 01: Dans la première phase on va activer le chargement puis on clique sur UPDATE.
- Phase 02 : Dans la deuxième phase, on désactive les éléments de sol à l'intérieur du tunnel et l'on active (installe) le revêtement. Cette phase est modélisée par un calcul plastique en utilisant l'option « Staged construction», et on maintient le déplacement à zéro.

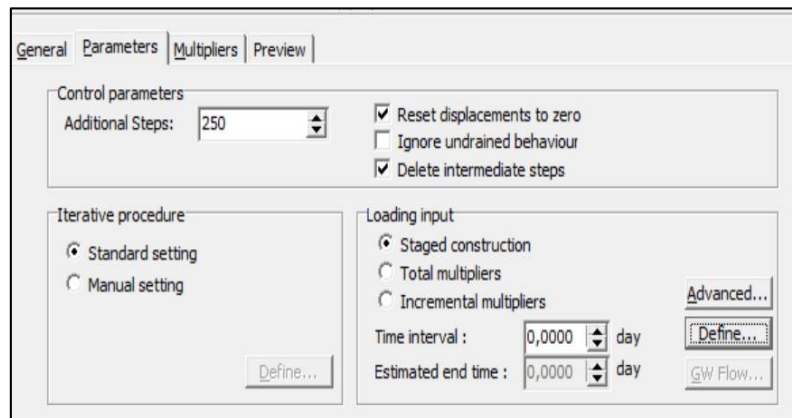


Figure 6-10 : Contrôle des paramètres

B- Le deuxième cas : Tunnel avec reprise en sous-œuvre (renforcement de sol)

Après la mise en œuvre des micropieux à l'extérieur du tunnel.

- Phase 01 : Dans une première phase on va activer le chargement et les micro-pieux par un seul clique puis on clique sur UPDATE.
- Phase 02 : Dans une deuxième phase, on désactive les éléments de sol à l'intérieur du tunnel et l'on active (installe) le revêtement. Cette phase est modélisée par un calcul plastique en utilisant l'option « Staged construction », et on maintient le déplacement à zéro.

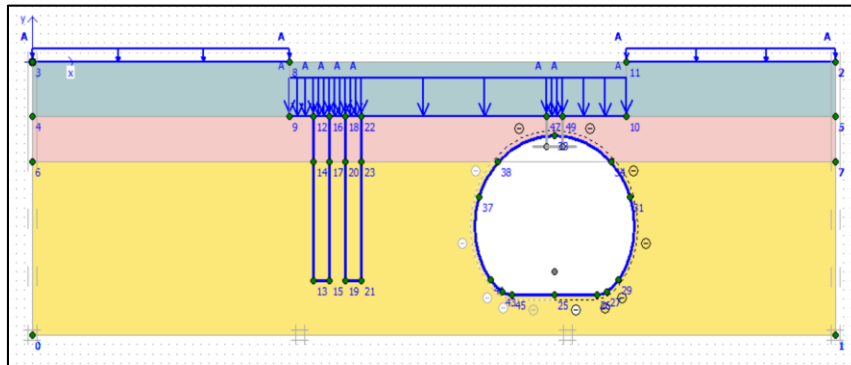


Figure 6-11 : Le deuxième cas

C- Le troisième cas : Tunnel avec reprise en sous-œuvre (renforcement de sol)

- Phase 01 : Dans une première phase on va activer le chargement et les micro-pieux au-dessus et à l'extérieur du tunnel par un seul clique puis on clique sur UPDATE.
- La phase 02 : La deuxième phase ne change pas, on désactive les éléments de sol à l'intérieur du tunnel et l'on active (installe) le revêtement.

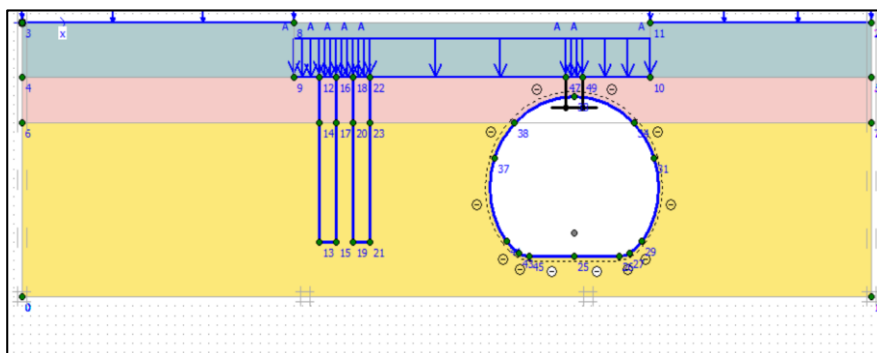


Figure 6-12 : Le troisième cas

6.4.2 Section 2 (pk 80 à 110) surface libre sans bâtiment avec une surcharge $A=20\text{MPa}$ dus à l'emplacement du chantier.

- Phase 01 : Dans la première phase on va activer le chargement puis on clique sur UPDATE.
- Phase 02 : Dans la deuxième phase, on désactive les éléments de sol à l'intérieur du tunnel et l'on active (installe) le revêtement. Cette phase est modélisée par un calcul plastique en utilisant l'option « Staged construction », et on maintient le déplacement à zéro.

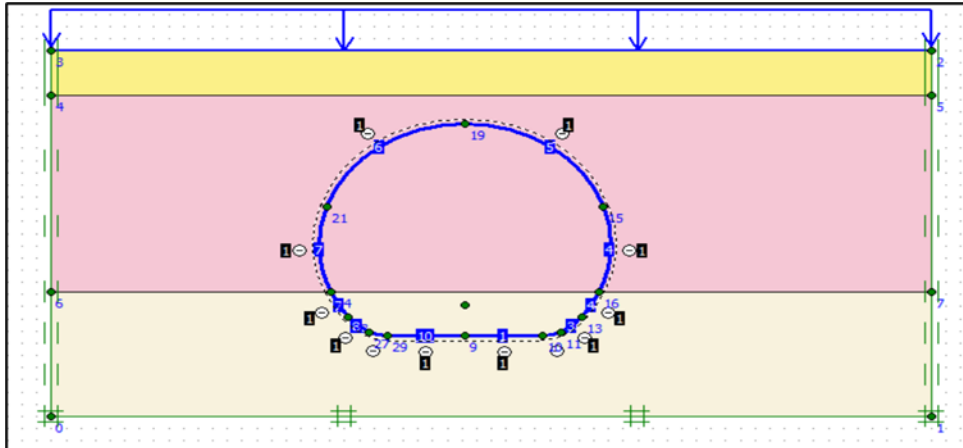


Figure 6-13 : Section 02

6.4.3 Section 3(pk 176,50 à 200,50) surface libre sans bâtiment avec une surcharge $A=90\text{MPa}$ dus à l'emplacement du chantier.

- Phase 01 : Dans la première phase on va activer le chargement puis on clique sur UPDATE.
- Phase 02 : Dans la deuxième phase, on désactive les éléments de sol à l'intérieur du tunnel et l'on active (installe) le revêtement. Cette phase est modélisée par un calcul plastique en utilisant l'option « Staged construction », et on maintient le déplacement à zéro.

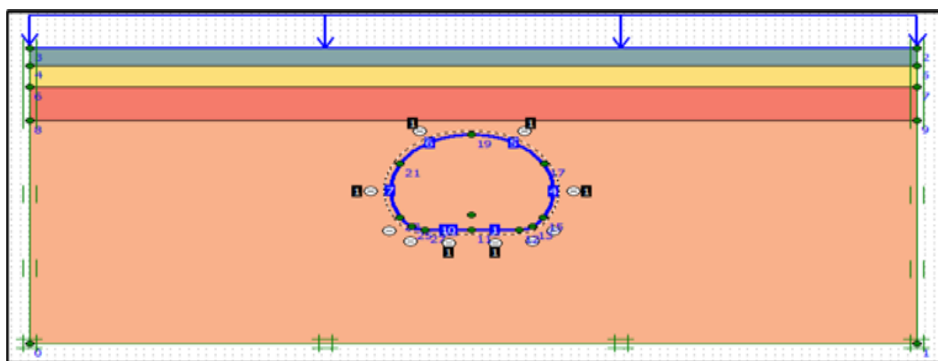


Figure 6-14 : Section 03

6.5 Présentation des résultats

Les différents résultats obtenus par le logiciel PLAXIS 2D sont comme suit :

A- Section 01 (PK 24,5 à PK60) :

Lors de la modélisation initiale, sans renforcement, nous avons étudié les caractéristiques du sol et prédire les tassements prévus. Cependant, afin de renforcer la capacité portante du sol et de réduire les tassements, nous avons pris la décision d'ajouter progressivement des micropieux. Les micropieux sont des éléments structuraux relativement fins insérés dans le sol pour améliorer sa résistance et sa stabilité. En ajoutant ces micropieux, nous avons créé une interaction entre les pieux et le sol environnant, ce qui a entraîné un renforcement significatif. Dans le tableau qui suit, nous allons présenter les résultats du déplacement total de l'ajout progressif des micropieux.

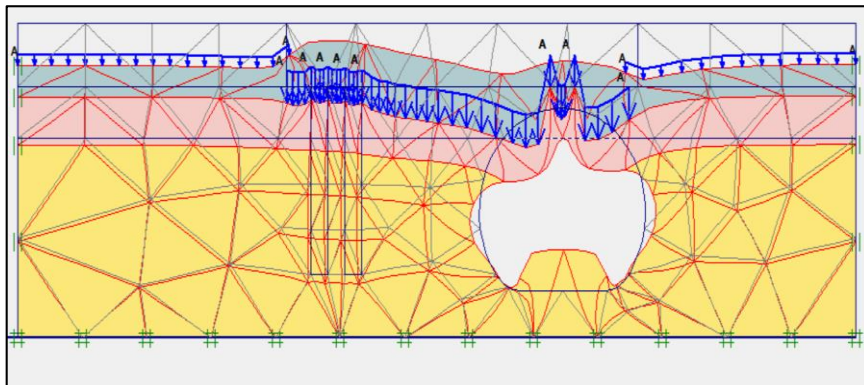


Figure 6-15 : Maillage déformer section 1

Tableau 6-3 : Les résultats de la modélisation section 01

Section 1(24,50 à 65)		
	Les étapes de renforcement	Les déplacements totaux (mm)
Phase 02	Sans renforcement	73,80
	Avec deux micros pieux au-dessus du tunnel	37,80
	Avec deux micros pieux à l'extérieur du tunnel	20,50

B- Section 02 : (du pk 80 a 110) : surface libre sans bâtiment avec une surcharge $A=20\text{MPa}$ dus à l'emplacement du chantier.

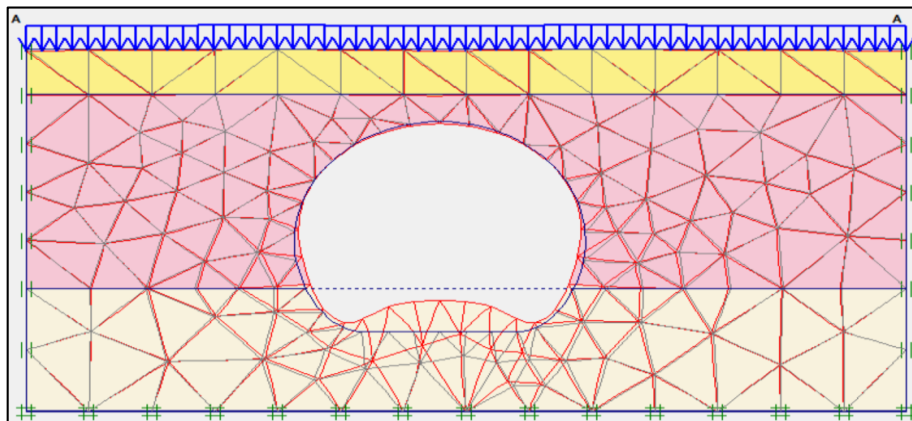


Figure 6-16 : Maillage déformer section 02

Les résultats seront regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 6-4 : Résultat de la deuxième section

	Déplacement total (m). 10^{-3}	Déplacement verticale (m). 10^{-3}	Contrainte verticale KN/m^2
Phase 02	26,02	26,02	553,05

C- Section 03 : (du Pk 176,50 à 200,5) : surface libre sans bâtiment avec une surcharge A=90MPa dus à l'emplacement du chantier.

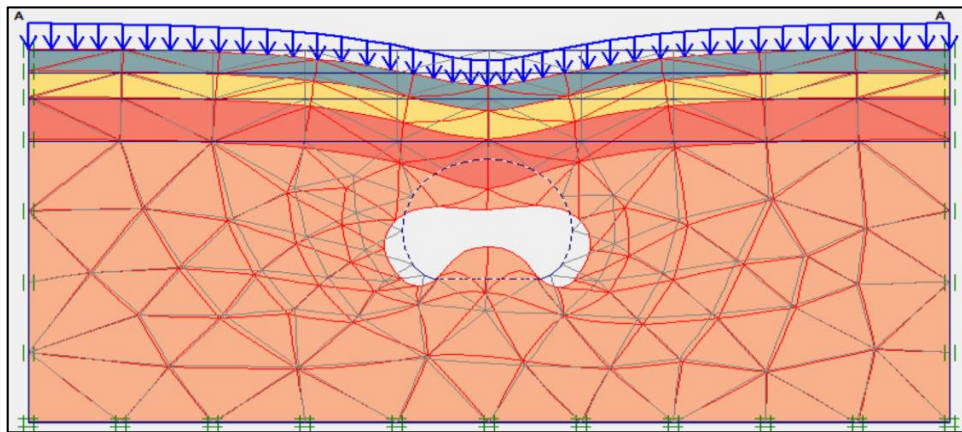


Figure 6-17 : Maillage déformer section 3

Les résultats seront regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 6-5 : Résultats de la section 03

Section (Pk 176,50 à 200,50)			
	Déplacement total (m). 10 ⁻³	Déplacement verticale (m). 10 ⁻³	Contrainte verticale (KN/m ²)
Phase 02	34,20.10 ⁻³	34,20.10 ⁻³	408,01

6.6 Application de la méthode de convergence confinement (MCC) avec PLAXIS 2D

6.6.1 Convergence

La convergence d'une section de tunnel dans une direction donnée "a" correspond au déplacement relatif des deux points diamétralement opposés du parement dans cette direction au fur et à mesure de l'avancement du front de taille. En d'autres termes, c'est la mesure du rapprochement ou de l'écartement des parois du tunnel dans la direction spécifiée lorsque l'excavation progresse.

6.6.2 Confinement et déconfinement

Lorsqu'un tunnel traverse un terrain, ce dernier est considéré comme confiné avant le passage du tunnel, ce qui signifie qu'il est suffisamment éloigné du front d'excavation pour ne pas être affecté par l'effet de creusement du tunnel. Cependant, le confinement est perdu lorsque le tunnel est construit, c'est-à-dire lorsque le front d'excavation se rapproche de la zone du terrain.

Ce déconfinement du terrain est directement lié au passage du tunnel et au rapprochement du front d'attaque avec la zone environnante.

6.6.3 Application de la méthode en PLAXIS 2D

Les mêmes étapes que nous avons faites dans la modélisation précédente ont été suivies sauf que l'on a fait une petite modification dans la phase 2.

A- Section 01 :

- Le premier cas (avant de mettre en œuvre les micro-pieux à l'extérieure et à l'intérieur du tunnel).
- Phase 01 :

On a juste activé le chargement comme on la déjà fait dans la modélisation sans la MCC.

- Phase 02 :

On a désactivé le sol à l'intérieur du tunnel comme nous avons déjà fait dans la modélisation normale sans l'activation de MCC. Ensuite nous entamons l'excavation du tunnel avec un déconfinement partiel de 25% Pour cela appuyez sur Paramètres puis sur Advanced (voir figures suivantes). Après nous avons choisi une valeur (25%), tout en activant le soutènement (on active le tunnel).

Le tableau suivant présente les résultats de la modélisation du premier cas avec la MCC.

Tableau 6-6 : Résultats de la modélisation du premier cas avec la MCC

	Déplacement total (m). 10^{-3}	Déplacement verticale (m). 10^{-3}	Contrainte (KN/m ²)
Phase 02	8,72	8,72	589,98

• Le deuxième cas :

- Phase 01 : On a juste activé le chargement et les micro-pieux comme on l'a déjà fait dans la modélisation sans la MCC.
- Phase 02 :

On a désactivé le sol à l'intérieur du tunnel comme nous avons déjà fait dans la modélisation normale sans l'activation de MCC. Ensuite nous entamons l'excavation du tunnel avec un déconfinement partiel de 25% Pour cela appuyez sur Paramètres puis sur Advanced (voir figures suivantes). Après nous avons choisi une valeur (25%), on désactive les éléments de sol à l'intérieur du tunnel et l'on active (installe) le revêtement.

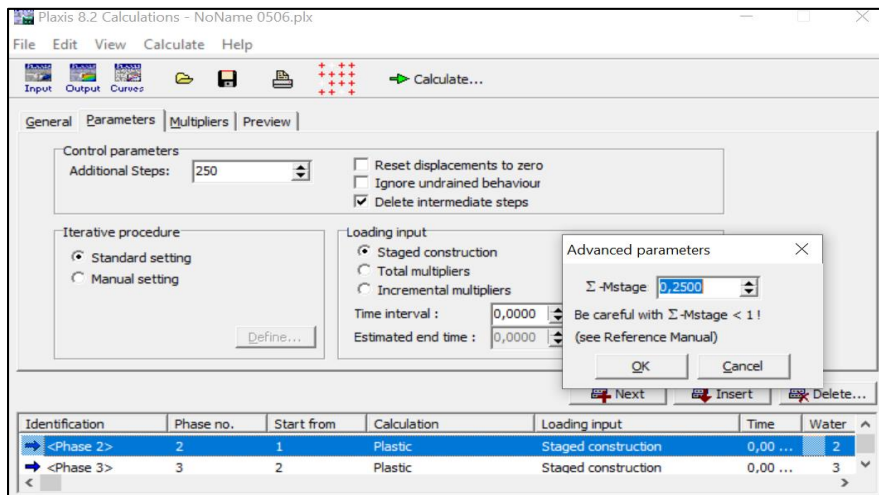


Figure 6-18 : Caractéristiques mécaniques du soutènement

Les résultats après application de la méthode convergence confinement ont été regroupés dans le tableau suivant :

- Phase 01 : les résultats ne changent pas.

Tableau 6-7 : Résultats de la section 01 après application de la MCC

Section 01 (PK 24,5 à 65,5)			
	Déplacements totaux (m) .10 ⁻³	Déplacements verticaux (m) .10 ⁻³	Contraintes (KN/m ²)
Phase 02	5,59	5,59	487,58

B- Section 02 : (PK 80 à 110) :

On a suivi les mêmes étapes que la première section et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6-8 : Résultats de la section 02 après application de la MMC

Section 02 (Pk 80 à 110)			
	Déplacements totaux (m) .10 ⁻³	Déplacements verticaux (m) .10 ⁻³	Contraintes (KN/m ²)
Phase 02	6,64	6,64	555,49

C- Section 03 (pk 176,50 à 200,50) :

On a suivi les mêmes étapes que les sections précédentes et les résultats sont les suivants :

Tableau 6-9 : Résultats de la section 03 après application de la MCC

Section 03 (PK 176,50 à 200,50)			
	Déplacements totaux (m) .10 ⁻³	Déplacements verticaux (m) .10 ⁻³	Contraintes KN/m ²
Phase 02	8,34	8,34	237,28

6.6.4 Comparaison des résultats pour la section 1

A- Pour la section 01 :

Tableau 6-10: Comparaison des résultats avant et après l'application de la MCC

Résultats section 01 sans application de la MCC				Résultats section 01 avec application de la MCC			
/	Déplacements total (m).10 ⁻³	Déplacement verticale (m) .10 ⁻³	Contrainte (kN/m ²)	/	Déplacement total (m) .10 ⁻³	Déplacement verticale (m) .10 ⁻³	Contrainte (kN/m ²)
Phase 02	20,50	20,50	583,32	/	5,59	5,59	587,58

B- La deuxième section :

Tableau 6-11 : Comparaison des résultats avant et après la MCC pour la deuxième section

Section 02 (pk 80 à 110)							
Sans application de la MCC				Avec application de la MCC			
/	Déplacement Total (m).10 ⁻³	Déplacement verticale (m) .10 ⁻³	Contrainte (kN/m ²)	/	Déplacement total (m) .10 ⁻³	Déplacement verticale (m) .10 ⁻³	Contrainte (kN/m ²)26,
Phase 02	26,02	26,02	553,05	/	6,64	6,64	555,49

C- La troisième section :

Tableau 6-12 : comparaison des résultats avant et après la MCC pour la troisième section

Section 03 (pk 176,50 à 200,50)							
Sans l'application de la MCC				Avec l'application de la MCC			
/	Déplacement Total (m).10 ⁻³	Déplacement verticale (m) .10 ⁻³	Contrainte (kN/m ²)	/	Déplacement Total (m).10 ⁻³	Déplacement verticale (m) .10 ⁻³	Contrainte (kN/m ²)
Phase 02	34,20	34,20	408,01	/	8,34	8,34	237,28

En comparant entre les résultats obtenus avant et après application de la méthode de convergence confinement on remarque pour la section 1 que le déplacement total diminue de 73mm à 30mm. Et pour la deuxième section de 26,02 à 6,64 et pour la troisième section de 34,20 à 8,34. Ce qui montre l'influence du taux de déconfinement sur le tunnel lors la phase d'excavation.

L'intérêt de tenir compte de la méthode convergence confinement dans la construction de tunnels réside dans sa capacité à assurer la sécurité et la stabilité de l'ouvrage. Cette méthode repose sur le principe de permettre au sol environnant le tunnel de se déformer et de converger progressivement vers la structure du tunnel, tout en étant confiné par des moyens de soutènement appropriés.

6.7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons cité les différentes étapes de modélisation en utilisant le logiciel PLAXIS 2D. Nous avons supposé que le creusement du tunnel va se produire selon 2 étapes de construction. La première étant l'application du chargement des constructions en surface. La seconde étant le creusement et le soutènement provisoire (béton projeté et cintres métallique HE160B).

Nous avons initialement présenté les résultats obtenus en supposant que le tunnel est construit sans l'application de la méthode de convergence-confinement. Ensuite nous avons simulé la convergence-confinement avec le logiciel et nous avons re-analysé le creusement du tunnel.

Dans notre première section le deuxième cas de la modélisation sans l'application de la MCC, nous avons trouvé que le déplacement total est de $73,55 \cdot 10^{-3}$ m et après la modélisation avec la MCC nous avons trouvé que le déplacement total a diminué $30,79 \cdot 10^{-3}$.

Donc nous pouvons constater que le déplacement final a diminué après l'application de la MCC. La valeur obtenue avec la MMC est plus logique car nous avons modélisé correctement le creusement du tunnel et le placement du soutènement comparé au premier modèle simplifié du tunnel.

Chapitre 7

Modélisation PLAXIS 3

7.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons aborder la modélisation de notre tunnel en utilisant le logiciel PLAXIS 3D, qui repose sur la méthode des éléments finis. La modélisation par PLAXIS 3D implique de diviser le modèle en éléments polygonaux, puis d'effectuer des calculs itératifs entre différentes phases en se basant sur les données fournies par l'utilisateur. Nous observerons l'évolution des contraintes et des déplacements dans le sol et les structures avoisinantes due au creusement du tunnel.

Dans notre travail on va utiliser le modèle de Mohr coulomb comme modèle de comportement du sol, sachant que l'excavation du tunnel est faite par la méthode traditionnel. Aussi nous allons présenter les résultats pour 2 section (01 et 02). La section 01 correspond au creusement du tunnel avec sol renforcé par des micro-pieux alors que la section 02 correspond au creusement du tunnel éloigné du site urbain donc ne nécessitant pas de renforcement du sol.

7.2 Le déroulement de la modélisation

7.2.1 Section 01 (pk 24 à 60) : sol avec reprise en sous-œuvre

A- Géométrie :

D'abord on va entrer les données géométriques du terrain, le modèle est de 100 m de largeur et s'étend sur 30 m dans la direction -Y.

Lorsque PLAXIS 3D s'ouvre on met les dimensions propres dans la fenêtre de « Project properties », $X_{min}=0$, $X_{max}=100$, $Y_{min}=-30$, $Y_{max}=0$.

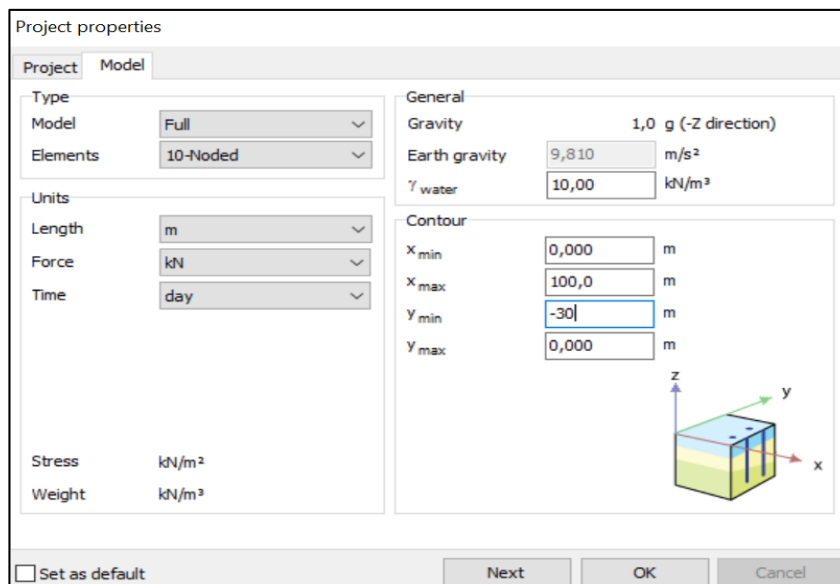


Figure 7-1 : Géométrie du projet

B- Les caractéristiques du sol :

On va définir les caractéristiques de chaque couche du sol suivant ces étapes :



- Appuyer sur l'icône et cliquez sur l'origine des axes, la fenêtre pour introduire les caractéristiques du sol sera ouverte.

- Définissez les couches du sol en précisant leurs profondeurs :

Tableau 7-1: Profondeur des couches

Section 01 (Pk 24 à 65)	
Nature de couche	Profondeur (m)
Remblai (R)	0-6,20
Argile marneuse (Qm)	6,20-10,94
Sable limon argileux (Ts)	10,94-30

- On clique sur le bouton de matériel et entrez les données des couches (poids volumique sec et saturé, la cohésion, l'angle de frottement, l'angle de dilatance, le module de déformabilité de chaque couche, le coefficient de poisson).
- Une fois que nous avons terminé, on clique sur OK et on passe à la définition du tunnel.

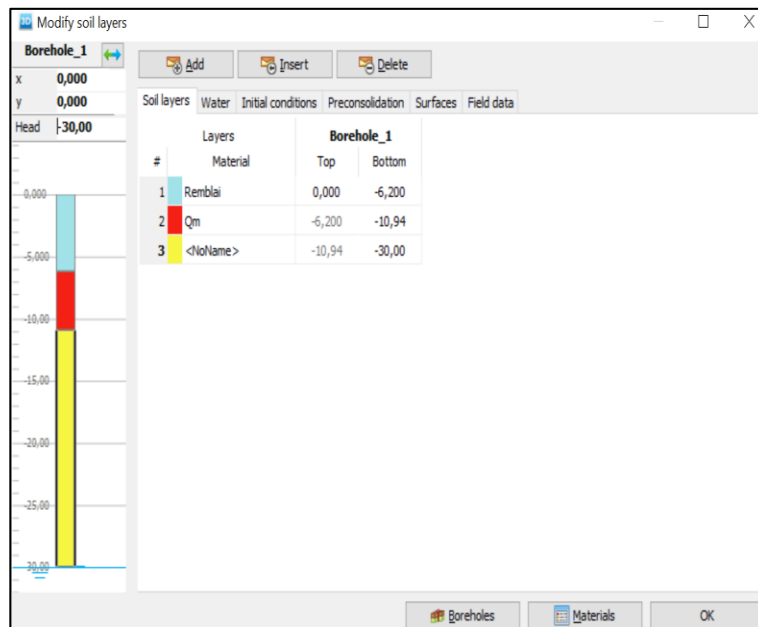


Figure 7-2 : Les caractéristiques des couches

C- Définition du tunnel :

Pour définir le tunnel, on suit les étapes suivantes :



Est l'icône pour définir le tunnel.

- On clique sur l'icône qui se trouve dans la barre d'outils.
- On clique n'importe où dans la zone du modèle pour pouvoir insérer les coordonnées du tunnel.
- Dans General tabsheet on sélectionne la forme « free » du tunnel et on définit « define whole tunnel »
- On clique sur « segments tabsheet » puis sur « add » et on définit les dimensions est les coordonnées du tunnel.
- On clique sur « properties tabsheet » pour définir les propriétés du tunnel.
- Dans "slice tabsheet", on clique avec le bouton droit sur la surface extérieure et on sélectionne « create plate » dans le menu apparaissant. Ensuite, on clique sur « material » et on introduit les informations nécessaires « tunnel lining ».
- On clique une autre fois avec le bouton droit sur la même surface extérieure et on sélectionne « create a negative interface » pour créer une interface négative autour du tunnel.

Material set			
Identification	tunnel lining		
Comments			
Colour	RGB 0, 0, 255		
Material type	Elastic		
Properties			
d	m		0,2773
γ	kN/m³		0,000
Isotropic		<input checked="" type="checkbox"/>	
E ₁	kN/m²		4,808E6
E ₂	kN/m²		4,808E6
ν ₁₂			0,2000
G ₁₂	kN/m²		2,003E6
G ₁₃	kN/m²		2,003E6
G ₂₃	kN/m²		2,003E6
Rayleigh α			0,000
Rayleigh β			0,000
Prevent punching		<input type="checkbox"/>	

Figure 7-3 : Tunnel lining

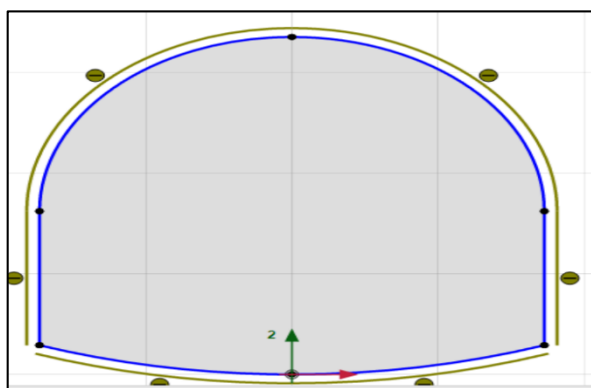


Figure 7-4 : Negative interface

D- La trajectoire du tunnel :

- On clique sur « Trajectory tabsheet ».
- On se rend à l'onglet « segments tabsheet » et on clique sur "add segment" dans la barre d'outils à gauche.
- Dans la boîte de propriétés, on met la longueur à 30 mètres.
- Pour créer les tranches, on accède à l'onglet « Slice tabsheet ».
- On clique sur le deuxième segment créé dans la liste, puis on choisit la longueur en utilisant la fonction « slicing method » et on met la longueur de la tranche à 1,5 mètres.

E- Le séquençage (sequencing) :

Pour simplifier la phase du calcul, le séquençage du tunnel est défini :

- On appuie sur l'onglet « Slice tabsheet » et on sélectionne le volume à l'intérieur du tunnel. Dans la fenêtre « Selection Explorer », on désactive le sol en le décochant, puis on modifie les conditions de l'eau en mettant "dry" pour indiquer qu'il n'y a pas de présence d'eau.
- On sélectionne la surface extérieure, puis on active « the negative interface », « the plate » et « surface contraction ».

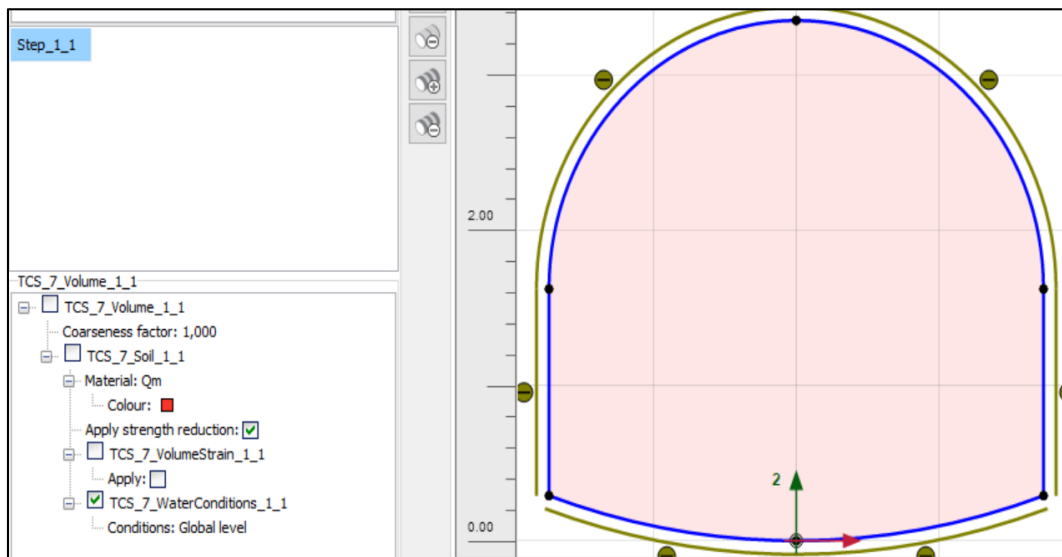


Figure 7-5 : Step 1-1 phase d'excavation

- On clique sur « Generate » pour inclure le tunnel dans le modèle.
- On ferme la fenêtre du « Tunnel Designer ».

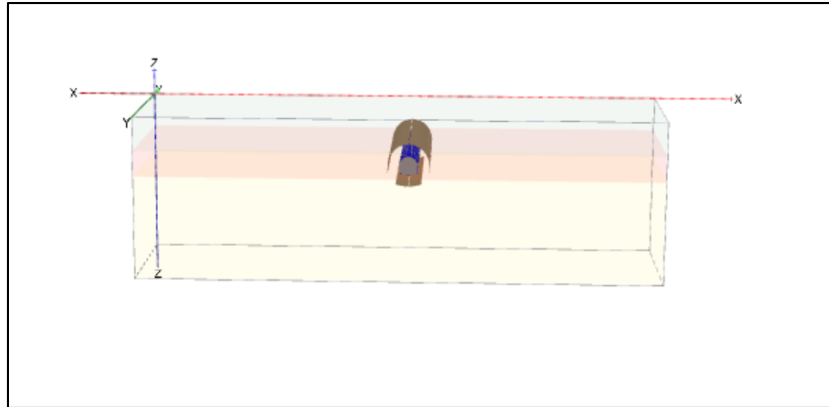





Figure 7-6 : Forme du tunnel

 « Node-to-node anchor » est l'icône pour modéliser les micropieux à l'extérieur du tunnel.

 « Fixed-end anchor » est l'icône pour modéliser les micropieux à l'intérieur du tunnel.

 « Create surface load » est l'icône pour modéliser les surcharges en surface.

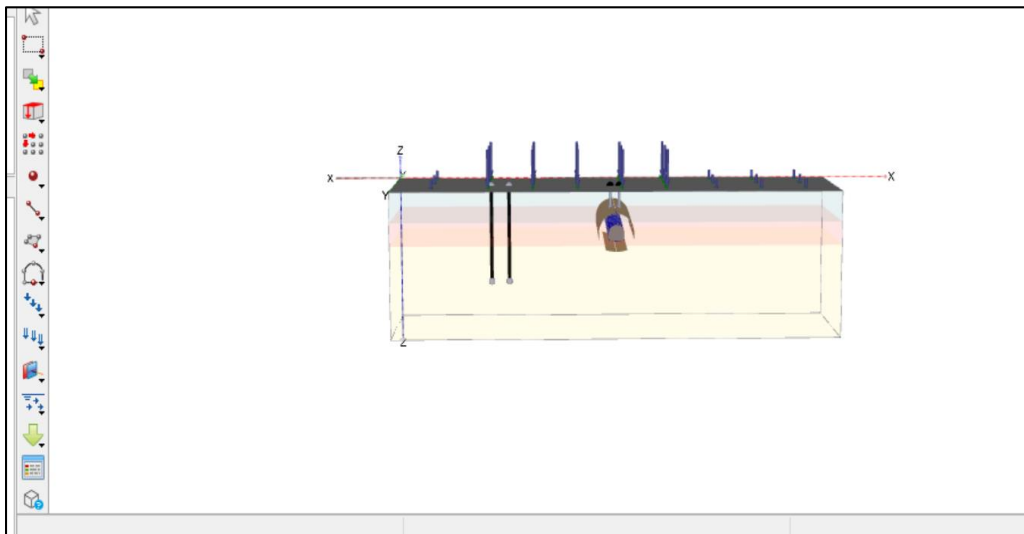




Figure 7-7: Section 01

F- Mesh generation:

- On clique sur le bouton de « Generation mesh  ».

- On clique le bouton de « view mesh  » .

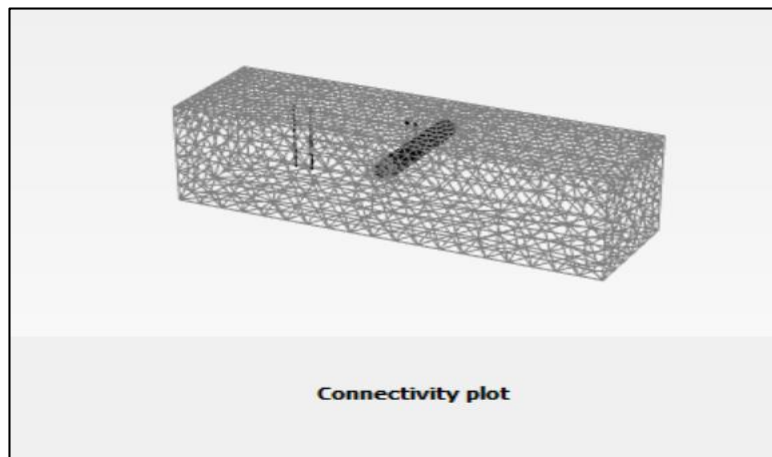


Figure 7-8 : Génération du maillage

G- Génération du maillage :

Le calcul des déformations est réalisé de manière itérative pour chaque pas d'avancement selon les trois axes (O_x , O_y , O_z), ce qui nous permet d'obtenir à la fin le déplacement total. Dans notre étude, notre intérêt se porte sur l'effet du creusement sur le comportement global du terrain. Nous souhaitons présenter les résultats obtenus pour la phase finale « phase 01 ».

H- présentation des résultats :

Lors de la modélisation initiale, sans renforcement, nous avons étudié les caractéristiques du sol et prédit les tassements prévus. Cependant, afin de renforcer la capacité portante du sol et de réduire les tassements, nous avons pris la décision d'ajouter progressivement des micropieux. Les micropieux sont des éléments structuraux relativement fins insérés dans le sol pour améliorer sa résistance et sa stabilité. En ajoutant ces micropieux, nous avons créé une interaction entre les pieux et le sol environnant, ce qui a entraîné un renforcement significatif. Dans le tableau qui suit, nous allons présenter les résultats de l'ajout progressif des micropieux.

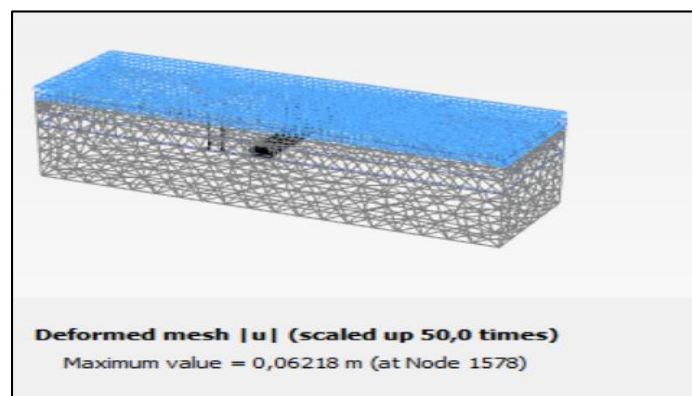


Figure 7-9 : Maillage déformer section 1

Tableau 7-2 : Résultats du renforcement progressif du déplacement total

Section 01(pk 24à 65)	
Étapes de renforcement	Déplacements totaux (mm)
Sans renforcement	33,56
Avec deux micros pieux au-dessus du tunnel	10,57
Avec deux micros pieux à l'extérieur du tunnel	6,87

Une observation importante est que les tassements ont diminué au fur et à mesure de l'installation des micropieux. Cela indique clairement l'efficacité du renforcement réalisé.

7.2.2 Section 02 (Pk 80 à 110) : sol sans renforcement

On a suivi les mêmes étapes de modélisation que la section 01.

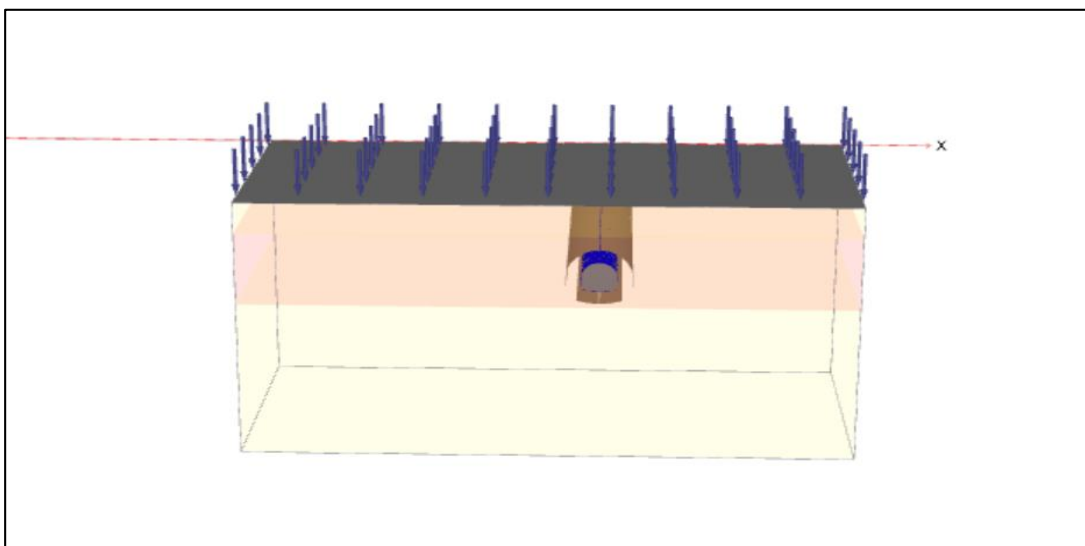


Figure 7-10 : Section 02

A- Résultats :

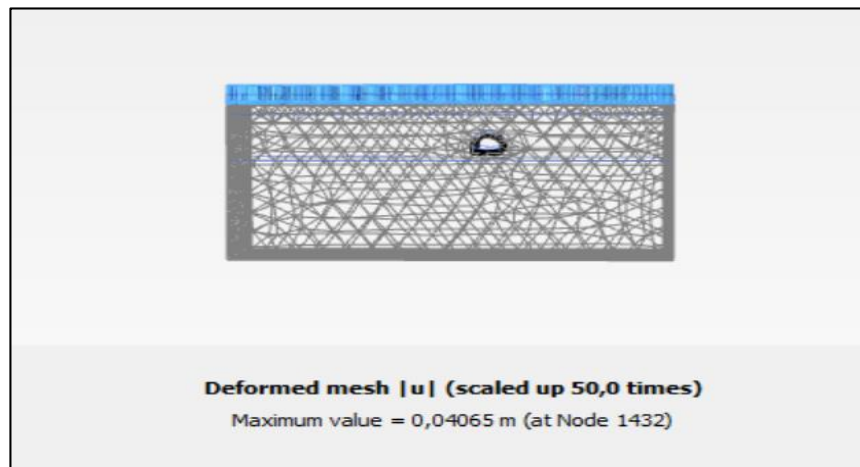


Figure 7-11 : Maillage déformé section 02

Le tableau suivant présente les valeurs maximales du déplacement total et la valeur de la contrainte maximale pour la section 2 :

Tableau 7-3 : Les résultats de la deuxième section

Section 02 (80 à 110)	
Déplacement total (mm)	Contrainte maximale KN/m ²
37,18	625,1

7.3 Interprétation des résultats

Les résultats de déplacement indiquent que la première section a enregistré un déplacement total de 6,87mm avec reprise en sous-œuvre, tandis que la deuxième section a enregistré un déplacement total de 37mm. Ces déplacements totaux correspondent aux mouvements cumulatifs observés dans les zones spécifiques du modèle géotechnique en réponse aux charges appliquées.

Il est essentiel de souligner l'importance d'utiliser des revêtements et un soutènement appropriés lors de l'excavation d'un tunnel, en particulier lorsque des bâtiments sont présents en surface (en milieu urbain). Cela est nécessaire car les déformations observées sont généralement plus importantes dans un environnement urbain que dans un environnement rural due au surcharges en surface plus important.

Ainsi, l'utilisation de revêtements et de soutènements ainsi que le renforcement du sol (reprise en sous-œuvre, voute parapluie ou autres...) permet de limiter les tassements du sol et de prévenir d'éventuels dommages aux bâtiments situés à proximité de l'excavation du tunnel. Ces mesures de protection contribuent à maintenir la stabilité des structures existantes et à assurer la sécurité des personnes et des infrastructures environnantes.

7.4 Comparaison des résultats entre plaxis 2D et plaxis 3D pour la section1 : Tunnel avec reprise en sous-œuvre (renforcement de sol)

Tableau 7-4 : Les résultats de la première section PLAXIS 2D et PLAXIS 3D

Section 1 (Pk 24 à 65)	
Plaxis 2D	Plaxis 3D
Déplacement total (mm)	Déplacement total (mm)
20,50	6,87

On constate une diminution de 13,63mm du déplacement maximal, observé en surface, lors de la comparaison des résultats entre PLAXIS 3D et PLAXIS 2D. La modélisation en 3D est plus précise car la géométrie réelle des structures (tunnel fondation) et des couches de sol sont représentés.

7.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons utilisé le logiciel PLAXIS 3D, qui repose sur la méthode des éléments finis, pour modéliser le processus de creusement du tunnel et l'installation du soutènement. Nous avons étudié 2 sections différentes du tunnel. Dans la première section le tunnel se trouve dans une zone urbaine alors que l'autre se trouve dans une zone non urbaine.

Les résultats obtenus lors de la modélisation doivent être vérifiés par des essais de mesure de tassement en surface (l'auscultation) et par l'installation des inclinomètres pour confirmer les résultats de la modélisation. Les résultats d'essai sur place vont probablement indiquer que la modélisation en 3D est plus précise. Et si c'est le cas il sera plus sécurisant de modéliser les ouvrages souterrains en 3D pour réduire les conséquences de tassements en surface.

Chapitre 8

Auscultation des structures

8.1 Introduction

De la croissance rapide du développement urbain a résulté l'occupation du sous-sol par une grande densité d'ouvrages variés, notamment de tunnels urbains. L'expérience a montré qu'un affaissement plus ou moins important se produit inévitablement à l'aplomb de tunnels creusés en ces milieux.

Ces déformations sont susceptibles d'affecter les structures avoisinantes (bâtiments en surface, réseaux enterrés, chaussées, etc.) et méritent d'être prises en considération dans le dimensionnement de l'ouvrage [32]. C'est pourquoi la tendance actuelle impose de plus en plus la justification des ouvrages géotechniques vis-à-vis des déplacements [33].

L'excavation perturbe l'équilibre initial et engendre des déplacements de convergence à cause du dé-confinement du massif.

L'interprétation des mesures de déplacements joue un rôle capital, car elle conditionne la conduite du massif durant les travaux. Aussi le comportement de la structure mise en place doit être basé sur l'analyse des paramètres suivants [34] :

- l'amplitude des déplacements.
- la vitesse des déplacements.
- l'importance de la zone d'influence du creusement du tunnel.

C'est pour cela qu'il est nécessaire de suivre les tassements en surface et l'évolution des déplacements durant l'exécution jusqu'à la stabilité.

8.2 Définition et but des auscultations

Auscultation : instrumentation et mesure de grandeurs physiques permettant de comprendre et de maîtriser d'une part le comportement de l'ouvrage, d'autre part son incidence sur l'environnement (terrain, tunnel, ouvrages voisins).

La structure porteuse du tunnel est constituée à la fois du terrain, de béton projeté, de barres d'ancrage dans certains cas et de cintres. Par conséquent, l'auscultation devra être conçue de façon à intégrer l'ensemble des constituants de cette structure. Ceci entrainera donc la mise en place de deux types de mesures :

- Mesures de déformation.
- Mesures de contrainte.

Cette auscultation doit normalement permettre de comparer les valeurs mesurées aux estimations faites dans les calculs de dimensionnement ou justification, et de s'assurer que les valeurs mesurées et leurs vitesses d'évolution restent acceptables.

Son but est de contrôler le comportement de l'ouvrage et éventuellement d'ajuster le projet à l'avancement.

8.3 Moyen d'auscultation

L'ensemble des moyens de mesure mis à la disposition du constructeur est très varié :

- Mesures de déformation relative et totale.
- Mesures des contraintes dans le terrain et dans les diverses parties du revêtement (béton projeté, cintres, barres d'ancrage actives ou passives).
- Pression d'eau.

Les mesures les plus utilisées et les plus fiables sont les mesures de déformation [35].

Elles sont rapides de lecture et leur interprétation permet l'adaptation immédiate du soutènement.

Les autres mesures sont parfois entachées d'erreurs liées à la nature de leur mesure et à la mise en place des instruments ou des points de base.

8.4 Objectifs des constructeurs et paramètres à mesurer

La liste des paramètres à mesurer pendant la construction d'un tunnel ouvrage souterrain doit refléter les préoccupations principales du maître d'ouvrage et de l'entreprise, à savoir :

- Assurer la stabilité de l'ouvrage à court terme (en particulier la sécurité du chantier).
- Adapter et optimiser les méthodes d'exécution.
- Vérifier l'impact des travaux sur l'environnement, notamment sur le bâti existant.
- Garantir la pérennité de l'ouvrage à long terme.

A ces préoccupations peuvent être associés quatre objectifs majeurs de l'auscultation :

- Alerte en cas de mise en cause de la sécurité.
- Suivi du bon comportement des ouvrages et compréhension des mécanismes en jeu.
- Prévision de l'évolution du paramètre mesuré, mais aussi d'autre paramètre qui ne le sont pas ou pas encore (grâce à l'ajustement possible des modèles de calcul).
- Prévision quant au comportement et à la gestion de l'ouvrage définitif.

Il convient donc de ne pas traiter le problème à l'envers (en choisissant d'abord une panoplie rassurante d'appareils de mesure, comme on le voit trop souvent), mais plutôt de :

- a) Lister les objectifs de mesure, en hiérarchisant vis-à-vis de la conduite des travaux.
- b) En déduire les grandeurs physiques à mesure et les lieux où elles doivent l'être.
- c) Choisir des appareils, un rythme de mesure et un système d'acquisition appropriés.
- d) Vérifier que l'ensemble n'entraînera pas de contraintes techniques ni de dépenses prohibitives eu égard au coût de l'ouvrage.

8.5 Paramètres et types d'ouvrages

L'importance relative des divers paramètres à mesurer varie selon le type d'ouvrage, la méthode d'exécution et la nature du terrain. Tandis que les tassements en surface sont essentiels pour un ouvrage urbain, l'objectif premier de l'auscultation est de maîtriser les risques d'instabilité ou de tassements à court terme, d'où il résulte presque toujours les priorités suivantes :

- 1^{ère} priorité : évolution des déplacements en souterrain et en surface.
- 2^{ème} priorité : contrôler de l'état de contrainte (à partir des déformations).
- 3^{ème} priorité : suivi des conditions hydrauliques.

8.6 Les convergences

L'expérience acquise ces dernières années durant la construction de projets importants et complexes, en particulier pour les travaux souterrains et dans l'exploitation et la maintenance des ouvrages d'art, a montré de grandes lacunes dans le traitement et l'utilisation des données relatives à ces ouvrages [36], comme c'est le cas pour les interprétations des mesures de convergences.

Dans cette partie nous présentons les résultats des mesures de convergences des parois obtenues à l'occasion du creusement du tunnel D1 du métro d'Alger dans la traversée des marnes dans la zone proche du puits Hamma.

Cette analyse réunit plusieurs points pour deux sites différents où les mesures de convergence ont été mises à notre disposition. Le manque de données concernant les détails de l'avancement du front de taille ainsi le temps entre le creusement et la mise en place des différents soutènements nous conduisent à présenter les déplacements de convergence en fonction du temps sans montrer l'influence des étapes de creusement.

Ces résultats pourront servir à une comparaison avec ceux obtenus lors d'une modélisation numérique du creusement du tunnel telle qu'elle est pratiquée actuellement.

8.7 Présentation et analyses des résultats

Les figures (7-2) et (7-3) représentent les valeurs des déplacements de convergence mesurés en fonction du temps selon les trois dimensions de l'espace, selon les axes : horizontale y, vertical z, et longitudinalement x, pour trois points situés respectivement en clé de voûte, au milieu de l'arc de la voûte et le troisième en stress.

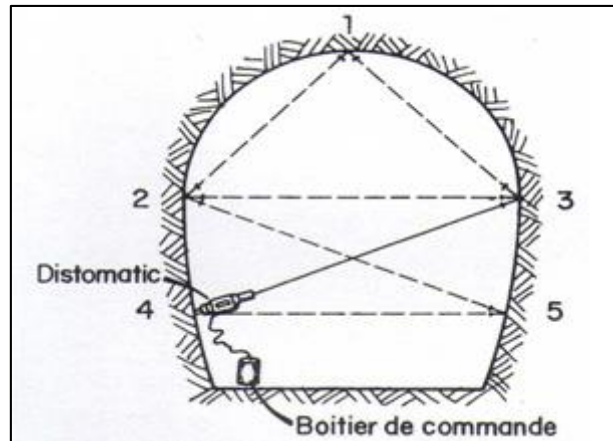


Figure 8-1 : Configuration des points de mesure de la convergence

Dès le début du creusement, les capteurs situés à proximité de la paroi enregistrent une augmentation de plus en plus forte des déplacements de convergence. Cette augmentation est due au fait qu'au fur et à mesure de l'avancement du front, le massif est de plus en plus déconfiné.

Elle atteint son maximum après une période du passage du front.

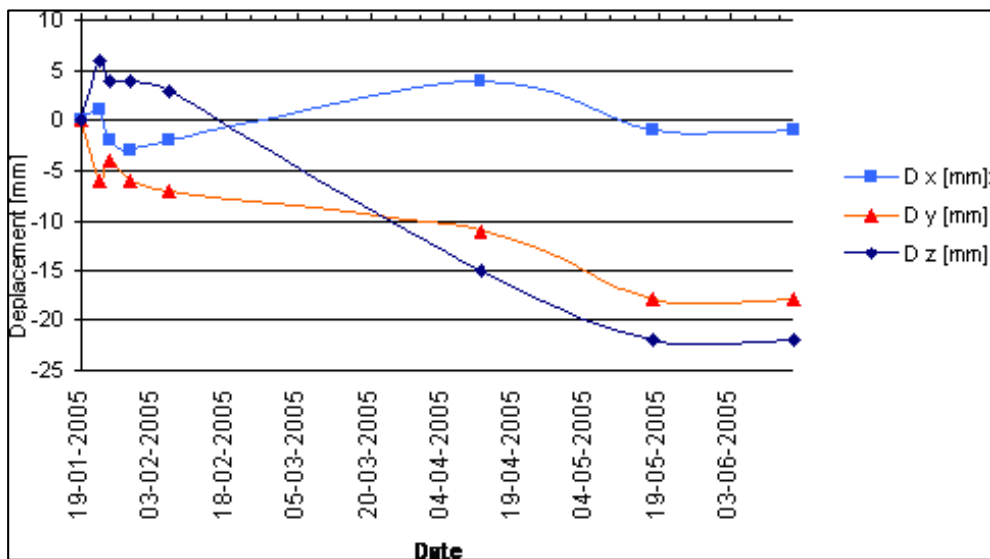


Figure 8-2 : Convergence tunnel point P100 (HAMMA)

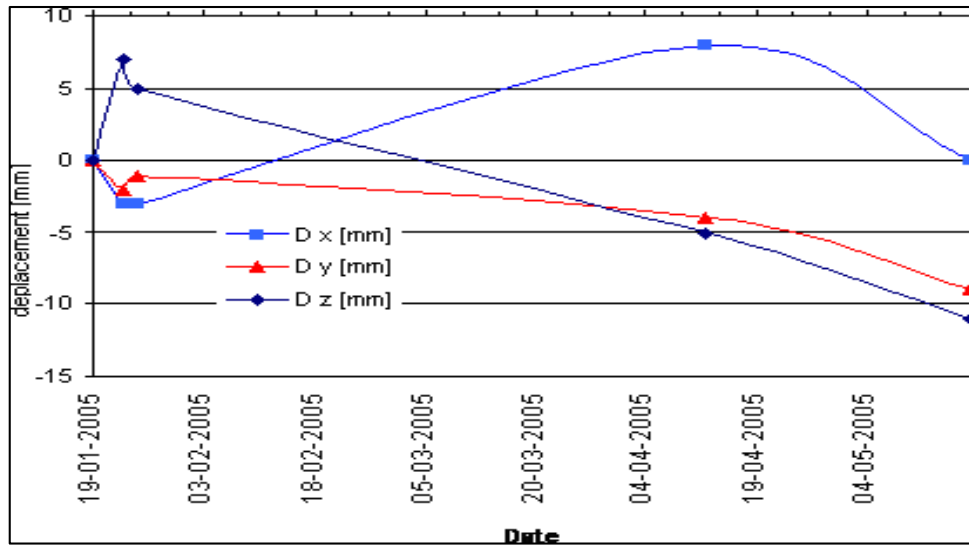


Figure 8-3: Convergence tunnel point P102 (HAMMA)

Les figures (8-2) et (8-3) montrent que les déplacements sont importants selon les deux axes horizontal y et vertical z.

Le sol a tendance à se déplacer vers la galerie, cela, à cause de la décompression des terrains, cette tendance augmente en fonction du temps après excavation, on enregistre un déplacement maximal de 22 mm pour la figure (8-2) qui représente les convergences mesurées en un point en clé de voûte. Effectivement après l'excavation, la paroi de la galerie se déforme et génère des mouvements de sols orientés vers le tunnel, de telle sorte que ce dernier a tendance à se refermer [37].

Théoriquement, les convergences différées derrière le front d'un tunnel en excavation ont deux causes principales [38], [39] : la diminution de l'effet de soutien tridimensionnel du front dû à l'éloignement de celui-ci, ainsi que le fluage du terrain. Dans la pratique, il ne faut cependant pas négliger l'incidence de travaux d'assainissement, de renforcement ou autres interventions ponctuelles à proximité des sections de mesure.

8.8 Les techniques d'auscultation en travaux souterrain

Nous entendons ici par l'auscultation la mesure des grandeurs physiques permettant de comprendre et de maîtriser d'une part le comportement de l'ouvrage et d'autre part, son incidence sur l'environnement. Les mesures portent donc à la fois sur :

- L'ouvrage lui-même en tant que structure de génie civil.
- Sur le terrain encaissant dans toute la zone influencée par l'ouvrage.
- Sur les ouvrages voisins susceptibles d'être affectés.

On fait l'auscultation pour plusieurs raisons tel que :

- L'insuffisance de la connaissance du comportement des terrains dans les conditions correspondant au déroulement des travaux d'excavation.
- La méconnaissance de l'état des contraintes naturelles dans un massif.
- Assurer la stabilité de l'ouvrage à court terme.
- Adapter et optimiser les méthodes d'exécution.
- Alerte en cas de mise en cause de la sécurité.
- La surveillance de la vitesse de convergence.

8.8.1 Technique commune de base

➤ Les mesures mécaniques :

Les mesures (mécaniques) utilisent le principe ancestral des règles graduées, avec ses nombreuses variantes, (câble gradué, pied à coulisse, palmé ...).



Figure 8-4: Exemple d'une surveillance du toit des galeries souterraines

➤ Fissuromètre mécanique :

Un fissuromètre est un instrument de mesure permettant la surveillance de l'activité des fissures sur les ouvrages de maçonnerie.

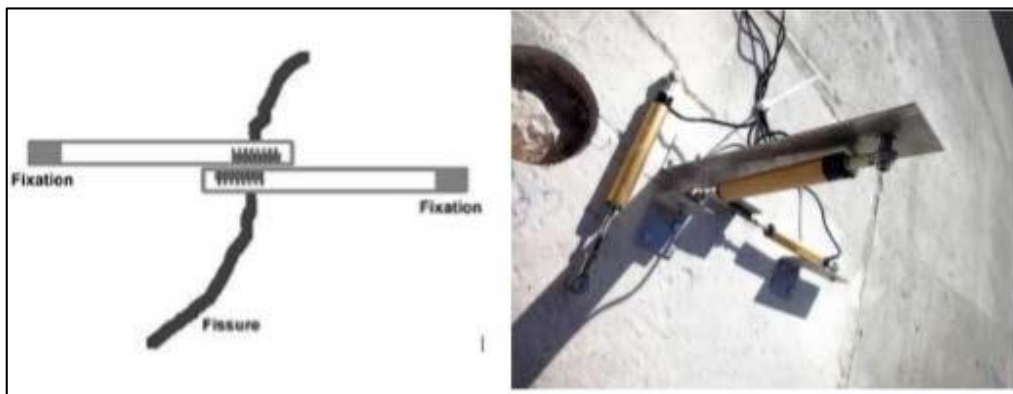


Figure 7-5 : Fissuromètre mécanique

➤ **Les capteurs à fibre optique :**

On adopte ce type de fibre car les capteurs de déformation à fibre optique sont bien adaptés à la mesure de déplacement de très faible amplitude.

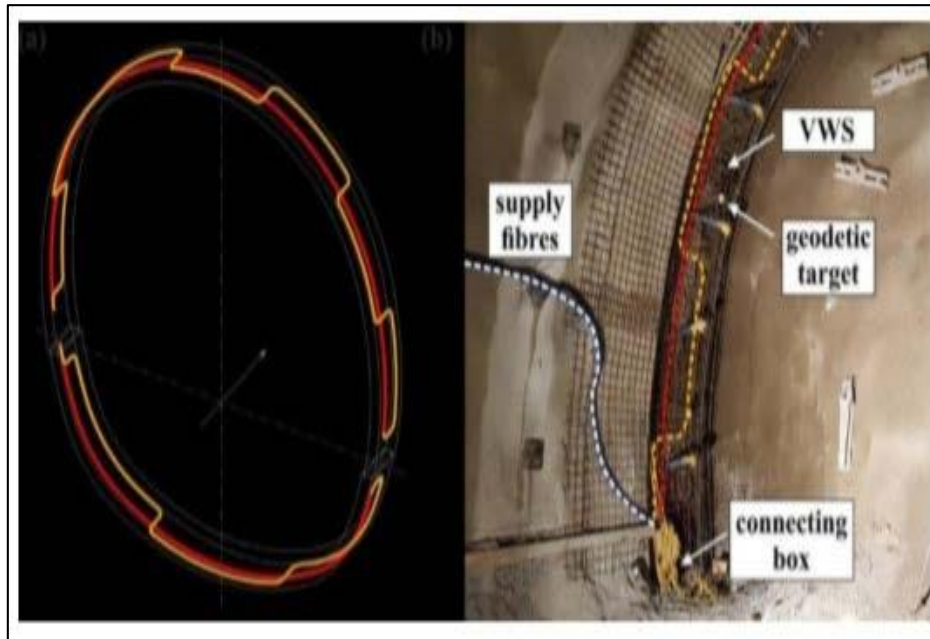


Figure 8-6 : Les captures à fibre optique

8.8.2 Mesure des déplacements en surface

Les mesures des mouvements provoqués en surface par les travaux souterrains peuvent être classées en trois grandes catégories :

- Les mesures topographiques, qui relèvent la position de repères passifs fixés sur les structures.
- Les mesures de mouvements ponctuels par des capteurs fixés sur les structures qui sont reliées à une centrale d'acquisition, elles permettent de suivre en continu des variations de niveau.
- Les mesures par satellite, encore au stade expérimental mais qui permettent un suivi en continu.

8.8.3 Mesure des déplacements en forage

➤ **Extensomètre manuel a tiges :**

C'est un appareil installé en forage et permet de mesurer, grâce à une tige rigide ancrée dans le terrain en un point donné, la variation de distance entre ce point et le débouché du forage.



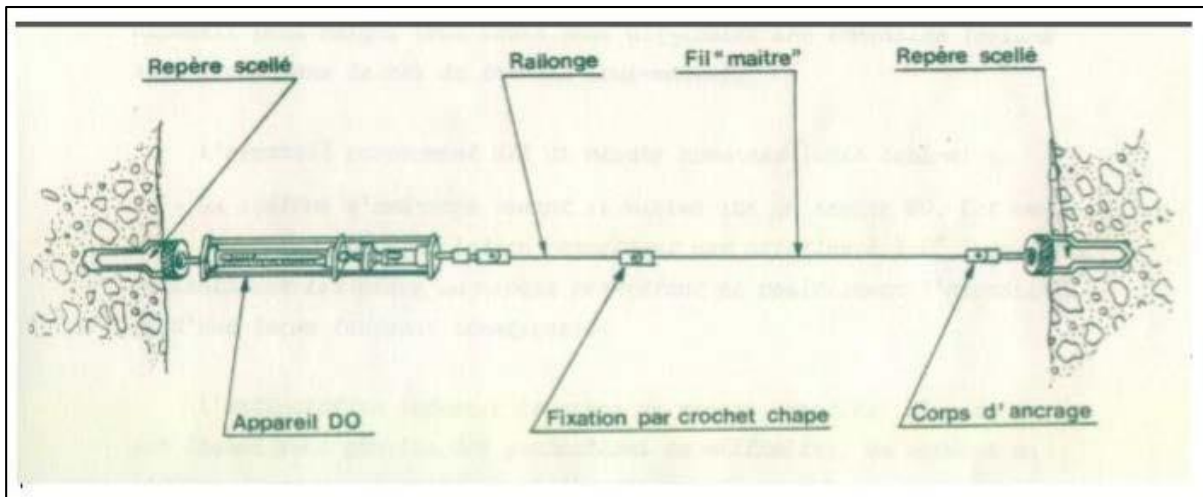
Figure 8-7: Extensomètre manuel à tiges

Et il existe plusieurs autres techniques.

8.8.4 Mesure des déplacements à la paroi

En profondeur, la mesure des mouvements que subissent les parois d'un ouvrage souterrain est plus délicate par rapport à l'air libre car on manque en générale de repères stables

- **Convergence optique :**



Instabilités de blocs à la paroi d'un tunnel.

Figure 8-8: Chaîne de mesure

Les mesures de convergence se sont imposées grâce aux progrès des appareils topographiques



Figure 8-9 : Distancemètre

de haute précision avec lesquelles on vise des cibles réfléchissantes scellées à la paroi de l'ouvrage.

- **Distancemètre fil invar :**

Le principe est de mesurer à différentes dates la longueur de cordes (au sens géométrique) joignant des plots scellés dans le parement d'une section de tunnel. L'appareillage comprend, outre les plots et l'appareil de mesure, un jeu de fils calibrés en acier invar, de différentes longueurs, permettant de mesurer toutes les distances souhaitées.

8.8.5 Mesure des paramètres mécaniques

Cette partie comporte trois sous titres essentiels :

A. Mesure des efforts

Au sein ou à l'extrémité des éléments de soutènement (cintre ou butons le plus souvent).

- **Dynamomètre** : C'est un capteur qui mesure la force, il est utilisé plus souvent pour suivre la tension d'un tirant ou d'un boulon, ou encore la pression exercée par un pied de cintre.

B. Mesure des contraintes

Mesure de contraintes par sur carottage : Cette méthode est basée sur le relâchement des contraintes dans une carotte lors de son détachement progressif du massif, une opération pendant laquelle on mesure simultanément la déformation de la carotte.



Figure 8-10: Mesure des contraintes par sur carottage

C. Mesure des vibrations

Le but : est d'enregistrer les caractéristiques d'ébranlement provenant de différentes sources de vibrations (explosifs, engins mécaniques), qui sont engendrés par les travaux de construction, ou bien des travaux effectués à proximité.

Principe : ce sont les vitesses particulières qui sont mesurées, les capteurs de vitesse sont des géophones tridimensionnels, et parfois des accéléromètres.

8.8.6 Mesure des paramètres hydrauliques

Comprennent trois catégories :

- La mesure de la pression interstitielle.
- La mesure de débit d'un canal.
- La mesure de perméabilité de terrain.

Piézomètre ouvert : C'est la mesure du niveau piézométrique en un point d'une nappe ou d'un massif fracturé, au moyen d'un forage ouvert spécialement équipé

Piézomètre fermé : Le but c'est la mesure du niveau piézométrique dans un massif, à partir d'une chambre fermée de longueur métrique à pluri-métrique, dans laquelle est placé un capteur de pression.

8.8.7 Comparaison des méthodes d'auscultation

Les critères pris en compte pour la comparaison des méthodes d'auscultation sont les suivants:

- Efficacité de la méthode.
- Facilité d'installation.
- Facilité de mesure.

Tous ces critères sont inspirés par un groupe de travail de L'AFTES dont le thème est « les méthodes de diagnostic du tunnel revêtu ».

8.9 Présentation du système d'auscultation des bâtiments

La réalisation d'un tunnel provoque un changement de l'équilibre des contraintes dans le milieu creusé. Par ailleurs, en cas de tunnels creusés à faible profondeur, les déformations produites se répercutent jusqu'en surface où apparaît une cuvette de tassement tridimensionnelle, qui engendre des tassements différentiels des fondations des ouvrages existants.

8.9.1 Description du système CENTAURE et CYCLOP

Vu la complexité géologique des terrains et la présence d'un bâti dense au droit du tunnel, un système d'auscultation des tassements en surface a été conçu et réalisé par SOLDATA. Ces mesures s'ajoutent au suivi classique des déformations en tunnel (mesures de convergence et tassements, extrusion). Les objectifs principaux de ce système sont les suivants:

- Garantir la stabilité du tunnel à court terme et donc la sécurité des ouvriers.
- Contrôler l'impact de l'excavation sur les bâtiments de surface et éviter des dommages.
- Assurer la stabilité et l'exploitation du tunnel à long terme.

Le système d'auscultation se base sur une série de théodolites automatiques qui enregistrent les déplacements du sol et des bâtiments avec une fréquence de mesure élevée.

Un profil de mesure en surface a été placé tous les 9 m le long du tracé du tunnel. Il était constitué au minimum de 5 points de mesure dont 1 à l'axe et les 4 autres d'un côté et de l'autre de l'axe du tunnel. Deux approches complémentaires ont été utilisées :

1. Le système **CENTAURE** où les théodolites mesurent le tassement du sol en un point donné, calculant la déformée d'une maille virtuelle autour du point même. Cette solution permet de mesurer le déplacement vertical du sol sans avoir besoin de cibles physiques qui seraient gênantes pour les activités de surface (trafic, piétons, etc...).
2. Le système **CYCLOP** où les mêmes théodolites visent également des cibles placées sur les façades des bâtiments et mesurent leurs mouvements dans les directions X,Y,Z. Cela permet de vérifier le comportement des différents bâtis vis-à-vis des déformations des sols.

Le tableau résume les principales caractéristiques de ces deux systèmes :

Tableau 8-1: Caractéristique des deux systèmes d'auscultation

Système	Direction de la mesure	Fréquence	Précision
CENTURE	Z	1 mesure / jour	+/- 0.5 mm
CYCLOP	X ,Y,Z	2 mesure / 2heures	+/- 0.5 mm

Afin d'éviter des erreurs systématiques de mesure, les théodolites sont régulièrement calibrés en visant des cibles supposées fixes du fait qu'elles sont placées suffisamment loin de la zone d'influence de l'excavation. Des corrections liées aux variations de température et de pression sont aussi effectuées.

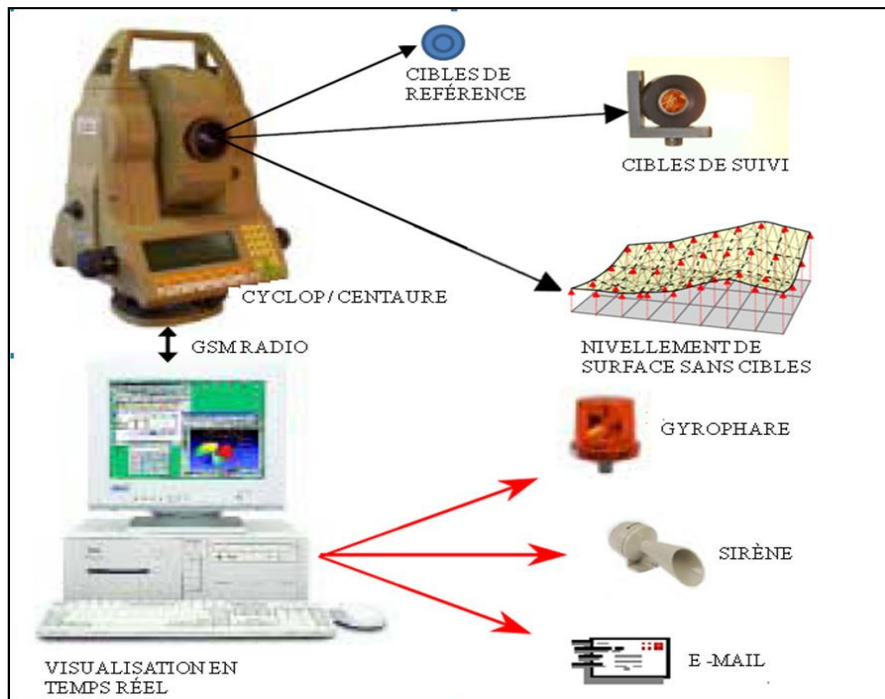


Figure 8-11 : Système d'auscultation CYCOP et CENTAURE (SOLDATA)

8.9.2 Aperçu de la base de données en ligne

Les mesures enregistrées par les théodolites sont envoyées en temps réel par l'intermédiaire d'un réseau sans fil à un centre d'acquisition. Elles sont par la suite stockées dans une base de données nommée « Geoscope » consultable à distance par les différents acteurs du projet (Entreprise, Maître d'Œuvre, Maître d'Ouvrage) à travers un accès sécurisé par internet. Outre les mesures de tassements de surface, la base de données contient également celles concernant les déformations en tunnel ainsi que d'autres informations importantes comme les relevés du front de taille, les mesures piézométriques, le timing des travaux réalisés, etc...

Afin de faciliter l'exploitation des données, différents outils sont mis en place. L'utilisateur de la base Geoscope bénéficie par exemple d'un aperçu graphique des évolutions des tassements de surface pour chaque secteur du tunnel. Il peut aussi sélectionner des points de mesures particuliers et obtenir automatiquement des graphes montrant l'évolution des déplacements de ces points en fonction du temps ou de la distance au front.

Ce système permet aussi de générer automatiquement deux types d'alarmes : des alarmes sur chantier (gyrophares et sirènes) et des e-mails et/ou texto envoyés aux responsables du chantier. Cela permet de garantir à la fois la sécurité des ouvriers, une réaction immédiate et une prise de décision des différents acteurs du projet. Cette base de données a représenté un outil très performant et essentiel pour le pilotage du chantier.

8.10 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons montré l'importance de la place des auscultations en tant que partie intégrante du processus de construction. Ce procédé ne peut que se renforcer à l'avenir, car elle est en accord avec trois grandes tendances que l'on a constaté dans les travaux souterrains :

- Exigence d'une sécurité maximum pour le personnel du chantier.
- Exigences croissantes des riverains en matière de limitations des désordres, ce d'autant plus que des techniques existent pour les prévenir.
- Et enfin développements métrologiques et informatiques permettant une auscultation en temps réel.

Et aussi nous avons montré les techniques qui ont été utilisé dans ce site, ce sont les techniques d'auscultation en travaux souterrains pour mesuré les grandeurs physiques et maîtriser le comportement de l'ouvrage, et la deuxième technique c'est le système d'auscultation des bâtiments en surface pour garantir la stabilité du tunnel et éviter les domm

Conclusion générale

La préparation de ce projet de fin d'étude, nous a permis d'appréhender une expérience enrichissante dans le domaine des travaux souterrains et de mettre en pratique nos connaissances acquises lors de nos études.

En conclusion, notre mémoire a examiné en détail les effets des tassements différentiels résultant du creusement d'un tunnel sur les constructions avoisinantes. Dans le premier chapitre, nous avons présenté les généralités sur les ouvrages souterrains, soulignant l'importance de comprendre les impacts potentiels sur les structures environnantes. Le deuxième chapitre s'est concentré spécifiquement sur l'effet du creusement d'un tunnel sur les constructions avoisinantes, mettant en évidence les mécanismes de tassement et les facteurs influents.

Dans le troisième chapitre, nous avons présenté notre projet d'extension de la ligne 1 d'Ain Naadja à Beraki, ainsi que les campagnes géotechniques menées, y compris les essais SPT, pressiométriques, chimiques et hydrauliques. Le quatrième chapitre a abordé les calculs empiriques des tassements résultant du creusement du tunnel, fournissant des méthodes pratiques pour évaluer les déformations attendues.

Le cinquième chapitre a introduit la modélisation avec le logiciel Plaxis 2D, en incluant le taux de décontamination qui a pour intérêt de simplifier le problème tridimensionnel. Le sixième chapitre a élargi la modélisation avec Plaxis 3D, permettant une analyse plus approfondie des tassements différentiels tridimensionnels.

Le septième chapitre a souligné l'importance de l'auscultation des structures pour surveiller les déformations et les comportements des constructions avoisinantes pendant et après les travaux de creusement du tunnel. Enfin, le huitième chapitre a proposé des solutions de renforcement des bâtiments, notamment l'utilisation de micropieux et de dalles, afin de minimiser les effets néfastes des tassements différentiels sur les bâtiments.

En résumé, notre mémoire a mis en évidence l'importance de comprendre les tassements différentiels lors du creusement d'un tunnel sur les constructions avoisinantes. Les études géotechniques approfondies, la modélisation numérique et l'auscultation des structures sont des outils essentiels pour évaluer les impacts potentiels et proposer des mesures d'atténuation adéquates. Il est crucial de prendre en compte ces considérations lors de la conception et de la réalisation de projets similaires à l'extension de la ligne 1 d'Ain Naadja à Baraki, afin d'assurer la sécurité et la durabilité des structures existantes.

Bibliographie

- [1] **TAMAHOULT, BRANCI**, Influence de l'interaction sol-structure sur la réponse dynamique des structures des bâtiments. Université de CHLEF, 2010.
- [2] **DIAS et BEZUIJEN**, Renforcement du front de taille des tunnels par boulonnage. Etude numérique et application à un cas réel en site urbain. Thèse de Doctorat. Lyon: INSA de Lyon, 320 p. Bentonite and grout flow around a TBM. Proc. ITA 2007, Prague, 2014.
- [3] **MROUEH H. & SHAHROUR I**, A full 3D finite tunneling-adjacent element analysis of structures interaction. Laboratory of Mechanics of Lille (uracnrs 1441).Computers and Geotechnics, 30, 245, 2002.
- [4] **PECK**, Deep excavations and tunneling in soft ground. In: Proceeding of the 7th International Conference on Soil Mechanism Foundation Engineering, 1969, Mexico, vol. 3, pp. 255-290, 1969.
- [5] **SAGASETA**, Analysis of undrained soil deformation due to ground loss, Géotechnique, vol. 37, 3, 1987,
- [6] **GONZALES et SAGASETA**, Patterns of soil deformations around tunnels. Application to the extension of Madrid Metro. Computers and Geotechnics 28.445–468, 2001.
- [7] **Rapport de l' AFTES**, Groupe de travail 7, Tunnels et Ouvrages Souterrains, n° 170, 2007, pp. 79-89, 2007.
- [8] **MALEKI ET AL**, An equivalent beam model for the analysis of tunnel-building interaction Impact Factor: 1.49 • DOI: 10.1016/j.tust.2011.02.006 page 524–533, 2011.
- [9] **CHOW, L**, The prediction of surface settlements due to tunneling in soft ground university of OXFORD, 1994.
- [10] **BERNAT S**, Modélisation du creusement d'un tunnel en terrain meuble. Qualification sur chantier expérimental. Thèse de doctorat, Ecole Nationale de Lyon, 1996.
- [11] **AFTES** Tassements lies au creusement des ouvrages en souterrain. Revue Tunnels et Ouvrages Souterrains, vol. 132, pp. 373-395, 1995.
- [12] **LUNARDI P. ET BIND**, Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols, pré soutènement et pré confinement, Revue Française de Géotechnique, n°80, pp. 17-34, 2004.
- [13] **VERMEER**, on numerical simulation of tunnel installation: Tunneling and Underground Space Technology. www.elsevier.com/locate/tust, 2007.
- [14] **AUGARDE C. E**, Numerical modeling of tunneling processes for assessment of damage to structures. d.phil. thesis, university of oxford, 1997.

[15] **DOLZHENKO N**, Etudes expérimentale et numériques de modelé rendu bidimensionnel du creusement d'un tunnel. Développement d'une loi de comportement spécifique. Thèse de doctorat : INSA de Lyon. France, 2002.

[16] **ATTEWELL.PB**, Mouvements de terrain causes par le creusement de tunnels dans le sol. Dans : Conférence sur les grands mouvements et structures au sol, Cardiff, pp.812-984, 1997.

[17] **FARMER**, Case histories of settlement above tunnels in clay. In: Proc. Of Conf. Large Ground Movements and Structures, 1977, Cardiff, pp. 357-371, 1997.

[18] **ATKINSON ET POTTS**, Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil. Geotechnique, vol. 27, n° 2, pp. 203-215, 1997.

[19] **OTEO ET AL**, Analyse tridimensionnelle en déférence finies de l'interaction entre une structure en béton et le creusement d'un tunnel à faible profondeur, Géotechnique 54, No. 8, 519-528, 1982.

[20] **POPELLOZ**, Tassements engendrés par le creusement des galeries de petite section à faible profondeur – exemple en région parisienne. Rapport du laboratoire régional de l'est parisien, 1984, Paris, 78 p, 1984.

[21] **CETU**, Tunnels et ouvrages souterrains, Septembre/Octobre, n° 107, pp. 235-245, 1993.

[22] **MAIR ET AL**, Developments in geotechnical engineering research: application to tunnel and deep excavation. Proc. Inst. Civil engineers. Vol. 93, pp. 27-41, 1993.

[23] **ATKINSON ET POT**, Centrifugal model tests on shallow tunnels in sand. Tunnel and Tunneling, Vol.9, No 1, 59-64, 1977.

[24] **CLOUGHT ET SHIMIDT**, Design and performance of excavation and tunnels in soft clay: state of the art report. In: Int. Symp. On Soft Clay, 1977, Bangkok, pp. 980-1032, 1981.

[25] **OTEO ET SAGASETA**, **Discussion** on Analyse of undrained soil deformation due to ground loss, Vol 38, No 4 pp56-84 in French, 1982.

[26] **RANKIN W.I. (1987)** Ground movements resulting from urban tunneling: predictions and effects, 1987.

In: Proc. Conf. Engineering Geol. Underground Movements, 1987, Nottingham, pp. 79-92.

[27] **CHAPEAU**, Tunnels et ouvrages souterrains, 1993, Septembre/Octobre, n° 107, pp. 235-245, 1993.

[28] **MAIR ET TAYLOR**, Geotechnical consulting group, London, Uk, City University, London, 1996.

[29] **OREILLY**, Sensitivity of urban buildings to tunneling-induced settlements. www.tdx.cat/bitstream, 1982.

[30] **PANET M**, Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement. Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995.

[31] **GUILLOUX ET AL**, Prise en compte des pré-soutènements dans le dimensionnement des tunnels. Revue Française de Géotechnique, 1996, Vol 76, pp. 3-16, 1996.

[32] **T. Adachi**, Some supporting methods for tunnelling in Japan and their analytical studies. In In :Proc. of the fifth international conference on Numerical Methods in Geomechanics, pages 1747–1754, Rotterdam : A.A. Balkema, 1986.

[33] **J. Sulem, M. Panet**, and A. Guenot. An analytical solution for time-dependent displacement in a circular tunnel. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr, (24) :465–472, 1987.

[34] **I. AL Abram**. Etude sur modèle réduit bidimensionnel du champ de déplacement induit par le creusement d'un tunnel à faible profondeur. Interaction avec les ouvrages existants. Thèse génie civil, INSA de Lyon, 1998.

[35] **M. Panet**. Les déformations différées dans les ouvrages souterrains. Proc. 4th Int. Congr. ISRM, Montreux, Balkema, Rotterdam, 3, 1979.

[36] **M. Panet and A. Guenot**. Analysis of convergence behind the face of a tunnel. International Symposium “Tunneling 82”, 1982.

[37] **M. Panet, A. Bouvard, and al**. Recommendations on The convergence-confinement method. AFTES Recommendations, pages 125–145, 2001.

[38] **W. Zhu, S. Li, Sh. Li, W. Chen**, and C.F. Lee. Systematic numerical simulation of rock tunnel stability considering different rock conditions and construction effects. Tunneling and Underground Space Technology, (18) :531–536, 2003.

[39] **S. Coquillay**. Prise en compte du non linéarité du comportement des sols soumis à de petites déformations pour le calcul des ouvrages géotechniques. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. France, 2005.

[40] **Descoundre**, Tunnel et ouvrages souterrain, 1984.

- Anciennes thèses de l'USTHB.
- Anciennes thèses de L'école nationale de travaux publique vieux-Kouba.
- Thèse de Lyon.
- Rapport Cosider.

Logiciel : Plaxis 2D et 3D

Annexe A

Annexe B



Client **COSIDER**
 Projet **METRO D'ALGER LIGNE 1 - 2eme Phase, Ain Naadja - Baraki**
 Lieu **ALGER**
 Date début **02/12/2013** Date Fin **04/12/2013**

Sondage N° **S0 -25** Page **1/2**
 Le Géologue
FOUDI M.A

Echelle 1:100	Profondeur	Echantillons	Stratigraphie	Description	Récupération	R.Q.D	S.P.T.				Piézomètre	Caisse		
							Prof	1"	2"	3"				
1				Remblais										
2		1.70		Argile rouge										
3		3.00		Argile brune sableuse									1	
4				Sable à galets										
5		4.70		Marne jaune à kaolin bleu parfois blanchâtre										
6		5.10												
7		5.30												
8		5.90												2
9				Marne sableuse consistante jaunâtre à kaolin										
10		9.50												
11		10.30												
12				Sable fin de couleur brune à galets										
13		12.50												3
14		13.00		Sable graveleux (avec des graviers de 1,5 cm)										
15														
16		15.00		Grès beige dure										
17		15.90												
18				Sable légèrement marneux										
19				Sable										
20													4	

Profondeur Totale : 21m Type de Machine : SM400 Boue de forage : Sans	Type Forage : caroté Diamètre du forage : 101 mm Niveau de nappe :	Cordonnées : x = 507084.5994 y = 4061725.476 z =
---	--	---

Remarque : Mise en place de tubage (d133mm) jusqu'a 6m de profondeur / Perte d'eau partielle à 6m et à 18.5m de profondeur



Client COSIDER
 Projet METRO D'ALGER LIGNE 1 - 2eme Phase, Ain Naadja - Baraki
 Lieu ALGER
 Date début 02/12/2013 Date Fin 04/12/2013

Sondage N° S0 -25 Page 2/2

Le Géologue
 FOUDI M.A

Echelle 1:100	Profondeur	Echantillons	Stratigraphie	Description	Récupération				R.Q.D				S.P.T.				Piézomètre	Caisse
					20	40	60	80	20	40	60	Prof	1'	2'	3'	N		
	21	#0.80 #1.00		Sable														
	22			Fin du Sondage														5
	23																	
	24																	
	25																	
	26																	
	27																	
	28																	
	29																	
	30																	
	31																	
	32																	
	33																	
	34																	
	35																	
	36																	
	37																	
	38																	
	39																	
	40																	

Profondeur Totale : 21m Type de Machine : SM400 Boue de forage : Sans	Type Forage : carotté Diamètre du forage : 101 mm Niveau de nappe :	Cordonnées : x = 507084.5994 y = 4061725.476 z =
---	---	---

Remarque : Mise en place de tubage (d133mm) jusqu'à 6m de profondeur / Perte d'eau partielle à 6m et à 18.5m de profondeur



Client COSIDER
 Projet METRO D'ALGER LIGNE 1 - 2eme Phase, Ain Naadja - Baraki
 Lieu ALGER
 Date début 04/12/2013 Date Fin 06/12/2013

Sondage N° S0 -75 Page 2/2

Le Géologue
 ZOUIOUECHE .A

Echelle 1:100	Profondeur	Echantillons	Stratigraphie	Description	Récupération	R.Q.D	S.P.T.				Piézomètre	Caisse
							Prof	1"	2"	3"		
21		±1.50		Marne sableuse consistante jaunâtre								
22		±1.50		Sable brun pulvérulent								
23				Fin du Sondage							22.00	
24												5
25												
26												
27												
28												
29												
30												
31												
32												
33												
34												
35												
36												
37												
38												
39												
40												

Profondeur Totale : 22m Type de Machine : SM400 Boue de forage : Sans	Type Forage : carotté Diamètre du forage : 101 mm Niveau de nappe :	Cordonnées : x = 507041.5424 y = 4061700.044 z =
---	---	---

Remarque :
 Sondage équipé d'un Piézomètre

Annexe B