

UNIVERSITÉ LARBI TEBESSI - TÉBESSA

INSTITUT des Mines

تبسة في 2020/07/14



جامعة العربي التبسي-تبسة

معهد المناجم

رقم:/ج.ع.ت.م/م/2020

رفع التحفظات

اسم و لقب الأستاذ المناقش: ك. باطري نور رواجحة
عنوان المذكرة: Analyse de stabilité d'un tunnel creusé
avec un tunnelier (le projet de réseau d'Alger LOT1 d'extension
« El Harrach - Bab El Zouar - Aéroport International d'Alger - 7 »
الطبة:

- 1- /
- 2- /

التخصص: جيس بوكي، القسم: المناجم والجيولوجيا والجيولوجيا

موافق على وضع المذكرة في المكتبة بعد إجراء التصحيح المطلوب

موافق على وضع المذكرة في المكتبة و هي معفية من التصحيح

إمضاء الأستاذ المناقش



Année universitaire : 2023/2024

Tébessa le : 06 /06/2024

Lettre de soutenabilité

Noms et prénoms des étudiants :

1- BENCHALIA Ilhem

Niveau : 2^{ème} année Master Option : Géotechnique

Thème : Analyse de la stabilité d'un tunnel creusé avec un tunnelier cas d'étude : tunnel du métro d'Alger Extension El Harrach-Bab Zouar- Aéroport International Houari Boumediene (tronçon 03).

Nom et prénom de l'encadreur : HAMDANE Ali

| Chapitres réalisés | Signature de l'encadreur |
|---|--------------------------|
| Chapitre I. Généralités sur les ouvrages souterrains et les tunnels | |
| Chapitre II. Les tunneliers | |
| Chapitre III. Récoltes des données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques | |
| Chapitre IV. Analyse de la stabilité du tunnel avec les méthodes analytiques | |
| Chapitre V. Modélisation numérique | |

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

جامعة العربي التبسي - تبسة

مقرر رقم: 47 مؤرخ في: 09 جوان 2024

يتضمن الترخيص بمناقشة مذكرة الماستر

إن مدير جامعة العربي التبسي بتبسة.

- بموجب القرار الوزاري رقم 318 و المؤرخ في 05 ماي 2021 المتضمن تعيين السيد "قواسمية عبد الكريم" مديرا لجامعة العربي التبسي - تبسة.

- وبمقتضى المرسوم التنفيذي رقم: 12- 363 مؤرخ في 8 أكتوبر 2012، يعدل ويتمم المرسوم التنفيذي رقم 09- 08 المؤرخ في: 04 جانفي 2009 والمتضمن إنشاء جامعة العربي التبسي بتبسة.

- وبمقتضى المرسوم التنفيذي رقم 08-265 المؤرخ في 17 شعبان عام 1429 الموافق 19 غشت سنة 2008 الذي يحدّد نظام الدراسات للحصول على شهادة الليسانس وشهادة الماستر وشهادة الدكتوراه، لاسيما المادة 9 منه، وبموجب القرار رقم 362 المؤرخ في 09 جوان 2014 الذي يحدّد كفايات إعداد ومناقشة مذكرة الماستر. لاسيما المادة 7 منه.

- وبموجب القرار رقم 1380 المؤرخ في 09 أوت 2016 والمتضمن تأهيل مؤسسات التعليم العالي لضمان التكوين لنيل شهادة الماستر اختصاص جيوتقني بعنوان السنة الجامعية 2023 / 2024،

- وبموجب المقرر رقم 47 مؤرخ في 08 جوان 2024 والمتضمن تعيين لجنة مناقشة مذكرة الماستر.

- وبعد الاطلاع على مقرر تعيين لجنة مناقشة مذكرة الماستر المؤرخ في 09 جوان 2024

يقرر ما يأتي:

المادة الأولى: يُرخص للطالب (ة) بن شعلية الهام، المولود (ة) 2002/03/19 تبسة . بمناقشة مذكرة الماستر والمسومة بـ

Analyse de stabilité d'un tunnel creusé avec un tunnelier

المادة 2: يكلف رئيس قسم المناجم والجيوتكنولوجيا بتنفيذ هذا المقرر الذي يسلم نسخة عنه إلى الطالب المعني بالمناقشة واءضاء لجنة المناقشة فور توقيعه، وبضمان نشره عبر فضاءات المؤسسة المادية والرقمية.

المادة 3: تُحفظ نسخة عن هذا المقرر ضمن الملف البيداغوجي للطالب المعني وينشر في النشرة الرسمية لجامعة

العربي التبسي.

خُزّر ب تبسة، في: 09 جوان 2024

عن المدير، وبتفويض منه
مدير معهد المناجم

مدير المعهد
مدير المعهد

مقرر رقم : 09 مؤرخ في : 09 جوان 2024

يتضمن تعيين لجنة مناقشة مذكرة الماستر

إن مدير جامعة العربي التبسي بتبسة،

بموجب القرار الوزاري رقم 318 و المؤرخ في 05 ماي 2021 المتضمن تعيين السيد "قواسمية عبد الكريم" مديرا لجامعة العربي التبسي بتبسة،

و بمقتضى المرسوم التنفيذي رقم : 12-363 مؤرخ في 8 أكتوبر 2012، يعدل ويتم المرسوم التنفيذي رقم 09-08 المؤرخ في : 04-جانفي 2009 و المتضمن إنشاء جامعة العربي التبسي بتبسة.

و بمقتضى المرسوم التنفيذي رقم 08-265 المؤرخ في 17 شعبان عام 1429 الموافق 19 غشت سنة 2008 الذي يحدد نظام الدراسات للحصول على شهادة الليسانس وشهادة الماستر وشهادة الدكتوراه، لاسيما المادة 9 منه،

و بموجب القرار رقم 362 المؤرخ في 09 جوان 2014 الذي يحدد كفاءات إعداد ومناقشة مذكرة الماستر، لاسيما المادتان 10 و 11 منه،

و بموجب القرار رقم 1080 المؤرخ في 13 أكتوبر 2015 و المتضمن تأهيل ماستر الفروع ذات تسجيل وطني بجامعة تبسة.

و بموجب القرار رقم 375 المؤرخ في 15 جوان 2020 المعدل للملحق القرار 1080 المؤرخ في 13 أكتوبر 2015 و المتضمن تأهيل ماستر الفروع ذات

تسجيل وطني بجامعة تبسة، اختصاص جيو تقني

21 جوان 2024

و بعد الاطلاع على محضر المجلس العلمي لمعهد المناجم المؤرخ في

يقرر ما يأتي:

المادة الأولى: تُعيّن بموجب هذا المقرر لجنة مناقشة مذكرة الماستر المحضرة من طرف الطالبة:

بن شعلية الهام، المولود (ة) 2002/03/19 بتبسة

والموسومة ب

Analyse de stabilité d'un tunnel creusé avec un tunnelier

والمسجل (ة) بمعهد المناجم

المادة 2: تتشكل اللجنة المشار إليها في المادة الأولى من الأعضاء الآتي ذكرهم:

| رقم | الاسم واللقب | الرتبة | مؤسسة الانتماء | الصفة |
|-----|--------------|----------------|----------------------------|--------|
| 1 | براهمي سرحان | أستاذ محاضر ب | جامعة العربي التبسي - تبسة | رئيسا |
| 2 | حمدان علي | أستاذ مساعد-أ | جامعة العربي التبسي - تبسة | المؤطر |
| 3 | كرياطي نور | أستاذ مساعد- ب | جامعة العربي التبسي - تبسة | ممتحنا |

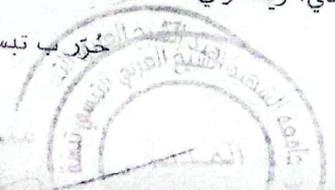
المادة 3: يكلف رئيس قسم المناجم والجيوتكنولوجيا بتنفيذ هذا المقرر الذي يُسلم نسخة عنه إلى كل من الطالب المعني والمشرف على

المذكرة وأعضاء لجنة المناقشة فور توقيعه.

المادة 4: تحفظ نسخة عن هذا المقرر في الملف البيداغوجي للطلاب المعني، وينشر في النشرة الرسمية لجامعة العربي التبسي.

09 جوان 2024

عن المدير، ويتفويض منه مدير معهد المناجم



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

مؤسسة التعليم العالي : جامعة الشهيد الشيخ العربي التبسي - تبسة

تصريح شرفي
خاص بالالتزام بقواعد النزاهة العلمية لانجاز بحث

أنا الممضي أدناه،

السيد (ة) : بن شعلية الهام

الصفة : طالب

الصادرة بتاريخ 2024.04.15

الحامل لبطاقة التعريف الوطنية رقم : 411252508

قسم المناجم و الجيوتكنولوجيا

المسجل بمعهد المناجم

و المكلف بانجاز أعمال بحث (مذكرة التخرج، مذكرة ماستر، مذكرة ماجستير، أطروحة دكتوراه)، عنوانها :

Analyse de stabilité d'un tunnel creusé avec un tunnelier cas d'étude :

tunnel métro d'Alger Extension El-Harrach- Aeroport International Houari

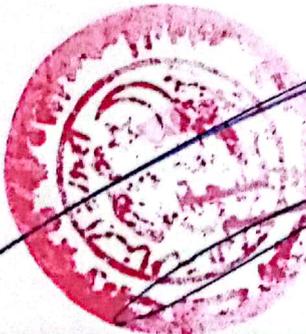
Boumedienne (tronçon 3).

أصرح بشرفي أنني ألتزم بمراعاة المعايير العلمية و المنهجية و معايير الأخلاقيات المهنية و النزاهة الأكاديمية

المطلوبة في انجاز البحث المذكور أعلاه.

التاريخ: 06/06/2024

إمضاء المعني (ة)



عن رئيسة
و نائبة
الهيئة السيدات
عن السيدات

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique Et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة الشهيد الشيخ العربي التبسي – تبسة

Université Echahid Cheikh Larbi Tebessi – Tébessa

معهد المناجم

Institut des Mines

قسم المناجم و الجيوتكنولوجيا

Département Mines Et Géotchnologie



MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de Master

Filière : Génie minier

Option : Géotechnique

Thème

Analyse de stabilité d'un tunnel creusé avec un tunnelier (le projet de métro d'Alger LOT 1 d'extension «EL Harrach-Bab Ezzouar- Aéroport International d'Alger. »)

Par

BENCHALIA Ilhem

Devant le jury :

| | | | |
|---------------------------|--------------|-----|---|
| BRAHMI Serhane | Président | MCB | Université Echahid Cheikh Larbi Tebessi – Tébessa |
| HAMDANE Ali | Encadreur | MAA | Université Echahid Cheikh Larbi Tebessi – Tébessa |
| KERBATI Nour Rahouadja | Examinatrice | MAB | Université Echahid Cheikh Larbi Tebessi – Tébessa |

Année universitaire 2023/2024

سم الله الرحمان

بسم الله
الرحمان
الرحيم

☺ اهداء خاص

الحمد لله أولاً وأخراً، والشكر له دائماً وأبداً على نعمه التي لا تُحصى، وعلى توفيقه الذي أحاطني في كل خطوة خطوتها في رحلتي الدراسية.

أتوجه بالشكر الجزيل لوالدي الذي دعمني ولأمي الحبيبة التي كانت وما زالت بقلبي رغم غيابها عن حضور نجاحاتي إلا أن دعواتها المباركة تظل تضيء دربي.

الشكر الجزيل الذي لا تصفه الكلمات **لاساتذة الجيوتقني المتميزين** حمدان علي. بن غازي زياد. براهيم سرحان. مبروك فوزي. براح ياسين. جلال عادل. عمراني دنيا. كرباتي نور .

ليس مجاملة بل حقيقة أود أن أعبر عن أعمق امتناني وشكري لاساتذة الكرام الذين بذلوا و مازالو يبذلون جهوداً جبارة في توفير التطورات في تخصصنا و الاهتمام بنا رغم كل العقبات، وضمان الحصول على خريجات ميدانية قيمة. إن تفانيكم والتزامكم بالتعليم والبحث العلمي لم يكن لهما الأثر الكبير فقط على مسيرتنا الأكاديمية، بل ساهم أيضاً في تقدم معرفتنا وتوسيع آفاقنا المهنية.

تقديرنا العميق لعملكم الدؤوب وتفانيكم في تحسين جودة التعليم وتعزيز التطوير المستمر. إن ما قدمتموه من دعم وإرشاد لهو ركيزة أساسية في نجاحنا، ونأمل أن نستمر في الاستفادة من حكمتكم وخبرتكم في المستقبل

أشكر كل من دعا لأجلي و دعمني خاصة اختي هوام براءة الرحمان.

ولا يسعني إلا أن أعبر عن امتناني العميق لكل من علمني علما وزادني به درجات.

و كلماتي الأخيرة لكل من يقرأ هذا تمسك بالله و حارب رغم كل الظروف و اصبر ستنال بإذنه تعالى.

جزاكم الله جميعاً خير الجزاء، وجعله في ميزان حسناتكم

والسلام عليكم والصلاة والسلام على سيدنا محمد وعلى آله وصحبه اجمعين.

Table des matières

| | |
|--------------------|-----|
| Sommaire | I |
| Liste des figures | IV |
| Liste des tableaux | VII |
| Résumé | XI |
| Annexes | XII |

Sommaire

| | |
|---|----|
| Introduction Général | 1 |
| Chapitre I : Généralité sur les ouvrages souterrains et les tunnels | |
| 1. Introduction | 2 |
| 2. Définition des ouvrages souterrains | 2 |
| 3. Principaux et différents types des ouvrages souterrains | 2 |
| 4. Les tunnels | 4 |
| 4.1. Définition | 4 |
| 4.2. Histoire des tunnels | 4 |
| 4.3. Les grands tunnels dans le monde | 6 |
| 4.4. Les types des tunnels | 6 |
| 4.5. Description d'un tunnel | 7 |
| 4.6. Différents formes géométriques du tunnel | 8 |
| 5. Technologie de construction souterraine | 9 |
| 5.1. Creusement des ouvrages souterrains | 9 |
| 5.1.1. Techniques d'exécution à ciel ouvert | 9 |
| 5.1.2. Creusement en souterrain | 10 |
| A) La méthode traditionnelle à l'explosif | 10 |
| B) Méthode par attaque ponctuelle | 11 |
| C) La méthode par prédécoupage mécanique | 14 |
| D) La méthode de creusement au tunnelier | 14 |
| 6. Conclusion | 17 |
| Chapitre II : Les tunneliers | |
| 1. Introduction | 18 |
| 2. Histoire | 18 |
| 3. Fonctionnement de tunneliers | 19 |
| 3.1. Forage du tunnel | 19 |
| 3.2. évacuation des déblais (Marinage) | 19 |
| 3.3. Installation du soutènement (Revêtement définitif) | 20 |
| 4. Quelque type de tunneliers | 23 |
| 5. Les tunneliers les plus couramment utilisés aujourd'hui | 23 |

| | | |
|---|---|----|
| 5.1. | Tunnelier a bâti interne | 23 |
| 5.2. | Tunnelier à grippeur | 23 |
| 5.3. | Tunnelier à bouclier | 24 |
| 5.4. | Tunnelier à double bouclier | 25 |
| 5.5. | Tunnelier à confinement d'air comprimé | 25 |
| 5.6. | Bouclier à la boue | 26 |
| 5.7. | Bouclier à pression de terre EBP | 28 |
| 6. | Avantages communs des tunneliers | 29 |
| 7. | Les défis des tunneliers | 30 |
| 8. | Perspectives future | 30 |
| 9. | Les techniques d'accompagnement des tunneliers | 31 |
| 9.1. | Reconnaissance préalable depuis la surface | 31 |
| 9.2. | Reconnaissance à l'avancement | 32 |
| 9.3. | Traitement de terrain | 33 |
| 9.4. | Guidage | 34 |
| 9.5. | Additifs | 34 |
| 9.6. | Enregistrement de paramètres de fonctionnement de machine | 36 |
| 9.7. | Revêtement et injection de bourrage | 36 |
| 10. | Présentation de tunnelier utilisée (EBP) | 37 |
| 11. | Monitoring | 38 |
| 11.1. | Instrumentation d'auscultation à utiliser | 38 |
| 11.1.1. | Les méthodes optiques par mesure topographique à la surface | 38 |
| 11.1.2. | Système de contrôles I/O PLC distribuable, intégré dans la machine. | 39 |
| 11.2. | Traitement de données | 40 |
| 12. | Conclusion | 40 |
| Chapitre III : Récolte des données géologiques, hydrogéologique et géotechniques | | |
| 1. | Introduction | 41 |
| 2. | Présentation de projet | 41 |
| 3. | Présentation de l'ouvrage étudié (Tronçon 3) | 43 |
| 3.1. | Situation géographique de tronçon | 43 |
| 3.2. | La géométrie de tronçon | 43 |
| 3.3. | Contexte géologique | 44 |
| 3.3.1. | Géologie générale | 44 |
| 3.3.2. | Géologie de tracé | 46 |
| 3.4. | Conditions hydrogéologique | 46 |
| 3.4.1. | hydrogéologie générale | 46 |
| 3.4.2. | Conditions hydrogéologique de projet | 48 |
| 4. | Contexte géotechnique | 48 |
| 4.1. | Prospection et essai in situ et en laboratoire | 48 |
| 4.2. | Les essais in situ | 49 |
| 4.3. | Les essais en laboratoire | 50 |
| 4.3.1. | Les essais réalisés en laboratoire sur le sol et les roches | 50 |
| 4.3.2. | Résultats des essais en laboratoire en sols | 51 |

| | |
|---|----|
| 4.3.3. Résultats des essais en laboratoire en roches | 52 |
| 5. Tectonique et sismicité | 53 |
| 5.1. Tectonique | 53 |
| 5.2. Conditions sismique | 55 |
| 6. Les paramètres géotechniques adoptés | 56 |
| 7. Agressivité de sol sur les bétons | 58 |
| 8. Dureté et abrasivité CERCHAR | 58 |
| 9. Conclusion | 58 |
| Chapitre IV : Analyse de la stabilité du tunnel avec les méthodes analytique | |
| 1. Introduction | 59 |
| 2. Comportement du sol ayant et après l'excavation d'une cavité | 59 |
| 3. Réaction de terrain creusé avec tunnelier | 61 |
| 3.1. Le milieu | 62 |
| 3.2. L'action entreprise pour l'excavation | 64 |
| 3.3. La réaction attendue à l'excavation | 65 |
| 3.4. Les calculs des tunnels au tunnelier | 66 |
| 4. Méthode Atkinson pour la stabilité du front de taille | 66 |
| 4.1. Principes de la méthode d'Atkinson | 66 |
| 4.2. Application de la méthode Atkinson | 66 |
| 4.3. Avantages et limitations | 67 |
| 4.4. Calcul de front de taille du tronçon 3 en trois sections | 68 |
| 4.5. Calcul par la méthode Atkinson et Mair | 70 |
| 5. Méthode convergence-confinement pour la stabilité de parois de tunnel | 71 |
| 5.1. Principe de la méthode | 71 |
| 5.2. Calcul de formations du tronçon 3 | 72 |
| 5.3. Calcul avec logiciel Rock support | 77 |
| 6. Tassement en surface | 83 |
| 6.1. Perte de section | 84 |
| 6.2. Volume de tassement et perte de terrain | 85 |
| 6.3. Mouvement verticaux surfaces transversales | 85 |
| 6.4. Mouvement horizontaux superficiels transversaux | 89 |
| 6.5. Calcul de tassement en surface | 91 |
| Interprétation et conclusion | 94 |
| Chapitre V : Modélisation numérique | |
| 1. Introduction | 96 |
| 2. L'histoire en bref de la méthode des éléments finis | 96 |

| | |
|--|-----|
| 3. Présentation de logiciel | 96 |
| 4. La modélisation numérique | 96 |
| 4.1. Définition de modèle géométrique et introduction des caractéristiques | 96 |
| 4.2. Création du maillage | 98 |
| 4.3. Conditions initiales | 98 |
| 5. Interprétation et conclusion | 107 |
| Conclusion générale | |
| Références bibliographiques | 108 |
| | 109 |

Liste des figures et photos

Chapitre I

| | | |
|----------------|---|----|
| Figure I .1 : | Tunnel à voie de communication | 4 |
| Figure I .2 : | Galerie hydrolique | 4 |
| Figure I .3 : | Adduction d'eau | 4 |
| Figure I .4 : | Parking souterrain | 4 |
| Figure I .5 : | Schéma représentatif d'un tunnel | 5 |
| Figure I .6 : | Tunnel routier | 7 |
| Figure I .7 : | Tunnel piétonnier | 7 |
| Figure I .8 : | Tunnel aquifère | 7 |
| Figure I .9 : | Tunnel miniér | 7 |
| Figure I .10 : | Coupe longitudinale et transversale d'un tunnel | 8 |
| Figure I .11 : | Différents formes géométriques de tunnel | 9 |
| Figure I .12 : | Canalisateur tranchée couverte | 10 |
| Figure I .13 : | Tranché ouvert dans la rue | 10 |
| Figure I .14 : | Tranchée couverte de la Garenne | 10 |
| Figure I .15 : | Méthode de creusement à l'explosif | 11 |
| Figure I .16 : | Engin à attaque ponctuelle | 11 |

| | |
|---|----|
| Figure I. 17 : Creusement à pleine section | 12 |
| Figure I .18 : Creusement en demi-section | 13 |
| Figure I. 19 : Creusement en section divisé | 14 |
| Figure I .20 : Le prédécoupage mécanique | 14 |
| Figure I .21 : Tunnelier à bouclier simple | 16 |
| Figure I .22 : Bouclier à confinement | 16 |
| Figure I .23 : Bouclier à la boue | 16 |
| Figure I .24 : Vocabulaire de tunnelier | 16 |
| Figure I. 25 : Bouclier mécanisé ouvert à appui radial (Tunnel CERN-France) | 17 |

Chapitre II

| | |
|---|----|
| Photo II.1 : Creusement de front de taille | 20 |
| Photo II. 2 : Le marinage | 20 |
| Photo II.3 : Station de malaxage de mousse | 20 |
| Photo II.4 : Le revêtement définitif de tunnel | 21 |
| Photo II.5 : Problème des infiltrations qui nécessite l'injection de coulis | 21 |
| Photo II.6 : Sortie et Désassemblage de tunnelier (Métro d'Alger Lot1) | 22 |
| Photo II.7 : Tunnelier EBP du projet | 24 |
| Figure II.1 : Tunnelier à bati interne | 24 |
| Figure II.2 : Tunnelier à grippeur | 25 |
| Figure II.3 : Tunnelier à bouclier | 26 |
| Figure II.4 : Tunnelier à confinement d'air comprimé | 27 |
| Figure II.5 : Lubrifiants pour tunnelier à pression de boue | 27 |
| Figure II.6 : Tunnelier à confinement de boue | 28 |
| Figure II.7 : Tunnelier à pression de terre | 29 |
| Figure II.8 : bouclier à confinement de terre (Tunnel Caluire Lyon-France) | 37 |
| Figure II.9 : Instrumentation systématique | 39 |
| Figure II.10 : Illustration de système de contrôle I/P PLC | 39 |
| Figure II.11 : Quelque service de monitoring | 40 |

Chapitre III

| | | | | | | |
|------------------------|-----|------|--|----|--------|---|
| Figure 42 | III | .1 : | Etendu | de | projet | |
| Figure 42 | III | .2 : | Situation géographique | de | métro | d'Alger |
| Figure 42 | III | .3 : | Extension | du | métro | d'Alger |
| Figure III .4 : | | | Situation géographique | | | de tronçon 3 43 |
| Figure (Photo III.1) : | | | Tunnel principal | | | 43 |
| Figure III. 5 : | | | Extrait de carte géologique | | | feuille n°21 d'Alger et feuille n°42 implantation du tracé 44 |
| Figure III .6 : | | | Observé l'extrait de la carte hydrogéologique | | | de la région d'Alger 47 |
| Figure III .7 : | | | Interprétation 3D des principales failles (offshore/onshore) | | | de la region d'Alger 55 |
| Figure III. 8 : | | | Carte de zonage sismique | | | de territoire national-RPA 99 |

Chapitre IV

| | | | | | | |
|-----------------|--|--|---|--|--|--|
| Figure IV.1 : | | | Principales types de déformations | | | de tunnel 59 |
| Figure IV.2 : | | | Cuvette de tassement | | | 3D 60 |
| Figure IV.3 : | | | Déformation de sol et tassement de surface | | | pendant de creusement d'un tunnel peu profond 61 |
| Figure IV.4 : | | | Les opérations d'excavation et de stabilisation | | | doivent être appropriées en fonction des différentes conditions de contrainte-déformation 62 |
| Figure IV.5 : | | | Le même matériau peut atteindre la rupture | | | avec différents types de comportement selon la plage de contrainte 63 |
| Figure IV.6 : | | | Les trois zones | | | caractéristiques 63 |
| Figure IV.7 : | | | Propagation de perturbations | | | au milieu excavé 64 |
| Figure IV.8 : | | | La réaction attendue à l'excavation | | | 65 |
| Figure IV.9 : | | | Les trois sections | | | au long de tronçon 3 68 |
| Figure IV.10 : | | | Variation du taux de déconfinement | | | de la pression et du déplacement radial en fonction de la distance au front de taille 71 |
| Figure IV.11 : | | | Le diagramme convergence- | | | confinement 72 |
| Figure IV.12 : | | | Courbe caractéristiques du terrain | | | pour la section 1 du tronçon 3(courbe de convergence). 75 |
| Figure IV .13 : | | | Diagramme de pression-déformation | | | de la compression de béton 76 |
| Figure IV.14 : | | | Courbe caractéristiques du soutènement | | | (courbe de confinement) 76 |

| | |
|---|----|
| Figure IV.15 : Courbe caractéristiques du soutènement au point de départ (courbe de confinement) | 76 |
| Figure IV.16 : Définition $FS > 1$ | 78 |
| Figure IV.17 : Fenêtres d'introduction de données de terrain et de tunnel | 78 |
| Figure IV.18 : Zone plastique et zone élastique autour tunnel sans soutènement | 79 |
| Figure IV.19 : Courbe de réaction de terrain sans soutènement | 79 |
| Figure IV.20 : Introduction de caractéristiques de soutènement | 79 |
| Figure IV.21 : Réaction de terrain avec soutènement (à distance de 1.4 m de front de taille) | 80 |
| Figure IV.22 : Courbe réaction de terrain avec soutènement (à distance de 1.4 m de front de taille) | 80 |
| Figure IV.23 : Réaction de terrain avec soutènement (à distance de 1.8 m de front de taille) | 81 |
| Figure IV.24 : Courbe réaction de terrain avec soutènement (à distance de 1.8 m de front de taille) | 81 |
| Figure IV.25 : Réaction de terrain avec soutènement (pour convergence de 1.73%) | 82 |
| Figure IV.26 : Courbe réaction de terrain avec soutènement (pour convergence de 1.73%) | 82 |
| Figure IV.27 : Distribution des tassements dans les sols d'alluvions cohésifs (Attewell 1978) | 84 |
| Figure IV.28 : Déformation dans le tunnel et en surface | 84 |
| Figure IV.29 : Définition des éléments qui interviennent dans la perte de volume | 85 |
| Figure IV.30 : Loi normalisée pour représenter la distribution transversale des tassements | 86 |
| Figure IV.31 : Valeurs de "i" en fonction de "H" et du type de sol (Rankin, 1987) | 87 |
| Figure IV.32 : Variation de "i" avec la profondeur de l'axe, pour des argiles (gauche) et sables et graviers (droite) | 88 |
| Figure IV.33 : Obtention simplifiée de la loi des mouvements horizontaux (O'Reilly et New, 1982). | 90 |

Chapitre V

| | |
|--|----|
| Figure V.1 : Introduction de données avec les conditions aux limites | 97 |
| Figure V.2 : Le maillage | 98 |
| Figure V.3 : Phase 1 et 3 | 99 |

| | |
|--|-----|
| Figure V.4 : Le déplacement total ($6.01 \cdot 10^{-3}$ m) | 99 |
| Figure V.5 : Le déplacement horizontal ($4.77 \cdot 10^{-3}$ m) | 100 |
| Figure V.6 : Le déplacement vertical ($6.01 \cdot 10^{-3}$ m) | 100 |
| Figure V.7 : les contraintes de cisaillement ($86.83 \cdot 10^{-3}$ %) | 101 |
| Figure V.8 : coupe transversale de déplacement total en surface | |
| Figure V.9 : coupe de déplacement vertical | 102 |
| Figure V.10 : la section à étudié | |
| Figure V.11 : La géométrie et les conditions aux limites | |
| Figure V.12 : Le maillage | |
| Figure V.13 : le déplacement total ($9.84 \cdot 10^{-3}$ m) | |
| Figure V.14 : Le déplacement horizontal ($7.10 \cdot 10^{-3}$ m) | |
| Figure V.15 : Le déplacement vertical ($9.84 \cdot 10^{-3}$ m) | |
| Figure V.16 : les contraintes de cisaillement ($61.15 \cdot 10^{-3}$ %) | |
| Figure V.17 : coupes de déplacements total et vertical | |

Liste des tableaux

| | |
|---|----|
| Tableau I.1 : Les grands tunnels dans le monde | 6 |
| Tableau II.2 : Les caractéristiques du tunnelier EBP | 38 |
| Tableau III.3 : les principales unités lithostratigraphiques intersectée au long du tracé. | 45 |
| Tableau III.4 : Résumé des principales unités au long du tronçon | 46 |
| Tableau III.5 : Résumé des travaux de prospection et essais in situ réalisés dans plusieurs études de tronçon 3 | 48 |
| Tableau III.6 : résultats des essais le Franc réalisés dans le Tronçon 3 | 49 |
| Tableau III. 7 : exemple des résultats des essais en laboratoire réalisés dans plusieurs études pour obtentions des paramètres physiques des sols | 51 |
| Tableau III. 8 : Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans plusieurs études | 52 |
| Tableau III. 9 : Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans CPC pour roches | 53 |
| Tableau III .10 : Les valeurs du coefficient d'accélération | 56 |
| Tableau III.11 : paramètres géotechnique de calcul | 57 |
| Tableau III.12 : Paramètres de calcul ajustés aux pressions attendues dans la couche | 57 |

| | |
|---|-----|
| gréseuse | |
| Tableau IV. 13 : Calcul de front de taille de première section | 69 |
| Tableau IV.14 : Calcul de front de taille de deuxième section | 69 |
| Tableau IV.15 : Calcul de front de taille de troisième section | 69 |
| Tableau IV. 16 : Calcul la contrainte qui provoque la chute du front de taille. | 70 |
| Tableau IV .17 : Calcul les parois par la méthode de convergence-confinement | 74 |
| Tableau IV.18 : Les caractéristiques du béton armé pour les voussoirs préfabriqués | 75 |
| | 92 |
| Tableau IV.18 : La contrainte vertical effectif | |
| Tableau IV.19 : Les paramètres à utiliser pour les calculs de tassement | 92 |
| Tableau IV.20 : Calcul de i selon les quatre méthodes | 92 |
| Tableau IV.21 : Calcul de volume de tassement | 92 |
| Tableau IV.22 : Seuil de contrôle pour les mouvements supplémentaires admissibles en fonction du classement | 94 |
| Tableau V.23 : Paramètres de calcul des classes rocheuses | 97 |
| Tableau V.24 : Caractéristiques du revêtement définitif. | 97 |
| Tableau V.25 : les résultats de déformation | 107 |
| Tableau V.26 : Niveaux d'alerte d'alarme par sections - tronçon 3 | 107 |

Résumé

La construction de tunnels est un domaine complexe et technique qui joue un rôle crucial dans le développement des infrastructures modernes. La géotechnique, une branche de l'ingénierie qui étudie le comportement des sols et des roches, est essentielle dans chaque étape de la construction de tunnels, de la planification initiale à la maintenance à long terme. Elle permet de comprendre et de gérer les interactions complexes entre le tunnel et les conditions géologiques environnantes, assurant ainsi la sécurité, la stabilité et l'efficacité des projets de tunnels grâce à plusieurs méthodes de calcul.

Comme le cas de tunnel de métro d'Alger qui a creusé avec un tunnelier à pression de terre, qui est parmi les meilleures et les plus sûres méthodes de creusement souterrain, notamment pour les sols meubles.

Les mots clés : Tunnel, Géotechnique, Métro d'Alger, Tunnelier, Stabilité.

Abstract

Tunnel construction is a complex and technical field that plays a crucial role in the development of modern infrastructure. Geotechnics, a branch of engineering that studies the behavior of soils and rocks, is essential at every stage of tunnel construction, from initial planning to long-term maintenance. It enables the understanding and management of the complex interactions between the tunnel and the surrounding geological conditions, thus ensuring the safety, stability, and efficiency of tunnel projects through various calculation methods.

As in the case of the Algiers metro tunnel, which was excavated using an Earth Pressure Balance (EPB) tunnel boring machine, which is one of the best and safest methods of underground excavation, particularly in soft soils.

Keywords : Tunnel, Geotechnics, Algiers Metro, Tunnel Boring Machine, Stability.

ملخص

تعتبر بناء الأنفاق مجالاً معقداً وتقنياً يلعب دوراً حيوياً في تطوير البنية التحتية الحديثة. الجيوتكنيك، وهو فرع من الهندسة الذي يدرس سلوك التربة والصخور، ضروري في كل مرحلة من مراحل بناء الأنفاق، بدءاً من التخطيط الأولي وحتى الصيانة طويلة الأمد. إنه يمكن من فهم وإدارة التفاعلات المعقدة بين النفق والظروف الجيولوجية المحيطة، مما يضمن أمان واستقرار وكفاءة مشاريع الأنفاق من خلال استخدام عدة طرق حسابية.

كما هو الحال في نفق مترو الجزائر، الذي تم حفره باستخدام ماكينة حفر الأنفاق ذات الضغط الأرضي التي تعتبر من أفضل وامن طرق الحفر تحت الأرض.

الكلمات المفتاحية: نفق، جيوتقنية، مترو الجزائر، ماكينة حفر الأنفاق، استقرار.

Les ouvrages souterrains, notamment les tunnels, sont des éléments indispensables des infrastructures modernes, jouant un rôle crucial dans le développement urbain et les réseaux de transport. Ils facilitent la mobilité en réduisant la congestion en surface, optimisent l'utilisation de l'espace dans les zones densément peuplées et minimisent les impacts visuels et sonores. Les tunnels, en particulier, permettent d'abriter des infrastructures essentielles telles que les métros, les conduites de services publics et les systèmes de drainage, tout en offrant une protection contre les intempéries et les catastrophes naturelles. La géotechnique est fondamentale dans la conception et la construction de ces ouvrages, car elle permet de comprendre et de gérer les interactions entre les structures souterraines et le sol environnant. Une analyse géotechnique approfondie implique la caractérisation du sol et de la roche, l'évaluation des conditions hydrogéologiques, la conception des soutènements nécessaires pour stabiliser les parois du tunnel, et la prévision des déformations et mouvements de terrain. L'analyse de stabilité d'un tunnel souterrain de métro, par exemple, repose sur des études géotechniques préliminaires, des modélisations numériques, l'évaluation des charges et des déformations, et la conception des soutènements adaptés. Un suivi et une surveillance continue sont également essentiels pour ajuster les techniques de creusement et de soutènement en fonction des observations sur le terrain, garantissant ainsi la sécurité et la durabilité des infrastructures souterraines.

L'objet de ce travail de mémoire est d'étudier les mouvements engendré par le creusement du tunnel du métro d'Alger (extension El-Harrach - Aéroport International Houari Boumediene), en utilisant des méthodes analytiques qui permettent d'obtenir des résultats fiables, ainsi que la modélisation numérique qui permet de simuler les conditions réelles du terrain et de la structure du tunnel, et de fournir des informations essentielles pour la surveillance continue du tunnel.

Pour atteindre notre objectif, ce travail sera structuré en cinq chapitres distincts :

Le premier chapitre contient des généralités sur les ouvrages souterrains et leur importance et les types de leur creusement en particulier les tunnels.

Le deuxième chapitre mentionne l'histoire de tunneliers et explique leurs fonctionnements, leurs types, leurs avantages et défis ; ainsi il présente le type de tunnelier utilisé pour le projet de tunnel de métro d'Alger et le monitoring en surface et avec un système de tunnelier pour leur guidage.

En troisième chapitre, on récolte tous les contextes géologiques, hydrogéologique, géotechnique de terrain à creuser ; ainsi on a le classifier.

Le quatrième chapitre présente des différentes méthodes de calcul des mouvements produisant par le creusement du tunnel (cas d'étude), et l'interprétation des résultats.

Le dernier chapitre, on a les résultats obtenue par modélisation avec plaxis8.2.

1. Introduction

Aujourd'hui la construction en surface n'est pas suffisante à répondre aux besoins technologiques dans de nombreux domaines, qui nécessitaient de trouver des solutions représentées par des travaux souterrains ;

Les ouvrages souterrains constituent un domaine important et en plein développement de la géotechnique. En Effet, l'extension des voies de communication (routes, autoroutes et voies ferrées) impose souvent des Franchissements difficiles, qui conduisent généralement à la construction de tunnels, de même, l'encombrement de la surface du sol des villes rend nécessaire la construction en souterrain des nouvelles voies de circulation (voirie, métros) et de nouveaux équipements urbains (parkings, réseaux d'assainissement, etc.,,,). Ces derniers Ouvrages sont généralement construits à faible profondeur. L'utilisation des cavités souterraines pour le stockage de différents produits constitue également un domaine d'activités conséquent et n'oublie pas leur nécessité dans l'industrie minière.

2. Définition des ouvrages souterrains

Les ouvrages souterrains sont des structures construites sous la surface de la terre pour divers usages, tels que le transport, le stockage, l'exploitation des ressources naturelles, ou des installations utilitaires. Ils sont donc de types d'usages et de dimensions très divers.

Ils sont souvent destinés :

- à la circulation des personnes, des véhicules et des marchandises (tunnels routiers et autoroutiers, tunnels ferroviaires, métro ...).
- au stockage des déchets dangereux ou différents produits, en particulier des hydrocarbures.
- à la production d'énergie (central nucléaire, central thermique..).
- à l'évacuation des eaux usées ou l'approvisionnement en eau potable.
- à l'exploitation minière. [1]

3. Principaux et différents types des ouvrages souterrains

Dépend leur objet :

- a) Les tunnels de communication :
 - Les tunnels ferroviaires
 - Les tunnels de navigation
 - Les tunnels routiers
- b) Les tunnels de transport :
 - Adduction d'eau
 - Galeries hydraulique

- Galerie canalisation

Chapitre I : Généralité sur les ouvrages souterrains et les tunnels

- sorties

c) Les tunnels et cavités de stockages :

- Stockage liquides ou gazeux
- Garages de stationnement
- Dépôts

Dépend leur mode d'exécution :

- Les tunnels en souterrain à faible ou forte profondeur
- Les tunnels ou cavités construits à ciel ouvert
- Les tunnels construits par éléments immergés

Dépend la forme des ouvrages :

- Les tunnels proprement dits et les puits qui sont des ouvrages à grand développement linéaire et dont la section est constante ou peu variable ;
- Les cavités aux formes plus ramassées et souvent moins régulières dans lesquelles aucune des dimensions n'est prépondérante. [2]



Figure I.1 : Tunnel a voie de communication



Figure I.2 : Galerie hydraulique

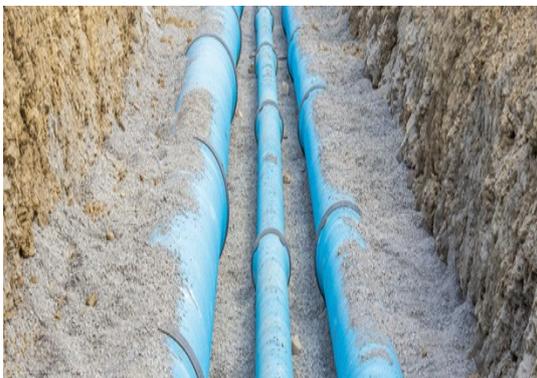


Figure I.3 : Adduction d'eau



Figure I.4 : Parking souterrain

4. Les tunnels

4.1. Définition

Les tunnels sont des ouvrages souterrains conçus pour permettre le passage de véhicules, de piétons ou de flux divers. Ils sont utilisés dans le cadre des infrastructures de transport, de l'assainissement, ou même pour des installations spécifiques. Les ingénieurs doivent prendre en compte divers facteurs tels que la géologie du sol, la stabilité structurelle et les besoins spécifiques du projet. Les tunnels peuvent être percés à travers des montagnes, sous des cours d'eau ou au cœur des zones urbaines pour améliorer la connectivité et faciliter les déplacements. La conception minutieuse et la gestion des risques sont cruciales dans la réalisation de ces structures souterraines.

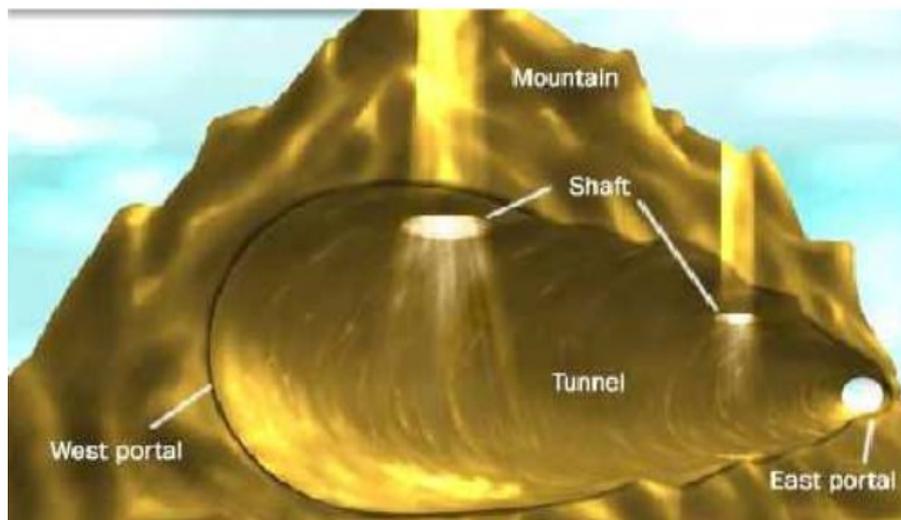


Figure I.5 : Schéma représentatif d'un tunnel [3]

4.2. Histoire des tunnels

Dans l'Antiquité, les galeries étaient le plus souvent creusées à partir de puits espacés de 30 à 40 mètres, ce qui permettait de multiplier les ateliers. Ce procédé de construction a été employé en Iran pour les qanāt, appelées dans le Sud algérien foggaras, qui sont des galeries destinées à drainer et à recueillir les eaux souterraines au pied des montagnes.

Les Anciens ont construit des ouvrages jugés encore remarquables. En 297 avant J.-C., les Romains creusèrent un tunnel de 2 234 mètres de longueur pour contrôler le niveau du lac Albano. L'empereur Claude tenta d'assécher le lac Fucino pour le rendre à la culture au moyen d'un tunnel de près de 6 000 mètres. Poursuivis en vain par Trajan et Hadrien, ces travaux furent achevés entre 1854 et 1875 par le banquier A. Torlonia.

Au début de notre ère, la ville de Lyon était alimentée en eau par des aqueducs, dont deux, ceux de la Brévenne et du mont d'Or, furent creusés dans le rocher. Entre 130 et 140 après J.-C., un tunnel de près de 23 kilomètres, entièrement maçonné, fut construit pour

alimenter Athènes en eau. Dans la région de Cumès, près de Naples, subsistent de nombreux souterrains : les plus

Chapitre I : Généralité sur les ouvrages souterrains et les tunnels

anciens sont d'époque grecque, comme l'ancre de la Sibylle, d'autres, d'époque romaine ; ils servaient au stockage. Pour en faire un port militaire, les Romains mirent le lac Lucrino en communication avec la mer. Ils construisirent, en 37 après J.-C., un tunnel routier de 900 mètres de longueur entre Pouzzoles et le Pausilippe.

Ce n'est qu'au XIX^e siècle que les tunnels retrouvèrent un grand développement, grâce aux chemins de fer qui n'admettent pas de rampes supérieures à 3,5 p. 100. De nos jours, l'utilisation du sous-sol s'est diversifiée, entraînant un développement rapide des tunnels et autres ouvrages souterrains dans les pays industrialisés. [4]

Après 1980, la construction de tunnels fait un nouveau bond en avant grâce à la rapide généralisation des lignes ferroviaires à grande vitesse qui nécessitent des courbes avec de faibles valeurs de rayon et d'inclinaison, ce qui se solde par des tunnels longs et profonds.

En 1983, le nouveau tunnel ferroviaire du Seikan, de 54 km de long, est achevé ; il permet de relier les deux principales îles du Japon, Honshu et Hokkaido, sous le détroit de Tsugaru.

Ce tunnel devient ainsi le premier grand tunnel de ligne ferroviaire à grande vitesse du monde, affichant une longueur inégalée et mettant en œuvre d'importantes prouesses technologiques en termes d'ingénierie.

En Scandinavie, la Norvège rejoint les rangs des pays à l'avant-garde pour la construction de tunnels et autres ouvrages souterrains.

Des tunnels routiers sous-marins sont construits pour traverser des fjords profonds et relier des îles au continent. Le tunnel de Vardo, construit en 1982 et reliant l'île de Vardo à la Norvège continentale, a été le premier tunnel routier sous-marin de ce pays.

Après la construction de ce tunnel, de nombreux autres tunnels ont été creusés, parmi lesquels figure le tunnel de Laerdal, le plus célèbre aujourd'hui : achevé en 2000, il est devenu le plus long tunnel routier au monde à ce jour, avec une longueur de 24,5 km.

Mais c'est la construction du tunnel sous la Manche, entre l'Angleterre et la France, qui marque surtout un tournant majeur dans l'histoire de la construction de tunnels.

Avec la construction de cet ouvrage, c'est un rêve de plus de deux siècles qui se concrétise. Après plusieurs projets et tentatives d'excavation réalisés au cours du XIX^e siècle, le chantier du tunnel sous la Manche s'achève en 1994, reliant l'Angleterre à la France via un tunnel de 51 km de long, dont 38 km sous la mer.

Cet ouvrage a également entraîné une formidable avancée dans la technologie de creusement de tunnels, et on peut dire qu'il est à l'origine d'une véritable révolution dans l'utilisation des tunneliers pour le creusement mécanisé des tunnels.

En fait, pendant le restant du XXe siècle et les premières années du XXIe siècle, la généralisation des lignes ferroviaires à grande vitesse en Europe et les contraintes importantes de la géométrie du tracé de ces lignes ont conduit à révolutionner l'utilisation des tunneliers.

Chapitre I : Généralité sur les ouvrages souterrains et les tunnels

De fait, on assiste à la construction de plusieurs grands tunnels de base qui traversent des chaînes de montagnes et affichent des caractéristiques records tels que les tunnels de base du Lötschberg , du Saint-Gothard et du Ceneri en Suisse, les tunnels de Guadarrama et Pajares en Espagne, le tunnel du Brenner entre l'Autriche et l'Italie, le tunnel Lyon-Turin entre la France et l'Italie, etc.

Tous ces tunnels de plus de 50 km de long, enterrés à plusieurs milliers de mètres de profondeur, ont élevé la technologie du creusement mécanisé à un niveau considérable ; grâce à ces progrès, l'excavation peut se faire dans des conditions très difficiles de compression, délitage, éclatement de la roche, de pression de l'eau et de grandes contraintes des massifs rocheux.

L'avenir nous réserve encore quelques exploits technologiques dans le domaine de la construction des tunnels.

Des études préliminaires sont actuellement effectuées en vue de la construction d'un tunnel sous-marin entre l'Afrique et l'Espagne, via le détroit de Gibraltar. [5]

4.3. Les grands tunnels dans le monde

Tableau I.1 : Les grands tunnels dans le monde [6]

| Nom de tunnel | Pays | Longueur | Type |
|-----------------------|-----------------|-----------------|--------------------|
| Seikan | Japon | 53,85 km | ferroviaire |
| Sous la manche | Espagne | 50,45 km | ferroviaire |
| Lötschberg | Suisse | 34,6 km | ferroviaire |
| Guadarrama | Espagne | 28,4 km | ferroviaire |
| Lærdal | Norvège | 24,5 km | Routier |
| Hsuehshan | Asie | 12,90 km | Routier |
| Päijänne | Finlande | 12 km | Aqueduc |

4.4. Les types des tunnels

- Tunnels routiers
- Tunnels ferroviaires

- Tunnels piétonniers
- Tunnels aquifères
- Tunnels de service
- Tunnels miniers

Chapitre I : Généralité sur les ouvrages souterrains et les tunnels



Figure I.6 : Tunnels routiers piétonnier



Figure I.7 : Tunnel



Figure I.8 : Tunnels aquifère



Figure I.9 : Tunnel minier
(Chaabet-El-Hamra_Setif)

4.5. Description d'un tunnel

La figure ci-dessous illustre les termes couramment associés à l'excavation d'un puits ou d'un tunnel. La face du massif en cours de creusement est appelée le front de taille, et les matériaux extraits sont désignés comme des déblais. Les déformations du diamètre de la section transversale sont appelées convergences, et les déplacements qui peuvent se produire au niveau du front de taille sont connus sous le nom d'extrusion. La partie supérieure du tunnel est appelée la voûte, et son point le plus élevé est connu sous le nom de clé de voûte. Dans les

sections ayant une forme de « fer à cheval », les segments plus ou moins verticaux sont appelés les piédroits, et la base de la section est le radier.

Chapitre I : Généralité sur les ouvrages souterrains et les tunnels

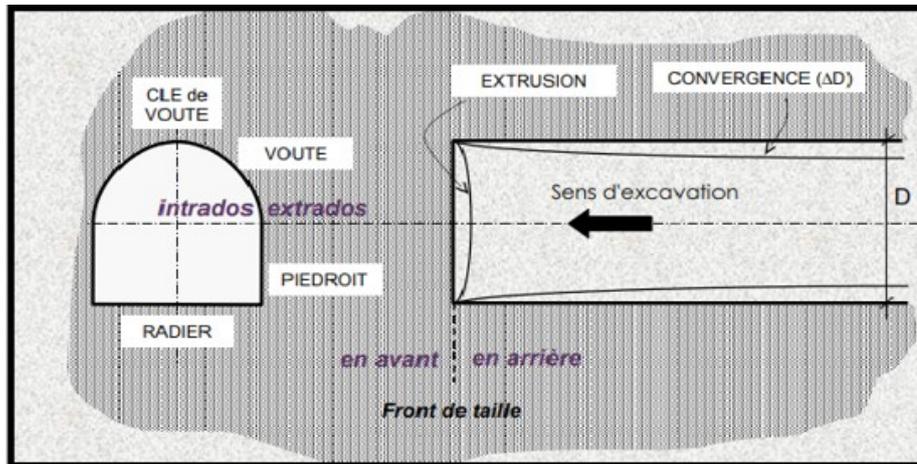


Figure I.10 : coupe longitudinale et transversale d'un tunnel [7]

4.6. Différentes formes géométriques du tunnel

La forme de la section transversale d'une excavation souterraine dépend de plusieurs facteurs, les plus importants sont :

- Propriétés physico-mécaniques des roches ;
- Gabarits des engins et moyens de transports utilisés ;
- Durée de vie de soutènement ;
- Matériau utilisées pour le soutènement ;
- Destination du soutènement ;
- Nombres de vois utilisées ;
- Méthode de travail adoptée ;
- Types de pression exercée sur l'ouvrage.

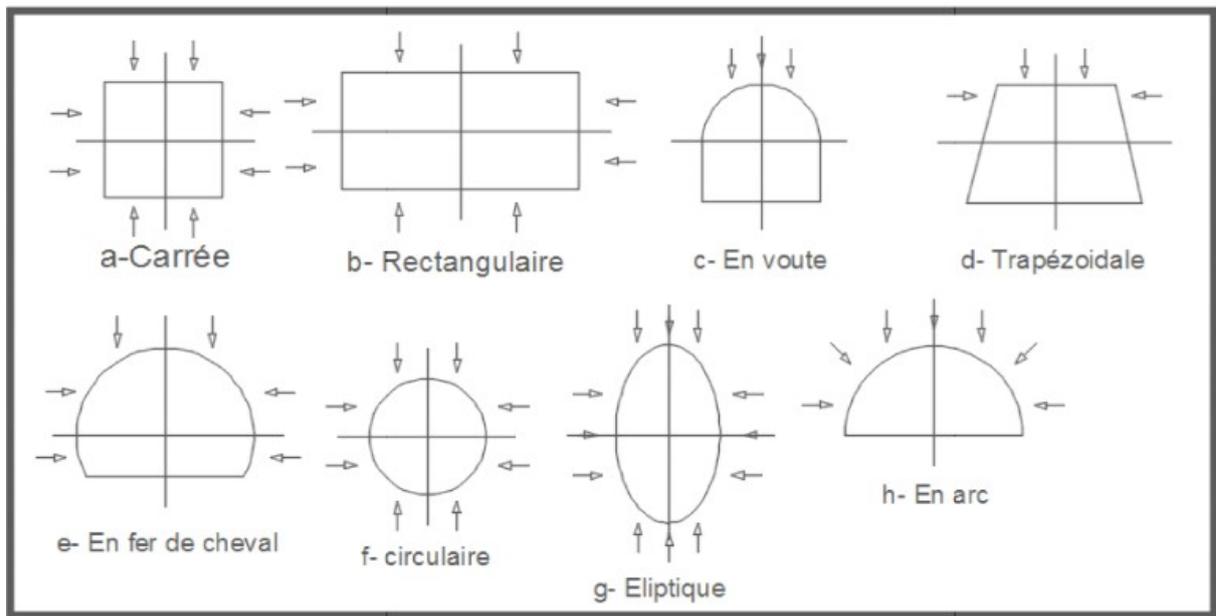


Figure I.11 : Différentes formes géométriques de tunnel [8]

5. Technologie de construction souterraine

5.1. Creusement des ouvrages souterrains

Le choix de la méthode est selon Le terrain encaissant le site et l'environnement, la géométrie, les procédés de construction lui-même et n'oublier pas le coût.

5.1.1. Techniques d'exécution à ciel ouvert

A) Tranchée ouverte :

C'est la solution la moins onéreuse. Elle consiste en l'excavation d'une tranchée dont les parois sont soit des talus réglés suivant une pente dépendant des caractéristiques géotechniques du terrain et telle que la stabilité soit assurée naturellement pendant les travaux.

Les mauvais terrains, schistes et argiles, nécessitent de prendre des dispositions particulières adaptées à chaque site. Si les pentes de talus sont trop faibles, il faut remplacer les talus par des parois verticales en prévoyant un soutènement.

Lorsque l'on applique cette méthode, l'entièreté de l'ouvrage est réalisée puis la tranchée est recouverte.

Chapitre I : Généralité sur les ouvrages souterrains et les tunnels



Figure I.12 : Canalisateur tranchée couverte

Figure I.13 : tranchée ouverte dans la rue

B) Tranchée couverte :

Lorsque l'ouvrage est à construire dans une artère à grand trafic et qu'il importe donc de réduire significativement les entraves à la circulation, il est préférable d'utiliser cette méthode. Après avoir dévié les égouts, les câbles et les canalisations des services publics situés dans les limites de l'ouvrage, on construit successivement les piédroits comme on le ferait en tranchée ouverte. La dalle de toiture est réalisée à même le sol. Une fois la dalle terminée, on rétablit définitivement la voirie et on effectue les terrassements à l'abri de la dalle, le radier étant bétonné en dernier. Les murs verticaux des parois de la fouille sont taillés verticalement. Plusieurs méthodes peuvent être employées pour assurer la stabilité des parois.



[9] [2]

Figure I.14 : Tranchée couverte de la Garenne (France) [9]

5.1.2. creusement en souterrain

A) La méthode traditionnelle à l'explosif :

Cette méthode est adaptée à une roche saine et homogène aux caractéristiques géotechniques élevées. L'abattage à l'explosif nécessite la perforation préalable de trous de mine (constituant

Chapitre I : Généralité sur les ouvrages souterrains et les tunnels

la volée) à l'aide de marteaux perforateurs (robots de foration assistés par ordinateur permettant une automatisation intégrale des opérations). Le plan de tir doit être adapté aux caractéristiques du terrain afin d'assurer un découpage soigné de l'excavation et de limiter les ébranlements. Après excavation, la voûte est généralement renforcée par un soutènement, provisoire à l'avancement des travaux, puis définitif lorsque l'ouvrage est entièrement creusé.

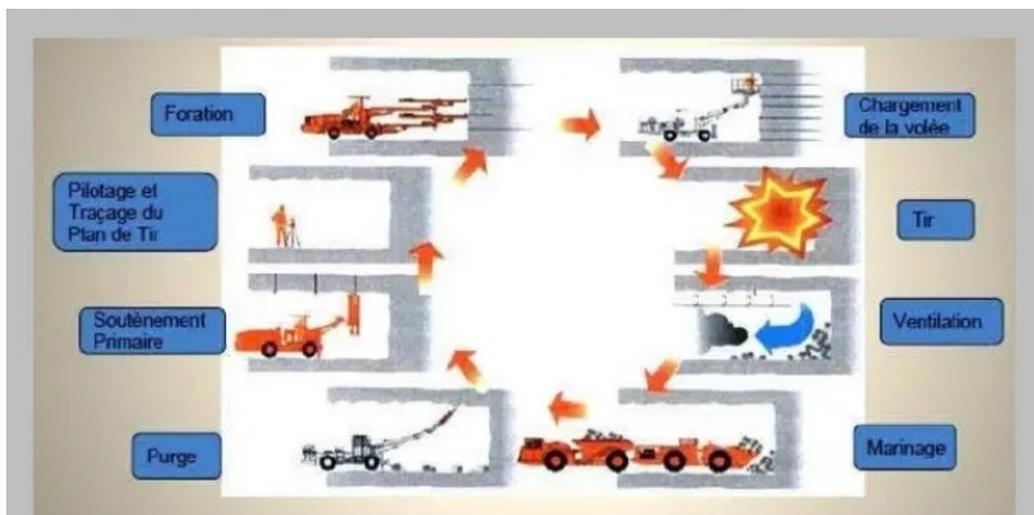


Figure I.15 : Méthode de creusement à l'explosif

B) La méthode par attaque ponctuelle :

Si la roche est friable, l'excavation est exécutée par une machine qui attaque ponctuellement et progressivement le sol.

Ces machines à attaque ponctuelle, automotrices sur pneus ou chenilles sont équipées de bras orientables, à l'extrémité desquels est placé l'appareil d'attaque (godet excavateur, brise-roche, tête de havage à axe longitudinal ou transversal).

Les déblais sont évacués vers l'arrière. La paroi est équipée à l'avancement d'un soutènement provisoire. Cette technique est adaptée à tous les profils d'excavation. [9] [2]



Figure I.16 : Engin à attaque ponctuelle

Chapitre I : Généralité sur les ouvrages souterrains et les tunnels

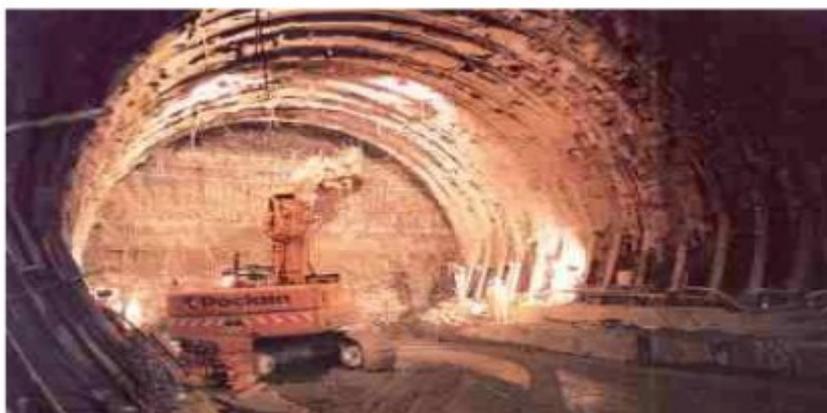
❖ Choix de type du profil d'excavation Dans cette technique de creusement : il existe trois formes différentes d'excavation du front de taille, la forme est le schéma selon lesquels la section d'un ouvrage sera attaquée dépend de plusieurs facteurs, les plus importants sont :

- forme et dimensions de l'ouvrage ;
- conditions géologiques et hydrogéologique du terrain ;
- équipements utilisés (forage, chargement, revêtement, ventilation ...) ;
- durée d'exécution nécessaire ;

Les formes ce sont : La méthode de creusement à pleine section, la méthode de la demi-section et la méthode de la section divisée.

- **Méthode à pleine section**

Cette méthode de creusement consiste à excaver la totalité de la section transversale du tunnel en une seule phase. Elle est couramment utilisée pour la plupart des tunnels creusés dans des roches de bonnes ou d'assez bonnes caractéristiques géomécaniques, lorsque leur section n'est pas trop importante pour être couverte par un jumbo ou une machine à attaque



ponctuelle. Dans le cas contraire la méthode nécessite de gros engins et devient extrêmement coûteuse. La rapidité de cette méthode facilite l'organisation du chantier, car elle permet de séparer nettement les équipes de creusement et celles du revêtement. Lorsque les déblais sont exécutés par tranche horizontale en commençant par le haut, la méthode de creusement en plein section est plus favorable à la maîtrise de déplacement puisqu'elle évite les problèmes liés aux reprises d'excavation dans un terrain déjà dé-confiné

Figure I.17 : Creusement à pleine section. [6]

- **Méthode de la demi-section :**

Cette méthode consiste en premier lieu à creuser dans la partie supérieure de la section (Calotte), en deuxième lieu la partie inférieure (Stross) étant réalisée avec un décalage dans le

Chapitre I : Généralité sur les ouvrages souterrains et les tunnels

temps. Un soutènement doit éventuellement être mis en place en partie supérieure (cintres, blindage, béton projeté, béton) avant le creusement de la partie inférieure. Cette technique est conseillée pour des tunnels de qualité moyenne et des grandes sections, car elle permet de mieux maîtriser les problèmes de stabilité vue la dimension réduite du front de taille, et de limiter des ébranlements dans le massif encaissant, ainsi que la mise en œuvre d'un type de soutènement par rapport au creusement en plein section. [6]



Figure I.18 : Creusement en demi-section. [6]

- **Méthode de la section divisée :**

Cette méthode est utilisée lorsque la section à excaver est importante, ou dans le cas d'un terrain des caractéristiques géotechniques faibles qui ne permet pas d'assurer la stabilité du front de taille avec une ouverture en demi section. Ce type de creusement a été utilisé lorsque

les procédés de pré-soutènement et de renforcement du front de taille n'étaient pas encore bien développés. Il consiste en l'ouverture préalable d'une ou de plusieurs galeries de petite section. Par cette méthode, la stabilité des sections excavées est plus facile à maîtriser et la dépression des terrains est plus limitée. La division de la section est en fonction de la dimension maximale de l'excavation élémentaire, qui peut rester stable avant la mise en place du soutènement. Cette méthode comprend généralement deux modes de creusement, un mode de creusement consiste à creuser une galerie en clé de voûte, ensuite la rendre plus large latéralement pour achever la demi-section supérieure de l'excavation finale, idem pour la demi-section inférieure. Le deuxième mode consiste à commencer par deux galeries de base, au niveau des piédroits vers la clé de voûte. [6]

Chapitre 1 : Généralité sur les ouvrages souterrains et les tunnels

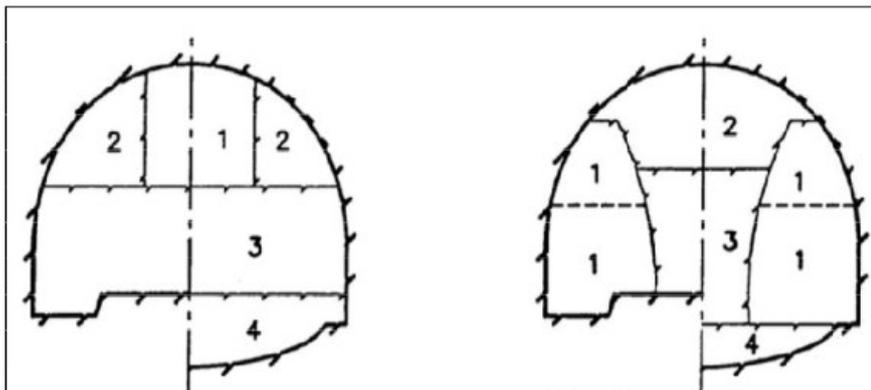


Figure I.19 : Creusement en Section divisée. [10]

C) La méthode par pré découpage mécanique :

Cette méthode consiste à réaliser une succession de saignées d'épaisseur 15 à 30 cm et de 3 à 5 m de longueur dont le tracé suit le profil théorique de l'extrados de la voûte à réaliser, à l'aide d'une haveuse (machine de prédécoupage constituée d'un bâti support rigide auquel est fixé un chariot mobile pouvant se déplacer sur le contour de la section à excaver et équipé d'une scie spéciale). [9] [2]



Figure I.20 : le prédécoupage mécanique

D) La méthode de creusement au tunnelier :

Le creusement mécanisé des tunnels a connu des développements importants durant les vingt dernières années, en particulier grâce à l'apparition et aux évolutions technologiques des tunneliers. Ils ont permis d'élargir le domaine de réalisation des tunnels dans des conditions géologiques délicates, pour une grande gamme de diamètres et de terrains (sols meubles, roches tendres, argiles molles, terrains instables ou aquifères, etc.) en améliorant considérablement la productivité et la sécurité des chantiers.

Chapitre I : Généralité sur les ouvrages souterrains et les tunnels

Le tunnelier est une machine complexe qui assure en continu les fonctions suivantes :

- Excavation du terrain ;
 - Stabilisation et soutènement du front de taille ;
 - Soutènement provisoire des parois du tunnel juste derrière le creusement ;
 - Evacuation des déblais ;
 - Mise en place du soutènement provisoire ou du revêtement définitif,
- Il permet de creuser des tunnels de diamètre compris entre 2 et 20 mètres. Il est particulièrement adapté pour le creusement de terrains meubles sur de grandes longueurs, du fait de son cout d'investissement important. Sa vitesse d'avancement est de l'ordre de 10 à 50 mètres par jour.
 - On distingue quelques types de tunneliers, qui sont choisis en fonction de la nature du terrain à creuser :
 - Tunneliers avec machine d'attaque ponctuelle ou d'attaque globale (tunneliers à appui radial, aléueur). Ils sont utilisés dans le cas de terrain de tenue suffisante ne nécessitant pas de soutènement immédiat .
 - Tunnelier à boucliers classiques (à front ouvert, boucliers mécanisés à appui radial, à appui longitudinal, à appui mixte) qui assurent simultanément les fonctions d'excavation et de soutènement latéral du terrain. Ils comportent une structure

cylindrique rigide (jupe) qui progresse au fur et à mesure du creusement et assure la stabilité du tunnel. ILS sont utilisés pour le creusement des terrains meubles.

- Tunneliers à confinement (ou à front pressurisé). Ces machines assurent simultanément un soutènement latéral et frontal du terrain (terrain meuble et aquifère). Elles sont utilisées dans les terrains alluvionnaires en présence d'eau. La partie avant du tunnelier (chambre d'abattage) peut être mise sous pression afin d'assurer la stabilité du front de taille. A l'intérieur de la chambre, une roue de coupe munie de dents au carbure de tungstène grignote le terrain. Les déblais sont évacués par marinage hydraulique à l'aide de conduite de marinage et de pompes. Selon le type de terrain, le confinement peut être assuré par de l'air comprimé, par pression de terre ou généralement par une boue bentonique (la boue est formulée en fonction de la granularité et de la perméabilité du terrain). Le soutènement de l'excavation est exécuté à l'avancement par la mise en place de voussoirs préfabriqués en béton par le tunnelier. Le tunnelier avance en prenant appui sur les voussoirs venant d'être posés. [11]

Chapitre I : Généralité sur les ouvrages souterrains et les tunnels



Figure I.21 : tunnelier à bouclier simple.
à confinement



Figure I. 22 : Bouclier



Figure I.23 : Bouclier à la boue

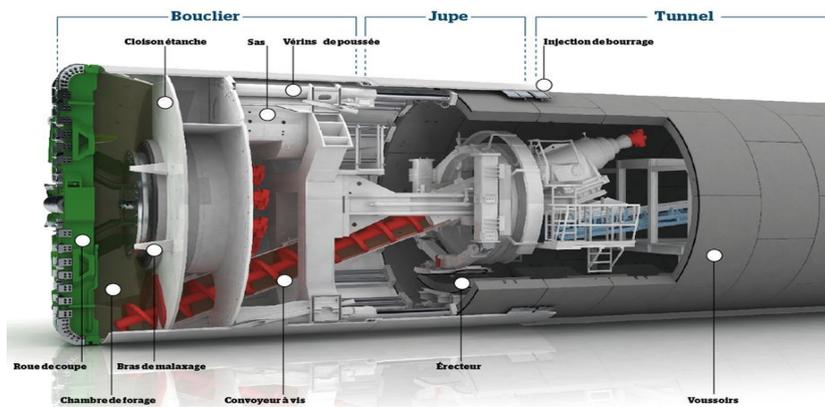


Figure I. 24 : vocabulaire de tunnelier

Chapitre I : Généralité sur les ouvrages souterrains et les tunnels

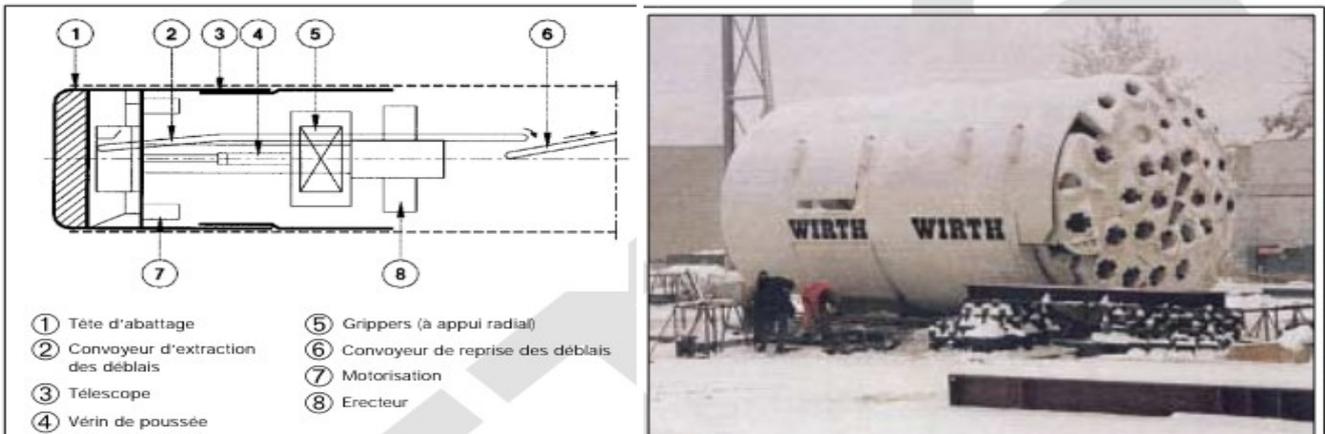


Fig. I. 25 : Bouclier mécanisé ouvert à appui radial (Tunnel principal de CERN (France- Suisse))

6. Conclusion

En conclusion, les ouvrages souterrains et les tunnels surtout, ont une importance cruciale depuis l'Antiquité. Ainsi, leurs méthodes de construction évoluent avec les avancées technologiques et les besoins humains. C'est pourquoi ce chapitre est concentré sur les types, l'histoire, la technologie de construction souterraine.

Chapitre II : Les tunneliers

1. Introduction

Dans ce chapitre, nous plongerons dans le monde fascinant des tunneliers. Nous découvrirons leur histoire et leur fonctionnement complexe, les différents types disponibles et le type utilisé dans ce projet, ainsi que leurs applications variées dans des projets d'envergure à travers le monde. Nous explorerons également les défis techniques, environnementaux et sociaux auxquels sont confrontés les ingénieurs et les travailleurs qui utilisent ces machines, ainsi que les solutions innovantes qui sont développées pour les surmonter et le monitoring du projet étudié.

2. Histoire

Les tunneliers, ces géants souterrains, symboles de progrès et d'ingénierie audacieuse, jouent un rôle essentiel dans la construction des infrastructures souterraines qui relient nos villes et nos nations. Que ce soit pour percer des tunnels pour les transports en commun, les routes, ou les services publics, les tunneliers sont des machines impressionnantes qui défient les profondeurs de la terre avec précision et efficacité.

L'histoire des tunneliers remonte à plusieurs siècles, mais leur utilisation à grande échelle est principalement associée à l'essor de l'ingénierie moderne au cours des deux derniers siècles. Voici un aperçu de l'évolution historique des tunneliers :

.Antiquité et Moyen Âge : Les premiers tunnels connus remontent à l'Antiquité, avec des exemples tels que le tunnel de l'Eupalinien construit à Samos en Grèce vers 550 av. J.-C. Cependant, ces tunnels étaient principalement creusés à la main. Pendant le Moyen Âge, des techniques rudimentaires étaient utilisées pour creuser des tunnels, mais cela restait un processus laborieux et souvent dangereux.

.Révolution industrielle : Avec l'avènement de la révolution industrielle, de nouvelles technologies ont émergé pour faciliter la construction de tunnels. Au 19^e siècle, des machines de forage mécanique ont été développées, bien que leur utilisation restait limitée et souvent inefficace.

.Développement des premiers tunneliers modernes : Le véritable développement des tunneliers modernes a commencé au début du 20^e siècle. En 1846, le premier tunnelier à bouclier utilisé pour la construction du tunnel Thames à Londres a été conçu par l'ingénieur Marc Isambard Brunel. Ce tunnelier a été un précurseur des machines plus sophistiquées qui ont suivi. Dans le même temps, aux États-Unis, les tunnels connaissent d'importants développements. En 1869 et en 1871, deux tunnels sont creusés sous le cours d'eau qui traverse Chicago.

.Avancées au 20^e siècle : Au cours du 20^e siècle, des progrès significatifs ont été réalisés dans la conception et la construction des tunneliers. Des machines plus puissantes et efficaces ont été développées, permettant la construction de tunnels plus longs et plus complexes. Les tunneliers ont été largement utilisés dans des projets d'infrastructures

Chapitre II : Les tunneliers

majeurs tels que les métros, les tunnels routiers et les tunnels ferroviaires à travers le monde.

.Ère contemporaine : Au 21^e siècle, les tunneliers ont continué à évoluer avec l'introduction de technologies de pointe telles que le guidage laser, le contrôle informatisé et l'automatisation. Ces avancées ont amélioré la précision, la vitesse et la sécurité des opérations de creusement de tunnels. [12]

3. Fonctionnement de tunneliers

Le fonctionnement général d'un tunnelier implique plusieurs étapes clés qui se déroulent de manière synchronisée pour creuser un tunnel de manière efficace et sécurisée. Voici une vue d'ensemble du processus :

.Préparation du site : Avant de commencer le creusement, le site est préparé pour accueillir le tunnelier. Cela peut inclure des travaux de nivellement, la mise en place de systèmes de drainage et la création d'une entrée et d'une sortie pour le tunnelier.

.Assemblage du tunnelier : Le tunnelier est généralement assemblé à proximité du point de départ du tunnel. Il s'agit d'un processus complexe qui implique l'assemblage des différents composants de la machine, y compris le bouclier de forage, les équipements de soutènement, le système de propulsion et les équipements de contrôle.

3.1. Forage du tunnel :

- **Avancement du bouclier :** Le tunnelier utilise un bouclier de forage pour avancer dans le sol. Le bouclier protège les travailleurs et les équipements de la pression du sol et des éventuelles chutes de débris.
- **Forage du front de taille :** À l'avant du bouclier, des outils de forage sont utilisés pour creuser le sol. Ces outils peuvent varier en fonction des conditions géologiques, mais ils comprennent souvent des tarières, des disques de coupe et des outils de désagrégation.

3.2. Évacuation des déblais (Marinage) : Pendant le forage, les déblais sont transportés hors du tunnel par des convoyeurs ou des systèmes de transport spéciaux. Dans certains cas, des pompes à boues ou mousse peuvent être utilisées pour évacuer les déblais liquides



Photo II. 1 : Creusement de front de taille



Photo II. 2 : Le marinage



Photo II.3 : Station de malaxage du mousse

3.3. Installation du soutènement (Revêtement définitif) (: Une fois que le tunnelier a avancé, le soutènement est installé pour stabiliser les parois du tunnel et protéger contre l'affaissement. Cela peut impliquer l'installation de segments (voussoirs) de béton préfabriqués ou d'autres techniques de soutènement, telles que l'injection de béton ou l'utilisation de boulons d'ancrage.

Chapitre II : Les tunneliers

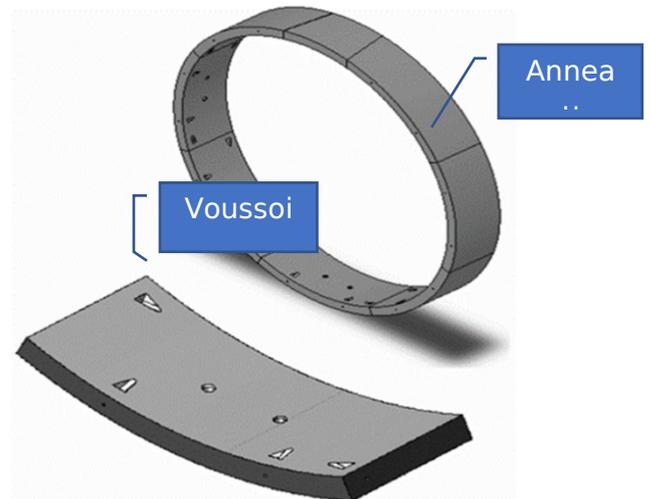


Photo II. 4 : Le revêtement définitif de tunnel

- **Consolidation avec un coulis** : Ce processus implique l'injection d'un mélange liquide, généralement du coulis de ciment ou de la résine, dans les espaces entre les voussoirs et la roche ou le sol environnant. L'objectif principal de la consolidation avec un coulis est de renforcer la stabilité du tunnel en comblant les vides et en consolidant les zones faibles. Une fois le coulis injecté et durci, il agit comme un support supplémentaire pour la structure du tunnel.
- **Finition avec du béton** : La finition avec du béton intervient généralement après la consolidation avec un coulis. Ce processus implique l'application d'une couche de béton sur les parois du tunnel pour assurer une finition lisse et durable. Le béton peut être projeté ou coulé sur la surface du tunnel pour créer une enveloppe solide et étanche. La finition avec du béton offre une protection supplémentaire contre l'usure, l'abrasion et les infiltrations d'eau, tout en renforçant la structure du tunnel.

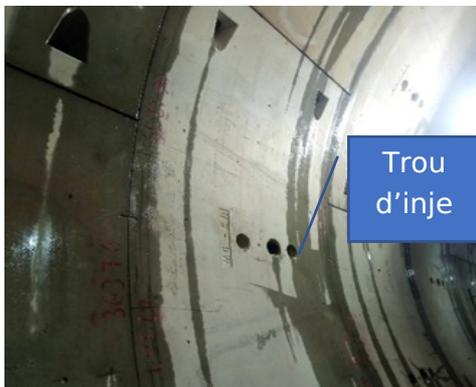


Photo II.5 : Problème des infiltrations qui nécessite l'injection de coulis

Chapitre II : Les tunneliers

. **Avancement continu** : Le processus de forage, d'évacuation des déblais et d'installation du soutènement se répète continuellement alors que le tunnelier avance à travers le sol. La vitesse d'avancement dépend de facteurs tels que la puissance du tunnelier, les conditions géologiques et les exigences du projet. Toutes ces opérations sont sous Surveillance quand des capteurs et des instruments de surveillance sont installés pour mesurer en temps réel les mouvements du sol, les pressions et les déformations. Ces données permettent aux ingénieurs de réagir rapidement aux changements et d'ajuster les paramètres du tunnelier en conséquence.

. **Sortie du tunnelier** : Une fois que le tunnelier a atteint sa destination finale, il est désassemblé et retiré du tunnel. Cela peut nécessiter des opérations de levage complexes, en particulier si le tunnelier est de grande taille ou s'il se trouve à une grande profondeur.



Photo II.6 : Sortie et désassemblage de tunnelier (Métro d'Alger extension LOT1)

Chapitre II : Les tunneliers

En suivant ce processus, les tunneliers sont capables de creuser des tunnels de manière efficace et sûre, permettant la réalisation de projets d'infrastructures majeurs à travers le monde. [11]

4. Quelque type de tunneliers

Les tunnels sont érigés dans une variété de contextes géologiques, allant des formations rocheuses solides aux strates sédimentaires plus meubles. Les étapes typiques du processus de construction d'un tunnel impliquent l'excavation, le soutien des parois, l'évacuation des déblais et l'installation du revêtement. Plusieurs techniques de construction ont été développées pour répondre aux divers défis posés par le creusement des tunnels, notamment le procédé "cut and

cover", le forage et le dynamitage, l'utilisation de tubes immergés, les méthodes de poussée ou de traction de boîtes, ainsi que l'emploi de machines tunnelières (TBM).

À l'origine, les TBM étaient principalement utilisées pour l'extraction minière dans des environnements de roche dure, où le front du tunnel avait tendance à être autoportant. Pour les tunnels traversant des terrains plus meubles, on employait des machines ouvertes équipées d'un bouclier métallique destiné à protéger les ouvriers durant les travaux d'excavation.

Dans le cas des tunnels traversant des sols sédimentaires, le front de creusement est stabilisé grâce à diverses méthodes, telles que le "breasting" ou la mise en pression pneumatique. L'émergence de machines tunnelières de type fermé, utilisant de l'air comprimé pour maintenir la stabilité du front de creusement, a progressivement pris le dessus dans le creusement des tunnels à travers des sols meubles, surtout dans les pays où de nombreux ouvrages sont réalisés à travers des couches de sol sédimentaire.

Les machines d'excavation de tunnels peuvent être classées selon plusieurs critères, notamment les méthodes d'excavation (face pleine ou partielle), les types de tête de coupe (rotation ou non-rotation), et les techniques de sécurisation de la force de réaction (par gripper ou segment). [13]

5. Les tunneliers les plus couramment utilisés aujourd'hui

5.1. Tunnelier à bâti interne : Ces boucliers ouverts sont adaptés à des conditions spécifiques où la question de l'eau souterraine n'est pas prédominante ou lorsque des mesures préventives ont été prises pour la contrôler. Leur utilisation peut être plus simple et économique, car ils ne nécessitent pas les dispositifs complexes de régulation de l'eau que l'on trouve habituellement dans les boucliers conventionnels.

5.2. Un tunnelier à grippers : est Contrairement à d'autres types de tunneliers qui peuvent utiliser des méthodes telles que le forage et le dynamitage, un tunnelier à grippers avance en poussant contre la roche de la paroi du tunnel à l'aide de dispositifs de préhension appelés "grippers".

Le processus d'avancement du tunnelier à grippers se divise généralement en deux phases distinctes :

Chapitre II : Les tunneliers

1. Excavation : Pendant cette phase, la tête de coupe du tunnelier excave le matériau en poussant contre la roche de la paroi du tunnel. Les grippers sont maintenus immobiles pour garantir une base stable pendant l'excavation.
2. Ancrage : Une fois que la tête de coupe a progressé sur une certaine distance, les grippers sont activés pour ancrer fermement le tunnelier à la paroi du tunnel. Cela stabilise la machine avant de poursuivre l'avancement.

Ce processus permet au tunnelier à gripeurs de progresser de manière efficace et sécurisée, créant ainsi le front de taille complet du tunnel en un seul passage. Ce type de tunnelier est souvent privilégié dans des environnements où les conditions géologiques sont stables et où une excavation rapide et précise est nécessaire. [14]

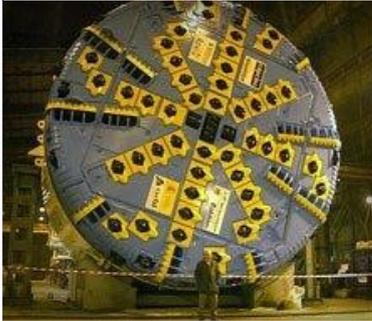


Fig. II.1 : Tunnelier à bâti interne

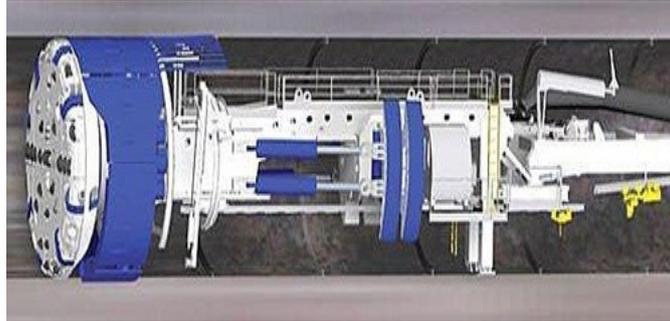


Fig. II.2 : Tunnelier à gripeurs

5.3. Tunnelier à bouclier :

Un tunnelier à bouclier et gripeurs se présente comme un tunnelier à gripeurs, à la seule différence près qu'il est installé à l'intérieur d'un bouclier cylindrique intégrant les gripeurs.

Le principe général du bouclier consiste à faire avancer une structure cylindrique en acier suivant l'axe défini du tunnel tout en forant le sol. La structure en acier soutient la partie excavée en attendant la construction du revêtement provisoire ou permanent du tunnel.

Le bouclier doit résister à la pression du sol environnant et empêcher l'eau de pénétrer s'il existe des nappes souterraines.

La stabilisation du front de taille peut se faire à l'aide de différents moyens :

- .soutènement naturel
- . Soutènement à la boue
- .soutènement mécanique
- . Soutènement par pression de terre
- .soutènement à air comprimé.

Ces machines avancent et exercent la poussée sur la tête de coupe, les vérins s'appuyant contre les voussoirs préfabriqués en béton qui sont automatiquement mis en place par la machine. Ces opérations sont bien distinctes : après avoir effectué le cycle complet, le tunnelier s'arrête de forer et met en place les voussoirs. Une fois que l'anneau de voussoirs est positionné, les vérins s'appuient contre l'anneau et le tunnelier commence un nouveau cycle.



Fig.II.3 : Tunnelier à bouclier [14]

- 5.4. Tunnelier à double bouclier** : est un type que se distingue par sa tête de coupe pleine face et par la présence de deux ensembles de vérins de poussée qui s'appuient soit contre les parois du tunnel, à l'aide de gripeurs radiaux, soit contre le revêtement du tunnel lui-même.

La méthode de poussée employée dépend des caractéristiques géologiques du terrain. Lorsque le sol est stable, les gripeurs radiaux peuvent être utilisés pour pousser contre les parois du tunnel. En cas de sol instable ou lorsque le tunnel nécessite un soutien supplémentaire, une poussée longitudinale est privilégiée.

Dans le cas d'une poussée longitudinale, des voussoirs sont installés derrière le tunnelier au fur et à mesure de son avancée. Ces voussoirs, souvent constitués de sections préfabriquées en béton ou en acier, renforcent et stabilisent les parois du tunnel, assurant ainsi un soutien structurel essentiel pendant le creusement.

En somme, le tunnelier à double bouclier se distingue par sa polyvalence, sa capacité à s'adapter à diverses conditions géologiques et son utilisation de différentes méthodes de poussée et de soutien pour la construction de tunnels souterrains.

- 5.5. Tunneliers à confinement d'air comprimé** : sont des tunneliers où de l'air comprimé est utilisé pour contrer la pression hydrostatique exercée sur la tête de coupe.

Ces machines sont particulièrement adaptées au forage dans des sols instables en présence d'eau.

Dans les boucliers à air comprimé, la tête de coupe sert de moyen de forage, tandis que le support du front de taille est assuré par de l'air comprimé à un niveau permettant d'équilibrer la pression hydrostatique du sol.

Les déblais sont extraits de la chambre d'abattage sous pression grâce à une trémie rotative munie d'un clapet à bille et sont ensuite acheminés vers le système de marinage principal.

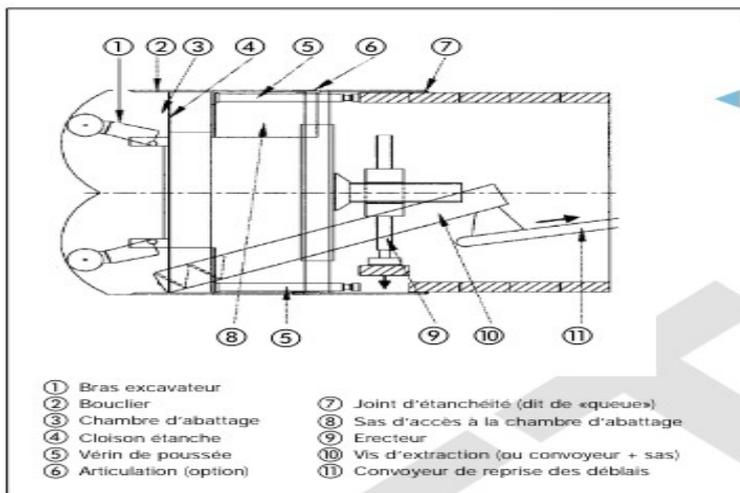


Fig.II.4 : [Tunneliers à confinement d'air comprimé](#) [14]

5.6. Bouclier à la boue : Les tunneliers à confinement de boue sont équipés d'une tête de coupe à attaque globale, qui maintient le front de taille grâce à la mise en pression d'un liquide de forage dans la chambre d'abattage.

Ces machines sont les plus adaptées pour les tunnels forés dans du matériau instable, soumis à des charges hydrostatiques élevées ou à un afflux important d'eau qui doit être bloqué grâce à un fluide de forage sous pression.

La tête de coupe est utilisée pour le forage, tandis que le soutènement du front de taille est assuré par la contre pression de la boue, composée soit d'une suspension de bentonite soit d'un mélange d'argile et d'eau (coulis).

Cette suspension est pompée dans la chambre d'abattage où elle atteint le front de taille et pénètre dans le sol, formant soit une fine membrane d'imprégnation (cake de filtration), soit une cloison imperméable (sols fins), soit une zone imprégnée (sols grossiers) qui garantit le transfert de la contre pression au front de taille.

Cette suspension est pompée dans la chambre d'abattage où elle atteint le front de taille et pénètre dans le sol, formant soit une fine membrane d'imprégnation (cake de filtration), soit

une cloison imperméable (sols fins), soit une zone imprégnée (sols grossiers) qui garantit le transfert

Chapitre II : Les tunneliers

de la contre pression au front de taille. Ce mélange est pompé (marinage hydraulique) depuis la chambre d'abattage jusqu'à une station de séparation, située en surface, qui permet de recycler le coulis bentonite-argile.

Ces machines sont particulièrement adaptées pour le forage de sols ayant une stabilité limitée. En termes granulométriques. Les boucliers à confinement de boue sont appropriés principalement pour le forage dans du sable et des graviers limoneux. L'installation d'un concasseur dans la chambre d'abattage permet de désagréger tous les blocs qui ne peuvent pas être acheminés par le système de marinage hydraulique. L'utilisation de molettes de coupe permet à la machine de forer dans la roche. Des polymères peuvent être utilisés pour excaver un sol contenant beaucoup de limon et d'argile.

Ces machines sont également particulièrement adaptées au forage en présence d'eau souterraine sous pression.

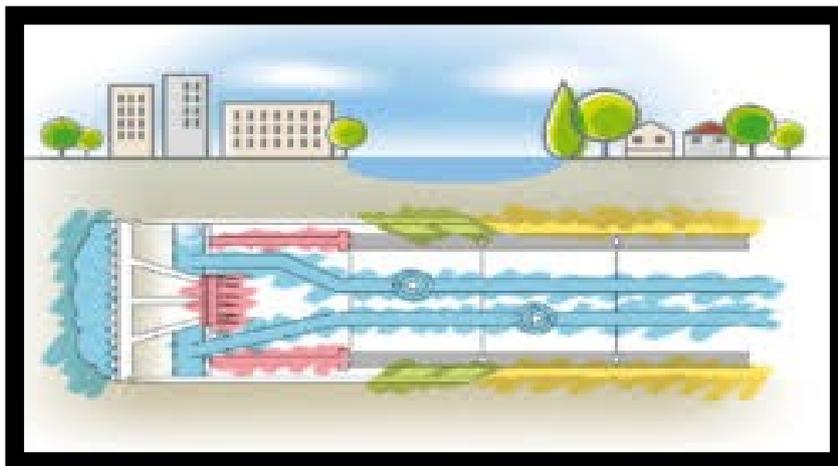


Figure II.5 : Lubrifiants pour Tunnelier à pressions de boue



Figure II.6 : Tunnelier à confinement de boue [15]

5.7. Bouclier à confinement de terre EBP : Sont des tunneliers utilisés dans des forages où le matériau excavé est utilisé pour le soutènement du front de taille et la résistance aux charges hydrostatiques, et, où la tête de coupe sert elle-même de support.

La tête de coupe sert de moyen de forage, tandis que le soutènement du front de taille est assuré par le matériau excavé qui est maintenu sous pression, dans la chambre d'abattage, par les vérins de poussée du bouclier.

Ces vérins transfèrent la pression à la cloison de séparation entre le bouclier et la chambre d'abattage, et ainsi, au matériau excavé.

Les déblais sont extraits de la chambre d'abattage par un convoyeur à vis qui permet la réduction progressive de la pression.

Ces machines sont utilisées pour le forage de sols ayant une stabilité faible ou inexistante donc dans des limons ou des argiles sableux.

L'utilisation d'additifs, tels que de la boue de mousses à haute densité, permet de forer également dans des sols gravelo-sableux, si nécessaire.

Les boucliers à confinement de terre peuvent également fonctionner comme des boucliers ouverts ou des boucliers à confinement d'air, s'ils sont équipés de manière adéquate. [13]



Fig. II.7 : tunnelier à pression de terre EPB

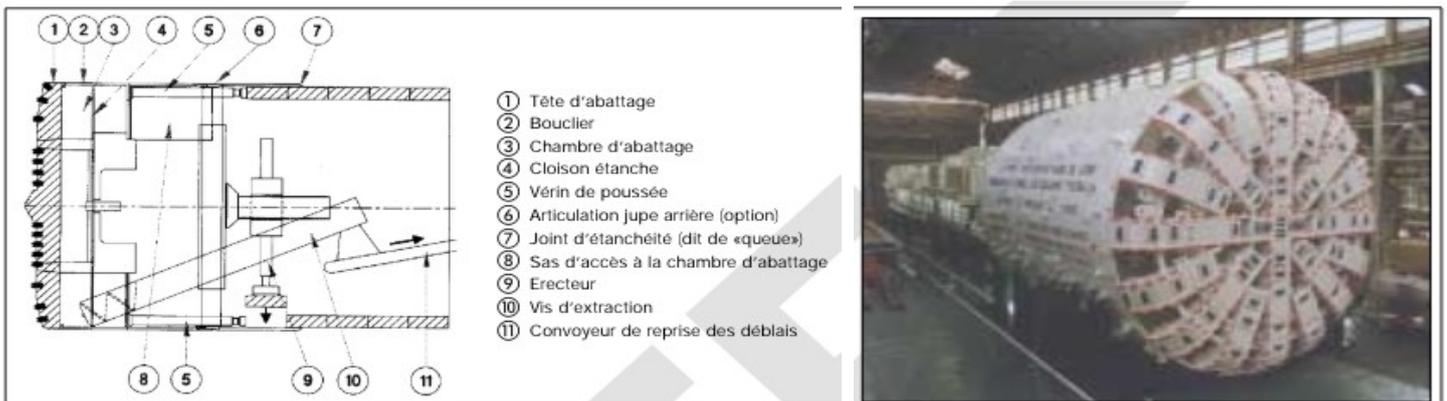


Figure II. 8 : Bouclier à confinement de terre (Tunnel caluire ,Lyon, France).

[15]

6. Avantages communs des tunneliers

Les tunneliers offrent plusieurs avantages significatifs par rapport aux méthodes traditionnelles de construction de tunnels :

- . **Efficacité et rapidité** : Les tunneliers sont conçus pour creuser des tunnels de manière rapide et efficace. Leur capacité à fonctionner de manière continue parce qu'ils peuvent creuser des tunnels à une vitesse de plusieurs mètres par jour.

- . **Réduction des perturbations** : L'utilisation de tunneliers réduit les perturbations à la surface, car la majeure partie du travail est effectuée sous terre. Cela minimise les nuisances pour les habitants, les entreprises et les infrastructures environnantes pendant la construction du tunnel.

. Sécurité accrue : Les tunneliers offrent un environnement de travail plus sûr aux travailleurs des tunnels. La machine est commandée à distance, ce qui signifie que les travailleurs ne sont pas exposés aux dangers liés à l'excavation d'un tunnel. De plus, les tunneliers peuvent détecter et éviter les dangers potentiels, tels que les services publics souterrains, avant le début des fouilles.

. Précision et contrôle : Les tunneliers sont équipés de systèmes avancés de guidage et de contrôle qui permettent un creusement précis selon les spécifications du projet. Cela garantit la conformité aux normes de conception et réduit le besoin de corrections ultérieures.

. Adaptabilité aux conditions géologiques : Les tunneliers sont conçus pour s'adapter à une variété de conditions géologiques, y compris les sols meubles, les roches dures et les terrains instables. Leur capacité à utiliser différentes méthodes de forage et de soutènement permet de surmonter les défis rencontrés dans divers environnements souterrains.

. Réduction des coûts à long terme : Bien que les coûts initiaux d'acquisition et d'utilisation d'un tunnelier puissent être élevés, les avantages en termes d'efficacité, de sécurité et de durabilité peuvent se traduire par des économies importantes sur la durée de vie du projet.

Chapitre II : Les tunneliers

. Durabilité et qualité du tunnel : Les tunnels construits à l'aide de tunneliers sont généralement de haute qualité, avec des parois lisses et régulières. Cela garantit une longue durée de vie et des performances optimales du tunnel une fois qu'il est en service.[11]

7. Les défis des tunneliers :

Malgré leurs nombreux avantages, l'utilisation des tunneliers peut également présenter des défis. Voici quelques-uns des défis courants associés à l'utilisation des tunneliers :

. Conditions géologiques imprévisibles : Les tunneliers doivent souvent faire face à des conditions géologiques variables et imprévisibles, telles que des sols instables, des roches dures ou des zones de faiblesse géologique. Ces conditions peuvent entraîner des retards, des dommages à l'équipement ou des coûts supplémentaires pour adapter le tunnelier aux nouvelles conditions.

. Complexité de l'accès : L'accès au site de construction peut être difficile, en particulier dans les environnements urbains denses où l'espace est limité. Cela peut rendre le transport et l'installation du tunnelier plus complexes, nécessitant parfois des opérations de levage délicates ou la construction de puits d'accès spéciaux.

. Coûts initiaux élevés : Les tunneliers sont des machines coûteuses à acquérir et à entretenir, ce qui peut représenter un investissement financier important pour les projets de construction de tunnels. De plus, les coûts de fonctionnement, y compris le personnel qualifié, la maintenance et le carburant, peuvent également être élevés.

. Maintenance et réparations : Les tunneliers nécessitent une maintenance régulière pour assurer leur bon fonctionnement et prolonger leur durée de vie. Les réparations nécessaires en

cours de projet peuvent également entraîner des interruptions de travail et des coûts supplémentaires.

. **Gestion des déblais :** L'élimination des déblais générés par le tunnelier peut poser des défis logistiques, en particulier dans les zones urbaines où l'espace est limité. De plus, les déblais doivent souvent être transportés loin du site de construction, ce qui peut entraîner des coûts supplémentaires et des impacts environnementaux.

. **Risque d'accidents :** Bien que les tunneliers offrent un environnement de travail plus sûr que les méthodes de construction traditionnelles, il existe toujours un risque d'accidents, en particulier en raison de la pression élevée, des conditions géologiques imprévisibles ou des défaillances de l'équipement.

. **Impacts environnementaux :** La construction de tunnels avec des tunneliers peut avoir des impacts environnementaux, tels que la perturbation des habitats naturels, la pollution de l'air et de l'eau, ou la fragmentation des écosystèmes. Il est important de mettre en œuvre des mesures d'atténuation appropriées pour minimiser ces impacts. [11]

8. Perspectives future

Les perspectives futures pour les tunneliers sont passionnantes et promettent des avancées significatives dans plusieurs domaines clés :

Chapitre II : Les tunneliers

. **Automatisation accrue :** On s'attend à ce que les tunneliers deviennent de plus en plus automatisés, réduisant ainsi la dépendance à l'égard du personnel humain pour les opérations de creusement. L'intégration de l'intelligence artificielle et de la robotique permettra aux tunneliers de fonctionner de manière autonome, améliorant à la fois l'efficacité et la sécurité.

. **Technologies de forage avancées :** Les progrès dans les technologies de forage, y compris de nouveaux matériaux pour les outils de coupe et les têtes de forage, ainsi que des techniques de forage laser et ultrasoniques, permettront d'accélérer le processus de creusement et de s'adapter à une plus grande variété de conditions géologiques.

. **Durabilité et efficacité énergétique :** Les efforts pour rendre les tunneliers plus durables et éco-énergétiques seront de plus en plus importants. Cela pourrait inclure l'utilisation de sources d'énergie alternatives telles que l'énergie solaire ou éolienne, ainsi que des matériaux plus légers et plus résistants pour réduire la consommation d'énergie et les émissions de carbone.

. **Miniaturisation et modularité :** Les progrès dans la miniaturisation et la modularité permettront aux tunneliers d'être plus compacts et plus adaptables à une variété de projets. Des tunneliers plus petits pourraient être utilisés dans des espaces restreints ou des environnements urbains, tandis que des configurations modulaires pourraient permettre une plus grande flexibilité dans la conception et la construction de tunnels.

. **Exploration spatiale :** Avec l'exploration croissante de l'espace, les tunneliers pourraient jouer un rôle crucial dans la construction d'infrastructures sur d'autres planètes ou sur la Lune.

Les technologies développées pour les tunneliers terrestres pourraient être adaptées pour fonctionner dans des environnements extraterrestres, ouvrant ainsi de nouvelles opportunités pour l'exploration spatiale humaine.

9. Les Techniques d'accompagnement des tunneliers

9.1. Reconnaissance préalable depuis la surface

- Étude d'impact : Dès l'avant projet, une étude d'impact doit être envisagée afin de bien apprécier les caractéristiques dimensionnelles envisageables pour l'ouvrage projeté, en particulier sa section et la couverture possible.

Par ailleurs, la sensibilité aux tassements en zone urbaine surtout, doit faire l'objet d'une attention toute particulière. Ce qui constitue un critère déterminant dans un choix de la méthodologie d'excavation et de soutènement et dans le choix du tracé et de la section de l'ouvrage.

L'étude d'impact doit être complète et tenir compte de la densité de l'existant et de la diversité de son comportement. Pour les existants en souterrains, une analyse spécifique permettra d'estimer la compatibilité ou l'adaptation nécessaire (méthodes d'accompagnement ou traitements particuliers) des méthodes d'excavation et de soutènement envisagées.

- Conditions de terrain : l'objectif des reconnaissances préliminaires n'est pas seulement de permettre la conception et le dimensionnement de ouvrages provisoires et définitifs mais aussi

Chapitre II : Les tunneliers

de vérifier la faisabilité du projet en terme d'exécution, c'est-à-dire d'abattage, de marouflage et de stabilité à court et long terme. Le dimensionnement des ouvrages passe par la définition de la géométrie, de coupes géologiques, des caractéristiques physiques et mécaniques des terrains rencontrés par l'ouvrage et du contexte hydrogéologique du projet dans son ensemble.

La faisabilité du projet est déterminée par les réactions potentielles du massif, dans le détail des formations traversées et dans la globalité du massif, eu égard aux sollicitations induites par les travaux, et donc au mode d'excavation - confinement choisi.

La synthèse des résultats des reconnaissances traitera donc, selon le contexte et les exigences propres au projet, de chacun des objets d'étude qui sont détaillés dans le texte de recommandation pour le choix des paramètres et essais géotechniques, quel que soit le contexte géologique.

Dans le cas où le choix du mode d'excavation-soutènement n'est fait qu'au stade de l'offre, et suivant le mode de confinement choisi par l'entreprise, des reconnaissances complémentaires seront menées afin de valider les options prises en la matière.

- Moyens mis en œuvre : Selon l'ampleur du projet et sa complexité, les reconnaissances préalables, traditionnellement fondées sur des investigations des sondages et essais, pourront recourir à une observation «en grand» du comportement du massif, grâce à des puits et gale-

ries d'essais. Cette période d'essai sera utilement mise à profit pour tester les méthodes d'excavation et de soutènement, ainsi que les traitements associés.

Enfin, si des reconnaissances à l'avancement sont prévues, un étalonnage de la (des) méthode(s) de forage et d'investigation doit être envisagé dès ce stade.

Dans des conditions exceptionnelles de couverture et de difficulté d'accès depuis la surface, des investigations par forages dirigés (techniques minières et/ou pétrolières), visant à reconnaître le massif dans l'axe de l'ouvrage, sur de grandes longueurs (échelle kilométrique), peuvent se

Justifier, particulièrement si elles sont associées à une investigation géophysique et à des essais in situ appropriés. [16]

9.2. Reconnaissance à l'avancement

La notion de reconnaissance à l'avancement doit être confrontée à celle de risque. En effet, ce type de reconnaissance est lourd et coûteuse car elle pénalise l'avancement du fait de l'arrêt du tunnelier (dans l'état de l'art actuel). Sa mise en œuvre doit venir en réponse à un besoin explicite et impératif de lever des incertitudes quant à la traversée de zones à risques, vis à vis de la sécurité du chantier, de la préservation de l'existant ou encore de la pérennité de l'ouvrage.

Quelle que soit la méthodologie choisie, elle doit donner aux spécialistes qui l'exploitent, en temps réel, la capacité d'anticiper une situation d'aléa, en usant de techniques correctives.

Chapitre II : Les tunneliers

Pour atteindre cet objectif, la première condition que doit remplir la fonction de reconnaissance à l'avancement est l'obtention d'une information suffisamment claire et objective en avant du front (entre 1 et 5 diamètres) et disponible dans un délai en rapport avec les cadences d'avancement du chantier.

La seconde condition est qu'elle doit être qualitativement adaptée aux besoins spécifiques du chantier (recherche de vides francs, de zones décomprimées, de failles, etc.). Ces critères, établis conjointement entre le concepteur - maître d'œuvre et l'entreprise, doivent être explicités clairement dans le cahier des charges transmis aux éventuels exécutants de cette investigation.

Au cours des travaux, l'analyse des résultats est généralement à la charge du prestataire, mais l'interprétation des données, corrélée avec celle des paramètres d'avancement du tunnelier (monitoring) doit rester, en principe, le fait de l'entreprise qui pilote l'engin d'excavation. [16]

9.3. Traitement de terrain

Des traitements préalables de terrains sont parfois nécessaires, notamment pour le franchissement de :

- Points singuliers tels que des traversées d'ouvrage ou entrées en terre.
- Discontinuités et zones faillées connues à l'avance.
- Zones aquifères en terrain perméable.

Ces traitements permettront parfois, dans le cas où de tels franchissements sont limités, le choix d'une technique moins sophistiquée et donc moins onéreuse.

Ils étant longs à exécuter et très coûteux à réaliser depuis le tunnel (notamment lorsque le tracé est situé sous le niveau de la nappe phréatique), ils sont en général exécutés depuis la surface (pour les tunnels de faible couverture).

Toutefois, la tendance actuelle est d'équiper les machines avec les dispositions de base minimum (telles que traversées de cloison étanche et/ou de la virole) pour se réserver la

Possibilité de mettre en œuvre des traitements de terrain depuis celles-ci en cas de rencontre inattendue de terrains aquifères non compatibles avec la technique adoptée. Cela peut être aussi le cas lorsque les conditions locales interdisent un traitement depuis la surface

Enfin, dans le cas du bouclier à confinement, les conditions géologiques et hydrogéologiques nécessitent souvent des traitements spécifiques pour permettre les entrées en terre et en ouvrage d'arrivée des machines. Ce dernier point n'est pas à négliger tant en phase d'étude préliminaire (emprise de surface, reconnaissances de sol et de réseaux, programme) qu'en phase d'exécution. Il s'agit là en effet, de l'une des phases les plus délicates des tunnels.

Une attention est à porter sur la compatibilité des traitements avec le processus du bouclier (effet de moussage, réaction sur boue et additifs etc).

Chapitre II : Les tunneliers

Les traitements de terrain les plus couramment employés sont :

- Massif d'injection d'imprégnation de bentonite-ciment et/ou de gel.
- Enceinte étanche ;
- Substitut on totale du sol par un massif en bentonite-ciment ;
- Massif de jet grouting ;

9.4. Guidage

Le guidage d'un tunnelier pleine face dans l'espace souterrain est une fonction indispensable. La performance du dispositif assurant celui-ci doit être en adéquation avec le type de machine et de revêtement, ainsi qu'avec la destination de l'ouvrage.

Le développement des boucliers avec pose simultanée de voussoirs préfabriqués, a conduit à concevoir des systèmes de guidage et de navigation très sophistiqués. En effet, dans ce dernier cas, il n'est plus possible de retoucher l'ouvrage en cas de construction hors tolérance. Il convient donc d'apporter au pilote, des informations en temps réel sur la position du front d'excavation et la tendance de creusement par rapport à la trajectoire théorique, Par ailleurs, il ne faut pas perdre de vue, dans la tolérance de construction, que le revêtement ne sera pas nécessairement centré dans l'excavation et qu'il peut avoir également une déformation propre (des affleurement, ovalisation, etc...). On admet généralement comme tolérance une enveloppe fermant un cercle de rayon de l'ordre de 10 cm supérieur au théorique.

Quel que soit le degré de sophistication du système de guidage, il est nécessaire dans tous les cas :

- De s'assurer du transfert d'une polygone fiable en tunnel et de refermer celle-ci dès que possible (passage d'un puits, d'une station,...)
- Des procédés à des contrôles topographique précis de la position de tunnelier et tunnel.
- De connaître de que possible la vitesse et l'amplitude de réaction de bouclier aux sollicitations de modifications de trajectoire. [16]

9.5. Additifs

a) Généralités : les techniques d'excavation mécanisée font appel à des produits de natures physique et chimique très différentes qu'il est toutefois possible de regrouper sous un même concept, celui des «boues et fluides conditionneurs». Avant toute utilisation d'additifs chimiques, on s'assurera qu'ils ne présentent aucun danger pour l'environnement (ils seront mélangés intimement au marinage et peuvent présenter des problèmes lors de la mise en décharge), ou pour les hommes (notamment lors des interventions dans la chambre d'abattage en hyperbarie avec une température ambiante qui peut être élevée).

Chapitre II : Les tunneliers

b) L'eau : présente en quantité variable dans le sol, l'eau en détermine sa consistance comme le démontrent les différents essais géo- techniques de caractérisation ou de béton (limites d'Atterberg pour les sols argileux et slump test ou cône d'Abrams pour les sols granulaires). Elle peut être utilisée seule, avec de l'argile (bentonite), avec des poly- mères hydrosolubles ou avec des tensioactifs afin de constituer un fluide conditionneur (boue ou mousse)

c) L'air : en tant que tel ne peut pas être considéré comme un additif de foration au même titre que l'eau ou que d'autres pro- duits, son action conditionnant reste en effet très limitée. Utilisé dans les boucliers à pression d'air comprimé lorsque la perméabilité du sol le permet, l'air a une action de soutènement. Fluide compressible, l'air, permet d'amortir les fluctuations de pression de confinement avec les techniques des boucliers à pression de boue avec «bulle d'air et à pression de terre avec ajout de mousse. Constituant de la mousse, l'air permet aussi de fluidifier et réduire la densité du marin et servir de régulateur de pression de confinement dans le procédé de confinement dit à pression de terre"...

d) La bentonite : parmi les nombreuses variétés d'argile, la bentonite est très certainement la boue de forage la plus connue. Elle se caractérise par un pouvoir de gonflement extrêmement élevé apporté par son constituant argileux spécifique. La montmorillonite qui lui confère des qualités colloïdales et d'étanchéité très intéressantes. Dans la technique des boucliers à confinement de boue, la boue bentonitique, de par ses propriétés rhéologiques (thixotropie), permet d'établir une pression de confinement en milieu perméable en étanchant les parois de l'excavation par filtration sous pression de la boue dans le sol (formation d'un cake d'étanchéité mixte d'imprégnation et membrane) et de transporter les déblais par pompage. La boue bentonitique peut aussi être utilisée avec un tunnelier à pression de terre, pour améliorer la consistance des matériaux granulaires excavés homogénéisation, plastification, lubrification,..... En milieu perméable, le même principe de formation de cake est utilisé dans la technique de pression de terre avant les interventions dans la chambre d'abattage en conditions hyperbares.

e) Les polymères : Parmi la multitude de produits existants, seuls les composés hydrosolubles ou dispersables dans l'eau présentent un intérêt pour l'adjuvantation d'un tunnelier. Il s'agit pour la plupart de produits bien connus dans l'industrie du forage et dont les propriétés rhéologiques ont dû être améliorées afin de mieux répondre aux spécificités du tunnelier. Ces modifications ont porté essentiellement sur les points suivants augmentation du pouvoir viscosifiant de façon à mieux homogénéiser les matériaux granulaires grossiers d'une part et le renforcement du caractère lubrifiant afin de limiter les phénomènes de collage ou de colmatage de la tête d'abattage et des dispositifs de marinage, lors de la foration dans certains terrains d'autre part. On distingue :

- Les polymères naturels (amidon, Guar, gomme, Xantha).
- Les polymères naturels modifiés ou semi synthétiques (C.M.C pour carboxymethylcellulose
- Les polymères synthétiques (polyacrylamides, polyacrylates,...).

Chapitre II : Les tunneliers

f) Les mousses (tensio-actifs) Les mousses sont des systèmes diphasiques (une phase gazeuse et une phase liquide contenant l'agent moussant) caractérisées physiquement par leur taux d'expansion (volume occupé par l'air constituant la mousse par rapport au volume de liquide). Les mousses faciles à mettre en œuvre, s'apparentent à des boues aérées qui combinent les avantages d'un gaz (compressibilité, densité quasiment nulle,...) et d'une boue (fluidification, lubrification, remplissage des vides intergranulaires,...). Elles sont utilisées dans le cadre des boucliers à confinement de terre en tant qu'adjuvant facilitant le confinement et aussi parfois l'abattage et le marinage. [16]

9.6. Enregistrement de paramètres de fonctionnement de machines

L'acquisition et la restitution des paramètres de fonctionnement des tunneliers est sans doute les plus grands progrès technique réalisés durant cette dernière décennie pour cette

technologie. Ceux-ci permettent en effet, d'analyser de façon objective les états de fonctionnement et de dysfonctionnement de la machine et des équipements connexe.

Ces états sont en effet rapides et éphémères et donnaient lieu sans moyen d'acquisition à des interprétations diverses et souvent fausses.

Il en ressort une analyse technique «vraie» indispensable à la bonne conduite des chantiers réalisés en sites difficiles ou sensibles. Les acquisitions de paramètres sont aussi la base du contrôle informatisé du fonctionnement de la machine et de l'automatisation des fonctions (pilotage, marinage, régulation de pression de confinement).

L'enregistrement de paramètres permet aussi une connaissance précise des états de fonctionnement et de leur durée. (cf. recommandation analyse du temps et coefficients d'utilisation des tunneliers TOS N° 148 Juillet 98). Ils constituent aussi le retour d'expérience et permettent d'optimiser l'utilisation des tunneliers.

9.7. Revêtement et injection de bourrage

- Généralités : Dans le cas des boucliers à appuis longitudinaux, le revêtement et les injections de bourrage sont indissociables du fonctionnement de la machine. Ils doivent, en effet, assurer sans transition et de façon parfaitement contrôlée, l'équilibre de la charge hydrostatique, le soutènement latéral de l'excavation et le contrôle des tassements de surface. Leurs interfaces avec la machine, nécessitent de développer leur conception de façon parallèle et inter dépendante à celle de la machine.

- Revêtement : il associé au bouclier mécanisé est généralement réalisé à l'aide de voussoirs en béton armé, parfois en fonte (pour les petits diamètres) et, plus exceptionnellement en béton extrudé derrière un coffrage marchant. Première catégorie est de très loin la plus utilisée, les deux autres étant en voie de disparition pour des raisons économiques ou techniques. Ces voussoirs sont mis en œuvre à l'aide d'un érecteur ou à ventouse intégré à la machine.

Chapitre II : Les tunneliers

-Injections de bourrage : L'expérience a montré l'extrême importance du contrôle du remplissage et des pressions de ces injections d'une part pour la maîtrise et la limitation des tassements de surface et, d'autre part, pour le blocage de l'anneau de voussoir, soumis à court terme à son poids propre, à la poussée de la machine et à la poussée d'Archimède. Il convient que celles-ci soient mises en œuvre de façon contrôlée et parfaitement continue simultanément à l'avancement de la machine, avant même qu'un vide ne se soit constitué à l'arrière de la jupe. A l'origine, les produits d'injection de bourrage étaient constitués soit de gravette, soit de coulis ou mortier de ciment à raidissement ou prise rapide et mis en œuvre de façon discontinue par des orifices situés au travers des voussoirs.

La gestion du produit d'injection et de son durcissement entre la fabrication et l'injection étant très complexe, la tendance à l'abandon des compositions à base de ciment n'a cessé de se confirmer au profit de produits à prise différée (réaction pouzzolanique) et faible résistance à la compression. Ce produit est injecté de façon directe et continue par des tubulures situées dans l'épaisseur de la jupe arrière du bouclier débouchant dans l'espace annulaire directement à l'arrière de celle-ci. [16]

10. Présentation de tunnelier utilisée (EPB)

Ce tunnelier à pression de terre EPB de poids de 1800 tonnes, d'énergie de 5124.5 KW, et de vitesse d'avancement de 120mm /min a été fabriqué par l'entreprise chinoise China Railway Engineering Equipment Group CO., LTD. (CREG WIRTH).

Le revêtement définitif du tunnel sera réalisé en voussoirs préfabriqués en béton armé. La pose des voussoirs et l'injection seront faites au fur et à mesure que le tunnelier avance. [17]



Photo II. 7 : Tunnelier EBP du projet

Tableau II.2 : Les caractéristiques du tunnelier EBP

| Elément | Spécification |
|-------------------------|-----------------------------------|
| Type de tunnelier | Earth Balance Shield |
| Système de navigation | PPS (poltinger precision systems) |
| Diamètre extérieur | 10200mm |
| Diamètre intérieur | 9300mm |
| Epaisseur de voussoir | 450mm |
| Longueur de voussoir | Courbure 1400 mm |
| Répartition des anneaux | 8+clé |

11. Monitoring :

Le monitoring est une tâche indispensable pour tout ouvrage sous terrain à réaliser, à l'exemple du projet de l'extension du Métro d'Alger (El Harrach Centre – Aéroport). Il accompagne, sans exception, la réalisation de tous les ouvrages (Tunnel, puits de ventilation et stations). Et permet, de suivre le comportement du sol à chaque instant vis-à-vis des soutènements mis en place et vis-à-vis des infrastructures existantes dans les zones limitrophes des ouvrages ; immeubles, constructions, routes, autoroutes...

Afin d'assurer un bon suivi des déplacements et des déformations du sol au cours des travaux, tous les dispositifs nécessaires et moyens d'auscultations pour le suivi monitoring.

Pour chaque ouvrage, il est appliqué le ou les types de moyens de contrôle définis dans les plans d'exécution. Pour l'exécution du tronçon du tunnel principal entre les stations Beaulieu et Pôle Universitaire, il est envisagé, selon le plan, de faire le suivi par deux méthodes complémentaires, il s'agit :

- Les méthodes optiques par mesures topographiques à la surface.
- System de contrôle I/O PLC distribuable, intégré dans la machine TBM.

Dans l'étude du projet actuel, une étude portant sur le comportement de sol liés à la construction d'un tronçon du tunnel principal fut élaborée. Ce travail vise à illustrer les résultats de calculs conduits pour les situations identifiées comme défavorables pour la conception du tunnel. Il est considéré comme le document de base pour l'élaboration des plans monitoring dans lesquels sont définis les différents types d'auscultation, les valeurs de

déplacements admissibles et les critères d’alerte et d’alarme pour chaque instrument d’auscultation utilisé

11.1. Instruments d’auscultation à utiliser

11.1.1. Les méthodes optiques par mesures topographiques à la surface

Elles consistent à installer suivant un plan, les cibles rétro-réfléctrices et des clous de tassements, respectivement sur toutes les façades des immeubles et en la surface, le long du tracé du tunnel principal, qui se trouvent dans sa zone d’influence. Les topographes relèvent, quotidiennement, les coordonnées géographiques (longitude, latitude et altitude) de ces repères, lesquelles sont transmises aux géologues, sous forme de graphes, pour analyse et interprétation. [18]

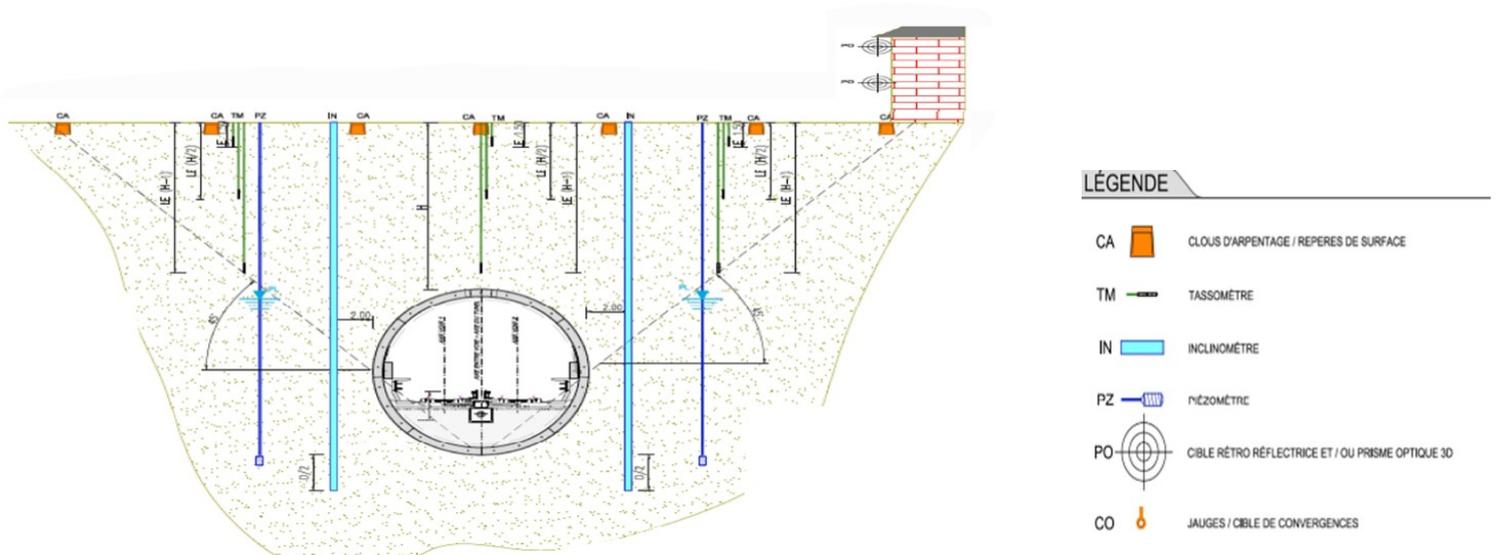


Figure II.9 : Instrumentation systématique

11.1.1.1. System de contrôle I/O PLC distribuable, intégré dans la machine TBM

Le PLC est un système de contrôle où tous les paramètres utilisés pendant les creusements sont affichés dans un moniteur au niveau de la cabine de contrôle. Ce système de collecte, de gestion et de transmission des données et les paramètres du TBM en temps réel, offre des références efficaces pendant le creusement.

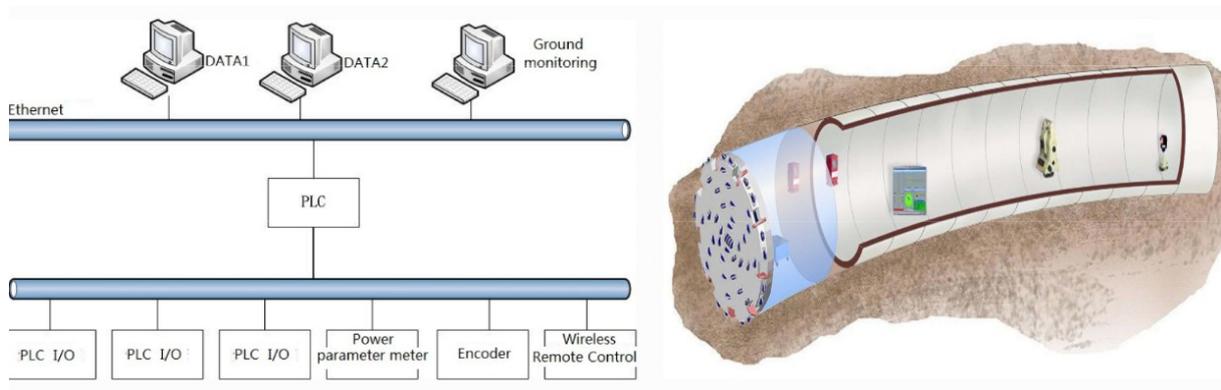


Figure II.10 : Illustration de system de contrôle I/O PLC[18]

11.2. Traitement de données

Après la collecte des données numériques par les topographes à la surface, elles seront vite converties à l'aide d'un programme informatique en données graphiques dans des fiches. Ces fiches graphiques obtenues, seront transmises à l'équipe de géologues pour analyse et interprétations des résultats. Après analyse, un rapport synthétique est établi où il est mentionné tous les critères de déplacements de tous les points mesurés de chaque ouvrage quotidiennement. Cette démarche est complétée par les rapports du TBM, où figurent tous les paramètres utilisés et calculés pendant les creusements, exemple (le calcul du volume des terres excavées). En cas d'anomalie, dans les points de mesure des tassements en surface, ou dans le tunnel en mine lui-même, les deux rapports obtenus seront comparés au même Pk, pour apporter des explications aux phénomènes survenus et puis suggérer les solutions adéquates pour chaque situation. [18]

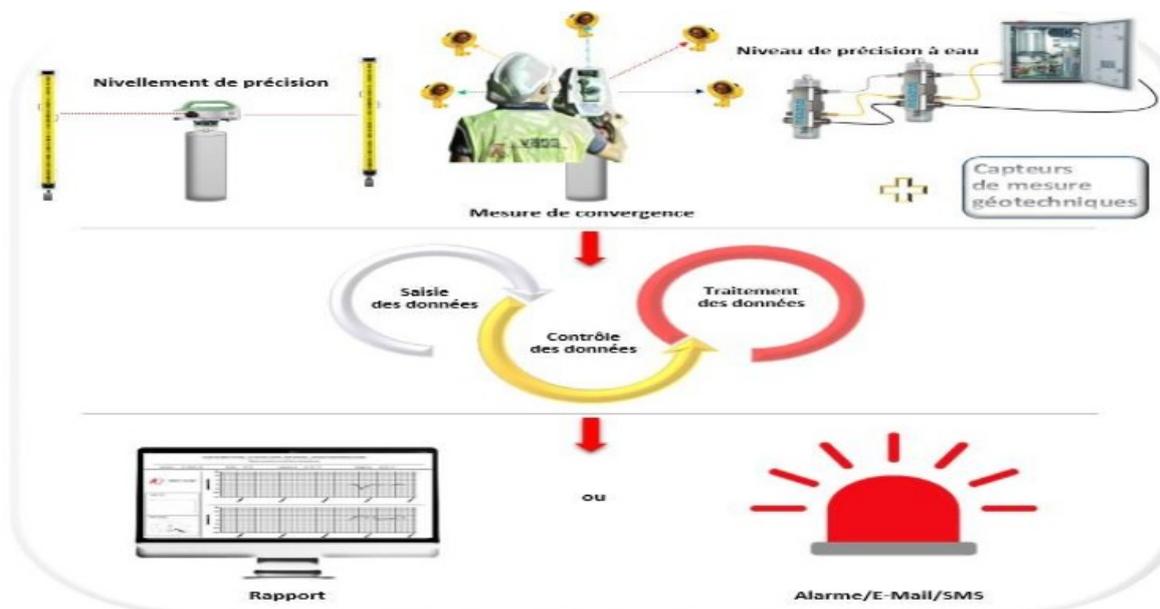


Figure II. 11 : Quelques services du monitoring

12. Conclusion

- Les avantages de l'utilisation des tunneliers pour le creusement de tunnels sont évidents. Ils constituent un moyen plus sûr, plus efficace et plus rentable de creuser des tunnels. Bien qu'il existe d'autres méthodes de tunneling disponibles, les tunneliers constituent la meilleure option pour de nombreux projets.
- Le tunnelier utilisé pour ce projet est de types EBP pour les sols de faible résistance

Chapitre III : Récoltes des données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques

1. Introduction

Face à la croissance rapide de la population urbaine en Algérie, les tunnels de transport sont devenus une priorité pour les autorités gouvernementales et les urbanistes. Ils représentent une solution viable pour répondre à la demande croissante de déplacement, tout en préservant l'espace urbain et en minimisant les impacts environnementaux ; Pour ces importants projet, il doit être des études géotechniques pour assurer la stabilité et la sécurité de ces ouvrages.

Dans ce chapitre nous représentons le projet de métro d'Alger LOT 1 d'extension «EL Harrach-Bab Ezzouar- Aéroport International d'Alger. » et le rôle de la géotechnique dans ce projet.

Dont elle est une étape fondamentale dans la planification et la conception des projets de métro souterrain. Elle fournit les données nécessaires pour prendre des décisions éclairées concernant les méthodes de construction, la conception des tunnels et des soutènements, ainsi que la gestion des risques géotechniques. En intégrant une compréhension approfondie des conditions du sol, l'étude géotechnique contribue à assurer la sécurité, la durabilité et le succès à long terme des projets de métro souterrain dans le pays.

2. Présentation de projet

Ce projet (extension Lot 1) est un tunnel ferroviaire de métro qu'il s'étend sur une distance de 9.564 Km, avec 9 stations ; entre chaque deux station on a un puits de ventilation et un rameau de connexion qui relie les puits de ventilation au tunnel.

Ces stations sont présentées comme suit :

.Station Hassan Badi.

.Station pôle universitaire.

.Station Beaulieu.

- .Station Oued Smar.
- .Station université Houari Boumediene.
- .Station RabiaTahar
- .Station Smail Yafsah.
- .Station centre des affaires.
- .Station Aéroport (terminus).

Chapitre 3 : Récoltes des données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques



Figure III.1 : Etendu de projet.

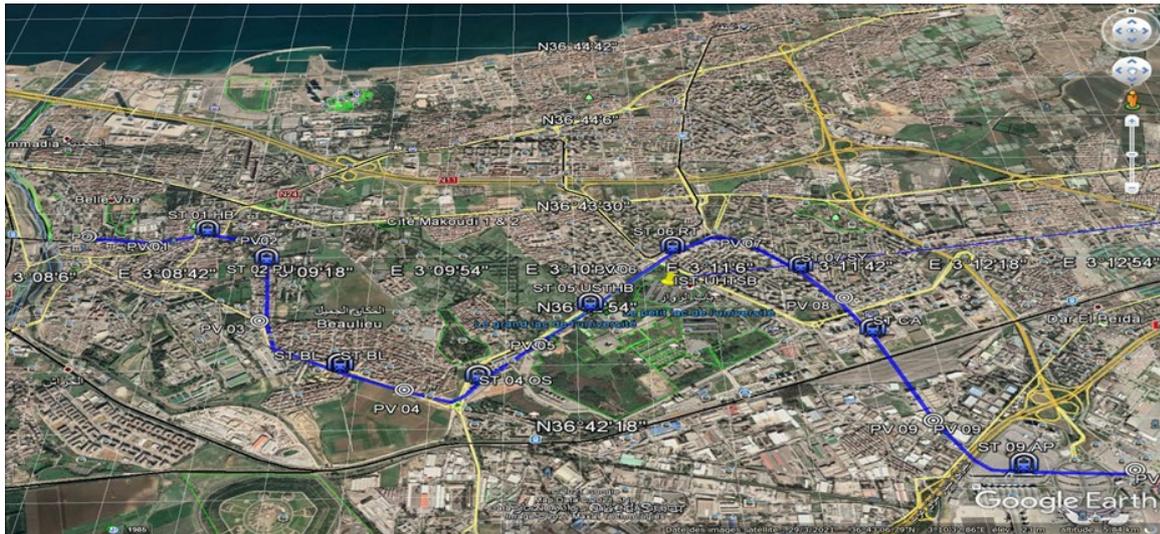


Figure 2 : situation géographique de tracé de métro d'Alger (Google Earth)

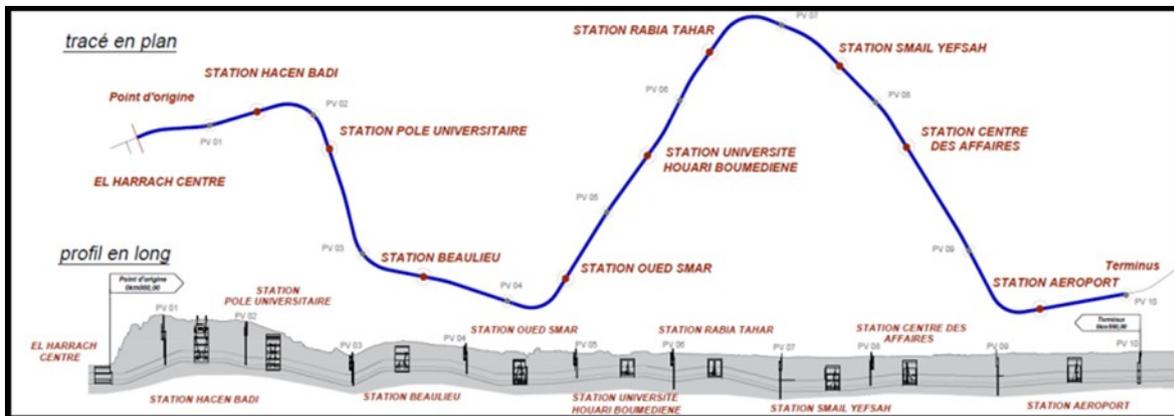


Figure 3 : Extensions du métro d'Alger (lot 1) (Document Cosider. Hypothèse géotechnique)

Chapitre III : Récoltes des données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques

3. Présentation de l'ouvrage étudié (tronçon 3)

3.1. Situation géographique de tronçon 3

Par la situation géographique de tracé de métro d'Alger (Google Earth) (Fig...), nous clarifions la situation géographique de tronçon 3 qui est entre la station de pôle universitaire (PU) et la station de Beaulieu (BL).



Figure III.4 : Situation géographique de tronçon 3

3.2. La géométrie de tronçon

Il s'étend sur une distance de 1070.1 m du pk 1+576,20 au pk 2+646,30, de la station Pôle universitaire jusqu'à la station Beaulieu. Les profondeurs du tunnel au long du tronçon sont entre 13 et 26 mètres. Il est de forme circulaire de 9.5 m de diamètre.



Photo III. 1 : Tunnel principal

Chapitre III3 : Récoltes des données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques

3.3. Contexte géologique

3.3.1. Géologie générale

Le tracé en étude est situé dans la partie orientale de la plaine de la Mitidja qui s'étend sur une superficie de 1300 km² soit 100 km de long et une largeur qui varie entre 8 et 18 km, c'est une dépression allongée d'ouest en Est, de Hadjout à Blida et s'incurve en direction WSW-ENE de Blida jusqu'à l'oued El Hamiz et la mer. Cette plaine, limitée à l'ouest par l'Oued Nador et à l'Est par l'Oued Boudouaou, est délimitée au Nord par l'anticlinal du Sahel et au Sud par l'Atlas blidéen. La plaine de la Mitidja est formée de terrains tertiaire et comblée par du Quaternaire. Dans l'extrait des cartes géologiques à l'échelle 1 :50 000, feuille n°21 de Alger et feuille n° 42 d'Arba, on a implanté le tracé en étude, Figure 1, en plan, la zone d'étude est principalement constituée par des dépôts alluvionnaires récents, où il est possible de différencier deux formations : a3 - Alluvions marécageuses et parties inondables ; a 2 - Alluvions limoneuses et p2q – Marnes de Maison Carrée (Pliocène récent et quaternaire ancien)

Le tronçon à étudier c'est le tronçon 3 qui a été choisi, il est situé entre les stations « Pôle universitaire » et « Beaulieu ».

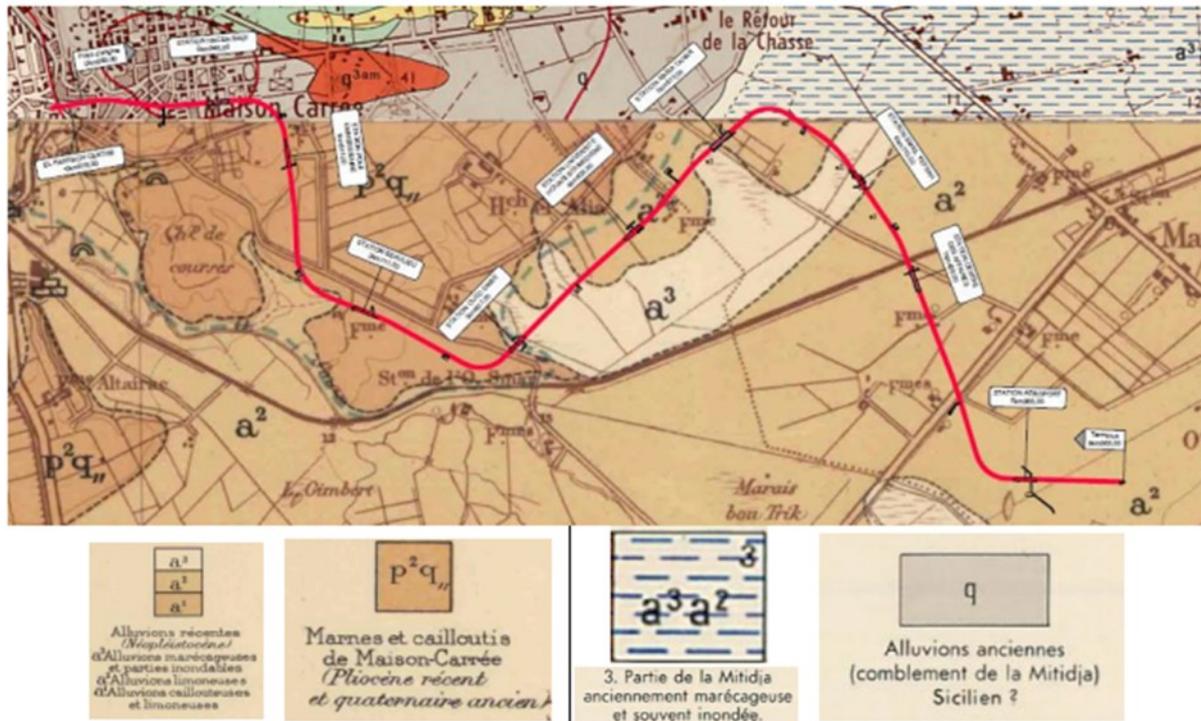


Figure III. 5 : Extrait des Cartes Géologique feuille n°21 d’Alger et feuille n° 42. Implantation de Tracé

Chapitre III : Récoltes des données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques

Donc, les formations dans ce tronçon sont les marnes de maison carrée de l’âge Pliocène récent et quaternaire ancien.

Le tableau suivant montre les principales unités lithostratigraphiques intersectée au long du tracé :

Tableau III.3 : les principales unités lithostratigraphiques intersectée au long du tracé.

| Stratigraphie | Symbole | Lithologie | Observations |
|---------------|---------|-------------------------------|---|
| Récent | R | Remblai | Couche sans importance pour l'excavation, très superficielle |
| | QA | Argile limoneuse peu sableuse | Couche plus importante pour l'excavation du tunnel en le, tronçon 7, tronçon 8, tronçon 9 et tronçon 10 |
| | | | Couche importante pour l'excavation du tunnel en le |

| | | | |
|--|------|--|---|
| Quaternaire | QG | Galets à matrice argileuse et ou matrice sablo-argileux | tronçon 9 |
| | QS | Sables limoneux-argileux, parfois plus ou moins mêlés de cailloux, avec présence des grès et conglomérat | Couche plus importante pour l'excavation du tunnel en le, tronçon 5, tronçon 6, tronçon 7, tronçon 8 et tronçon 9 |
| Pliocène Superior - Quaternaire ancienne | QM | Argiles Marneuses et marnes jaunâtre a grisâtre, parfois sableuses avec intercalations importantes mais irrégulières de conglomérats et grès | Couche plus importante pour l'excavation du tunnel en le tronçon 1, tronçon 2, tronçon 3, tronçon 4, tronçon 5, tronçon 6 , tronçon 9 et tronçon 10 |
| | QMsg | Sables limono – argileux avec présence de cailloux | Couche moins expressif pour l'excavation du tunnel en le Tronçon 1, Tronçon 3, Tronçon 4, Tronçon 5 et Tronçon 9, en l'intérieur de la couche QM |
| | QMs | Sable fin à moyenne limoneux de couleur brunâtre a marron foncé | Couche moins expressif pour l'excavation du tunnel en le Tronçon 1, Tronçon 4, Tronçon 10 en l'intérieur de la couche QM |
| Tertiaire | TS | Sable fin, moyen à grossier, jaunâtre avec présence de grès sous forme de fragments | Couche importante pour l'excavation du tunnel en le Tronçon 1, Tronçon 2 et Tronçon 3 |
| | TG | Grès sain à fissuré blanchâtre avec niveaux des grès lumachalique fissuré broyé par endroit de couleur marron claire à blanchâtre. | Couche importante pour l'excavation du tunnel en le Tronçon 2 |

Chapitre III : Récoltes des données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques

3.3.2. Géologie de tracé

Les principales unités excavées en l'intérieur du tronçon 3 illustré dans ce tableau :

Tableau III.4 : Résumé des principales unités au long du tronçon

| Tronçon | PKi | PK | Extension (m) | Profondeur (m) | Unité (intérieur) | Unités (ci-dessus de la voûte du tunnel) |
|---------|----------|----------|---------------|----------------|-------------------|--|
| T3 | 1+576,20 | 2+646,30 | 1070,1 | [13-26] | QM /QMSg /Ts | QG /QA /QS /QM /QMSg |

*(Voir la coupe géologique figure 1 annexe A)

Et par toutes les unités de tunnel, les principales qui conditionnent l'excavation des Tunnels sont les Unités QM, QS et TS.

- Ce type de formations sédimentaires avec des variations latérales et en profondeur de faciès sableuses, peut conditionner les avancements pour le creusement des tunnels, avec risque d'effondrement local du terrain ou des fontis.

3.4. Conditions hydrogéologique

3.4.1. Hydrogéologie générale :

Le tracé de de toute la extension de la ligne du Metro d'Alger entre El -Harrach – Aéroport International d'Alger, actuellement en exécution, se développe dans la part Est de la vaste Plaine de la Mitidja, limité entre l'Oued El-Harrach et l'Oued El-Hamiz.

D'accord avec la bibliographie, la partie orientale de la Plaine de la Mitidja, au nord de l'Algérie, couvre environ 575 km². Elle est limitée par la mer Méditerranée dans le nord, les montagnes de l'Atlas (1200-1600 m d'élévation) dans le sud, à l'ouest par l'oued El Harrach, à l'Est par l'oued Réghaia, à le nord-est par « Le Petit Sahel» (200 à 250 d'élévation). L'élévation générale de la Plaine varie de 20 à 50 m.

Les principaux cours d'eau sont l'Oued El Harrach (Ouest), L'Oued El Hamiz (centre), et l'Oued EL Réghaia (Est).

Les plus importantes zones de captage d'eau sont Bouréah, Hamiz, Haouch Félit et Baraki.

Dans la partie orientale de la Plaine de la Mitidja, de haut jusqu'à bas, il y a deux aquifères principaux :

- Les alluvions du Quaternaire :

Chapitre III : Récoltes des données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques

o Cet aquifère se situe dans des graviers et des sables plus ou moins consolidées et interstratifiés d'argile, il est alimenté par : Les précipitations ; l'infiltration à partir d'Oued El Harrach et l'Oued El Hamiz ; le réservoir Astien par drainance ;

o Séparée de l'aquifère Astien par Formation d'El Harrach, sauf à L'Est du EL Hamiz où ils sont en contact direct.

o La nappe libre s'étend sur tout le long du bassin de la Mitidja

- Le réservoir Astien :

o Il se trouve en charge sous les marnes de «Maison-Carré » actuellement appelé de « Formation d'El Harrach, les éléments argileux dominant dans une alternance comprenant des marnes jaunes collantes, des argiles graveleuses et quelques lits de sable et graviers. », sauf dans la partie Est où il est en contact direct avec l'aquifère de la Mitidja.

- Dans les unités QMsg, QMs, l'eau y existante est captive, de sorte qu'elle montre un comportement sous-artésienne traduite par une montée du niveau d'eau des piézomètres, car elle est confinée par l'unité QM de faible perméabilité.
- Dans l'unité Ts, niveau d'eau plus profond (le réservoir Astien), en charge sous les marnes de «Maison-Carré » actuellement appelé de « Formation d' El Harrach», (unité QM).

Donc, La perméabilité dans le tronçon 3 est moyenne(Voir tableau 6 Annexe A).

4. Contexte géotechnique

4.1. .Prospection et essai in situ et en laboratoire

Pour le tronçon 3, il était réalisé plusieurs sondages dans la phase avant projet détaillé (APD), et par la campagne de prospection complémentaire (CPC) pour l'étude géotechnique. Voir le tableau suivant :

Tableau III.5 : Résumé des travaux de prospection et essais in situ réalisés dans plusieurs études de tronçon 3

| Tronçon N | Phase | Sondage (Quantités) | Essai SPT (Quantités unité sondage) | Essais pressiométriques (Quantités unité sondage) | Essais Le Franc (Quantités) |
|-----------|-------|----------------------|-------------------------------------|---|-----------------------------|
| Tronçon 3 | APD | 3 | 3 | - | - |
| | CPC | 7 | 7 | 5 | 2 |

4.2. Les essais in situ :

4.2.1. Résultats des Essais SPT : Résultats des Essais SPT Les valeurs de N_{spt} ont été corrigées pour attendre les pertes d'énergie au cours de l'essai, en utilisant les recommandations de la norme française NF EN ISO 22476-3. Selon cette norme, il y a 3 corrections à faire :

- La correction liée aux pertes d'énergie transmise aux tiges de battage, du fait du frottement et d'autres phénomènes parasites – (CE)
- La correction liée aux pertes d'énergie relatives à la longueur des tiges – (\square)

- La correction liée à l'effet de la contrainte verticale due au poids des terres (dans les sables)
 – (CN)

Finalement, en considérant les facteurs correctifs antérieurs, les valeurs de *NSPT* corrigées, désignées comme *N60* et *(N1)60*, sont données par : $N60 = CE \cdot \square \cdot NSPT$ – pour les argiles

$(N1)60 = CE \cdot \square \cdot CN \cdot NSPT$ – pour les sables

En Annexe A, le Tableau 2 montre un exemple des résumés des résultats des essais SPT développés par sondage dans plusieurs études et leur correspondance avec l'unité géotechnique.

4.2.2. Résultats des Essais Pressiométriques :

En Annexe A, le Tableau 3 montre un exemple des résumés des résultats des essais Pressiométriques développés par sondage dans plusieurs études et leur correspondance avec l'unité géotechnique.

- Selon RPA 99, d'après les résultats PMT La formation prédominante (QM) est dans le site ferme (S2) selon RPA 99.

La formation est sur- consolidée.

4.2.3. Résultats des Essais Lefranc : Le tableau montre les résultats des essais le Franc réalisés dans le Tronçon 3 de tunnel et leur correspondance avec l'unité géotechnique

Tableau III.6 : résultats des essais le Franc réalisés dans le Tronçon 3

| Tr | Sondage | Unité | Profondeur nappe(m) | P. cavité(HL) (m) | Longueur Cavité(m) | Diamètre cavité(m) | S(m ²) | K (m/S) |
|----|---------|------------------|---------------------|-------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-----------|
| T3 | Sc24 | (*) | (*) | (*) | 0.5 | 0.101 | 0.008 | 3.18 E-03 |
| T3 | Sc25 | QM _{sg} | 7.9 | 21.25 | 0.5 | 0.101 | 0.008 | 1.28 E-03 |

Chapitre III : Récoltes des données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques

4.3. Les essais en laboratoire :

4.3.1. Les essais réalisés en laboratoire sur le sol et les roches

Dans diverses campagnes géotechniques ont été effectués plusieurs essais en laboratoire sur les échantillons de sols et de roches notamment :

- Échantillons de Sols :

- .Analyses granulométriques par tamisage et par sédimentation (NF P94-056 et NF P94-057) ;
- . Détermination des limites d'Atterberg – Limite de liquidité, limite de plasticité (NF P94-051) et limite de retrait (XP P 94-060-1 e XP P 94-060-2)
- . Teneur en eau pondérale .
- . Poids spécifique
- . Densité sèche et humide
- . Masse volumique des particules solides (NF P94-053 et NF P94-054) ;
- . Valeur de bleu méthylène (NF P 94-068)
- . Essais de perméabilité (XP CEN ISO/TS 17892-11)
- . Essai de gonflement libre (NF P 84-703)
- .Analyse chimique complète des sols
- . Analyse minéralogique
- . Mesure de la résistance à la compression NF P94-07
- . Cisaillement rectiligne à la boîte.
 - Échantillons de Roches
- .Détermination de la masse volumique et de la porosité (selon la norme NF P 94-410-1/2/3) ;
- . Détermination de l'absorption d'eau (par capillarité) ;*
- . Compression uniaxiale (selon la norme NF P 94-420) avec détermination de la tension de rupture (σ_c), du module de déformabilité (E) et du coefficient de Poisson (ν) (NF P 94-425) ;
- . Détermination de la dureté et du pouvoir abrasif selon l'essai Cerchar/Ineris (selon les normes NF P 94-412 e NF P 94-430-1) ;

Chapitre 3 : Récoltes des données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques

4.3.2. Résultats des essais en laboratoire en sols

Tableau III. 7 : exemple des résultats des essais en laboratoire réalisés dans plusieurs études pour obtentions des paramètres physiques des sols

| Phase | Sond. | Prof. | unité | A. Granulometri que | Limites d'Atterberg | | γ_s | γ_h | γ_d | | | Classificatio n | |
|-------|-------|-------|-------|---------------------------|------------------------|--|------------|------------|------------|--|--|--------------------|--|
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |

| | | | | < 0,08 mm | <2 μm | WL (%) | WP (%) | IP (%) | VB S | (KN /m3) | (KN /m3) | (KN /m3) | w (%) | Sr (%) | USCS | NF 11-300 |
|-----|------|---------------|----|-----------|-------|--------|--------|--------|------|----------|----------|----------|-------|--------|------|-----------|
| CPC | Sc20 | 10,05 - 10,35 | QM | . | . | Imp. | Imp. | Imp. | Imp. | . | 20.4 | 17.1 | 20 | 91 | . | . |
| CPC | Sc20 | 11,10 - 11,40 | QM | 77 | 27 | 41 | 20 | 21 | 1.98 | 25.3 | 19.9 | 16.3 | 21 | 89 | CL | A2 |
| CPC | Sc20 | 19,10 - 19,50 | QM | 97 | 51 | 55 | 27 | 26 | 1.98 | 25.4 | 20.7 | 17.6 | 18 | 89 | CH | A3 |
| CPC | Sc20 | 21,60 - 22,14 | QM | 79 | 27 | 43 | 22 | 21 | 2.67 | 25.6 | 20.4 | 17 | 20 | 91 | CL | A2 |
| CPC | Sc20 | 56,00 - 56,50 | TM | 99 | 50 | 60 | 30 | 30 | 5.22 | 25 | 19.2 | 15.6 | 23 | 86 | CH | A3 |

(Le tableau est complet sur tableau 4 l'Annexe A)

➤ **Interprétation de résultats :** (Voir figure 1/2 annexe C)

Selon la classification L.C.P.C (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) qui est identique à la classification U.S.C.S et à partir des résultats fournis par la granulométrie et les caractéristiques de plasticité de la fraction fine (Atterberg), le sol prédominant est classé comme des argiles peu plastiques (CL). Donc il est plus stable que les sols très plastiques.

Selon la norme G.T.R (NF 11-300) et à partir des résultats fournis par la granularité et l'argulosité (les paramètres de nature), le sol prédominant est classé comme un sol fin d'indice de plasticité moyenne (16.3) entre 12 et 25, et de valeur moyenne de VBS (2.53) entre 2.5 et 6.

Donc il est de classe A2 : Argile et marne peu plastique.

Chapitre III : Récoltes des données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques

Tableau III. 8 : Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans plusieurs études

| Son. | Prof. | Unit. | RC | Cisaillement à la boîte(UU) | | Cisaillement à la boîte(CD) | | Cisaillement à la boîte(CU) | | Essais Triaxiaux (CU+U) | | | |
|-------------------|---------------|------------|----------|-----------------------------|--------|-----------------------------|--------------|-----------------------------|---------|-------------------------|--------|-----------|---------|
| | | | sc (kPa) | Cu (kPa) | Øu (°) | C' (kPa) | Ø' (°) | Ccu (kPa) | Øcu (°) | C' (Kpa) | Ø' (°) | Ccu (Kpa) | Øcu (°) |
| Sc20 | 10,05 - 10,35 | QM | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| | 11,10 - 11,40 | QM | 234 | - | - | 50 | 17 | - | - | - | - | - | - |
| | 19,10 - 19,50 | QM | Imp | - | - | 45 | 17 | - | - | - | - | - | - |
| | 21,60 - 22,14 | QM | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 51 | 15 |
| Essai Œdométrique | | | | | | Gonflement Libre | Perméabilité | | | | | | |
| ei | e0 | σ'v0 (bar) | Pc (bar) | Ct (%) | Cg (%) | Pg (bar) | K (m/s) | | | | | | |
| - | - | - | - | - | - | - | - | | | | | | |
| - | - | - | 1.6 | 13.66 | 5.14 | - | - | | | | | | |
| - | - | - | - | - | - | - | 7,40E-09 | | | | | | |
| - | - | - | 1.77 | 14.66 | 5.14 | - | - | | | | | | |

(Le tableau est complet sur tableau 5 l'Annexe A)

➤ **Interprétation de résultats :** (Voir figure 3 annexe C)

- Selon l'AFTES les résultats des essais de résistance à la compression simple indiquent que le sol prédominant est de résistance extrêmement faible (0.243 MPa inférieur de 1 MPa).
- L'étude du gonflement des horizons géotechniques a été faite en analysant toutes les données disponibles, concernant ce sujet, de l'ensemble des stations et puits de l'ouvrage. Nous avons utilisé les résultats des essais de gonflement libre, des corrélations avec les valeurs des limites d'Atterberg obtenus et les résultats des essais minéralogiques. L'analyse faite montre que les sols argilo-marneux et marneux de l'unité QM sont gonflants et qu'il devra être considéré une pression de gonflement de 50 kPa dans le dimensionnement du tunnel, quand elle se situe dans l'unité QM.

4.3.3 Résultats des essais de laboratoire en roches

Tableau III. 9 : Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans CPC pour roches

| Tronçon | Sonda ge | échantill on | Unit é | Prof. | Masse Volumiq ue (KN/m3) | Porosit é (%) | Absorpti on (%) | RC σ_c (MPa) |
|---------|-------------|-----------------|-----------|-------------------------|-----------------------------------|---------------------|-----------------------|------------------------|
| | | | | | | | | |
| T3 | SC21 | 1 | QM | 10,0 0- 10,1 0 | 27.46 | 16.63 | 2.59 | Imp. |
| | | 2 | QM | 10,8 0- 10,9 0 | 27.31 | 13.17 | 3.90 | Imp. |
| | | 3 | QM | 20,0 0- 20,1 0 | 27.66 | 12.12 | 4.05 | Imp. |
| | | 4 | QM | 20,5 0- 20,6 0 | 27.44 | 8.11 | 2.61 | Imp. |
| T3 | SC21 | 1 | QM | 18,9 0- 24,0 0 | - | - | - | 23.1 |
| T3 | SC21 | 2 | QM | 18,9 0- 24,0 0 | - | - | - | 22.1 |
| T3 | SC24 | 1 | QM | 14,0 0- 14,1 0 | 27.30 | 11.09 | 4.19 | Imp. |
| | | 2 | QM | 14,2 0- 14,3 0 | 27.42 | 11.27 | 4.16 | Imp. |
| | | 3 | QM | 17,0 0- 17,1 0 | 27.13 | 11.28 | 4.46 | Imp. |
| | | 4 | QM | 17,4 0- 17,5 0 | 27.21 | 12.61 | 4.85 | Imp. |

| | | | | | | | |
|--|---|----|-------------------------|-------|-------|------|------|
| | 5 | QM | 22,6 0- 22,7 0 | 27.27 | 17.29 | 6.42 | Imp. |
| | 6 | QM | 23,0 0- 23,1 0 | 27.45 | 13.49 | 4.72 | Imp. |
| | 7 | QM | 24,4 0- 24,5 0 | 27.36 | 12.36 | 4.39 | Imp. |

(-)-Non Réalisé

➤ **Interprétation de résultats** (voir figure 3 / tableau 1 annexe C)

Selon l'AFTES les résultats des essais de résistance à la compression simple sur les roches de tronçon 3 indiquent qu'ils sont de faible résistance ($5 \text{ MPa} < 22.6 < 25 \text{ MPa}$). Et de porosité moyenne ($5\% < 12.8\% < 15\%$).

Chapitre III : Récoltes des données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques

5. Tectonique et sismicité

5.1. Tectonique :

L'Algérie est divisée en deux unités tectoniques majeures séparées par la faille sud-atlasique :

A. Le nord du pays portant l'empreinte de la tectonique alpine.

B. La Plateforme Saharienne, relativement stable, où la tectonique est moins prononcée.

Le Nord de l'Algérie - est délimité par les éléments suivants :

. Au sud, l'Atlas saharien, une chaîne de montagnes d'origine alpine ;

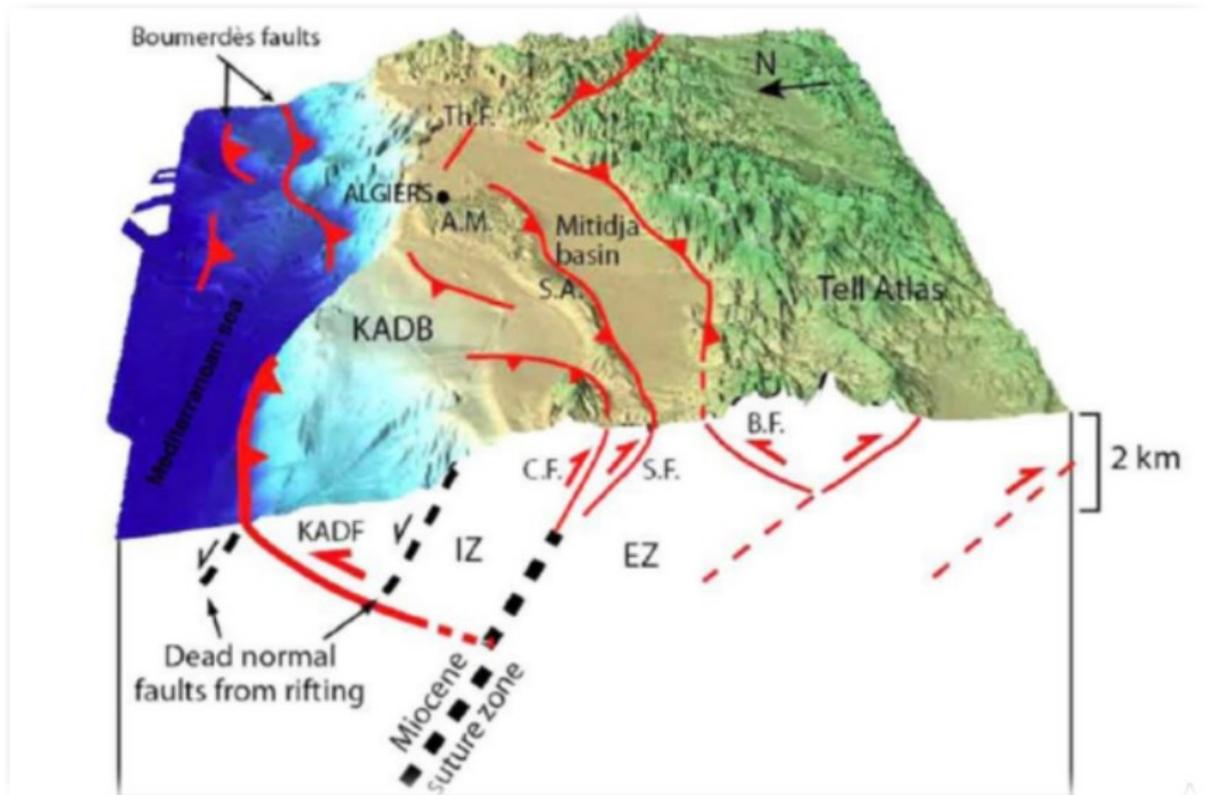
. Au centre, des plateformes comme la Méséta Oranaise à l'ouest et le môle d'Ain Regada à l'est ;

. Dans la partie septentrionale, l'Atlas tellien est une zone complexe constituée de nappes mises en place au Miocène inférieur. Des bassins néogènes tardifs comme le Chéelif et le Hodna se sont installés sur ces nappes.

La Plateforme Saharienne - est constituée d'un socle précambrien recouvert de sédiments phanérozoïques transgressifs. Différents éléments tectoniques délimitent des bassins sédimentaires dans lesquels la lithostratigraphie est plus ou moins complète.

La zone en étude dans le Projet de métro d'Alger Extension EL Harrach Centre - Bab Ezzouar - Aéroport International d'Alger, se situe dans l'unité tectonique correspondant au nord de l'Algérie. La déformation tectonique de la zone ouest-algérienne de l'Atlas tellien, la plus active d'Afrique du nord, est associée à la convergence actuelle des plaques Afrique-Eurasie et se traduit par la fermeture progressive des bassins néogènes et par la poursuite de l'édification de la chaîne tellienne (Meghraoui et al, 1988 ; Boudiaf, 1996). La sismicité est superficielle ($h < 20$ km) et concentrée sur une bande étroite le long des bassins néogènes quaternaires intramontagneux comme ceux du Chellif ou de la Mitidja (Meghraoui, 1988). Ces bassins se déforment en donnant des structures plissées (synclinaux, anticlinaux) et parfois cassantes (pli-failles, failles inverses, chevauchements) orientées NE-SW à NNE-SSW. Cette sismicité se prolonge dans le domaine marin proche des côtes. La figure suivante présente, de façon schématique, le cadre tectonique de la région d'Alger :

Chapitre III 3 : Récoltes des données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques



| | | |
|----------------------------------|-----------------------------|------------------------|
| KADB : Banc de Khayr al- Din ; | S.A.: anticlinal de Sahel ; | B.F. : faille de blida |
| KADF : faille de Khayr al- Din ; | S.F. : faille de Sahel ; | IZ: Zones internes ; |
| Th.F.: faille de Thenia ; | C.M.: Mont Chenoua ; | EZ: Zones externes |
| A.M.: Massif d'Alger ; | C.F : faille de Chenoua ; | |

Fig. III .7 : Interprétation 3D des principales failles « offshore/onshore » de la région d'Alger (extrait de A. Yelles et al, 2009)

4.4. Conditions sismique

Le territoire Algérienne est divisé en cinq zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité : (voir la figure 2 : Carte de la sismicité historique de 1359 à 1895 (Harbi, 2006) et de la sismicité instrumentale du Nord de l'Algérie de 1900 à 2005 (source, Benouar, 1995 et ISC ; Annexe A).

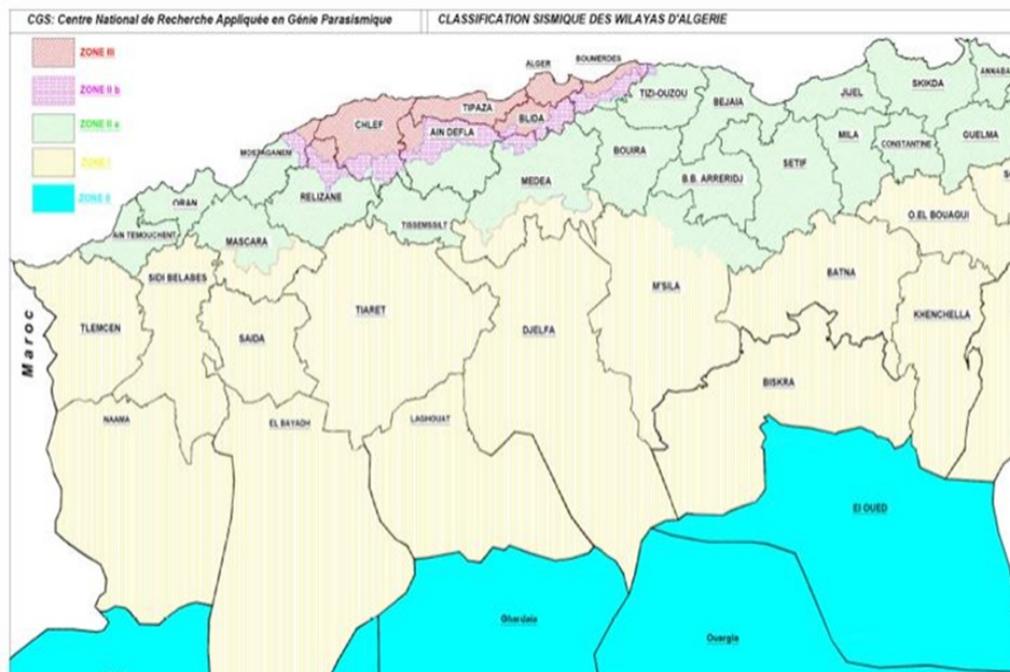


Fig. III .8 : Carte du Zonage Sismique du Territoire National – RPA99/Après Addenda

Tableau III .10 : Les valeurs du coefficient d'accélération

| | |
|-----------|-----------------------|
| Zone 0 | Sismicité négligeable |
| Zone I | Sismicité faible |
| Zone II a | Sismicité moyenne |
| Zone II b | Sismicité élevée |
| Zone III | Sismicité très élevée |

| Groupe | Zone Sismique | | | |
|--------|---------------|------|------|------|
| | I | Ila | Iib | III |
| 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 |

D'après ce zonage, la région en étude, où est implanté le tunnel de cette extension, est classée en tant que Zone sismique III (Sismicité très élevée), et tous les ouvrages doivent être considérés comme ouvrages d'importance stratégique qui correspondent au groupe 1. Sur la base de ces informations, le coefficient d'accélération sismique est égale à $A=0,40$ g Cette valeur de 0,4g sera considérée pour tous les calculs des structures internes. Pour les phases provisoires, selon l'indication de l'EMA, une valeur de 0,1g devra être considérée.

5. Les paramètres géotechniques adoptés

Nous présentons dans le tableau un résumé des paramètres géotechniques utilisées dans les calculs de dimensionnement :

Tableau III.11 : paramètres géotechnique de calcul

| Unité | Poids vol. humide γ_h (kN/m ³) | Poids vol. sec γ_d (kN/m ³) | Cohésion non-drainée c_u (kPa) | Module de déformabilité non-drainée E_u (MPa) | Angle de frottement effectif ϕ' | Cohésion effective c' (kPa) | Module de déformabilité drainée E' (MPa) | K0 | K (m/s) | ν |
|-------------|---|--|----------------------------------|---|--------------------------------------|-------------------------------|--|-----|------------------|-------|
| Remblai (R) | 20 | 17 | 30 | 12 | 20° | 0 | 10 | 0.6 | . | 0.33 |
| QM | 20.24 | 17.16 | 147 | 67 | 24° | 46 | 58 | 0.6 | 10 ⁻⁸ | 0.3 |
| TS | 20.68 | 17.90 | - | - | 33° | 10 | 94 | 0.5 | 10 ⁻³ | 0.33 |
| QA | 21.2 | 17.74 | 69 | 12 | 27° | 25 | 10 | 0.6 | 10 ⁻⁸ | 0.3 |
| QG | 20 | 16 | 85 | 40 | 23° | 5 | 35 | 0.6 | 10 ⁻⁷ | 0.3 |
| QS | 21 | 18 | - | - | 33° | 10 | 77 | 0.5 | 10 ⁻⁴ | 0.33 |
| QMsg | 19.86 | 16.16 | 116 | 59 | 24° | 31 | 51 | 0.6 | 10 ⁻⁷ | 0.3 |

➤ **Interprétation de résultats de tableau :**

- Les valeurs de E sont inférieurs de 0.1 GPa Selon l'AFTES, les matrices de toutes les unités de tableau sont très peu raides de classe DE6. (Voir figure 3 annexe C).
- Pour l'étude de la perméabilité, nous avons utilisés les caractéristiques granulométriques des matériaux, les essais Le franc et les essais de perméabilité au laboratoire. Il existe un écart élevé entre les résultats des classifications des sols résultant de leurs caractéristiques granulométriques et les résultats des essais in situ et de laboratoire le long du tunnel (ouvrage linéaire), car les formations sédimentaires se caractérisent par des variations latérales et en profondeur, pour l'effet l'échelle (essai des échantillons de sols et des essais in situ du massif) et le mode d'exécution des essais.

Résistance et module de déformabilité de roche :

Tableau III.12 : Paramètres de calcul ajustés aux pressions attendues dans la couche gréseuse

| Tronco | Unité | Valeurs caractéristiques | | | Valeurs d'ajustement | | Valeurs ajustées aux tensions | | |
|--------|-------|--------------------------|-------|------|-------------------------------|----------------|-------------------------------|--------|--------|
| | | σ_{ci} (Mpa) | m_i | GSI | γ (kN/m ³) | Profondeur (m) | ϕ (°) | C(KPa) | E(MPa) |
| T3 | QM | 20-25 | 21±3 | 20-3 | 26 | 18,90-24,00 | 45 | 134 | 260 |

6. Agressivité de sols sur les bétons

Dans le tableau 7 sur l'annexe A, il est présenté les résultats des analyses chimiques réalisé sur l'échantillon du Tronçon 3. A partir de ces résultats et selon quelque norme :

- La teneur en carbonates 10% -30%, reflète que les échantillons sont d'argile marneuse.
- Les chlorures dépassent le seuil maximal admis pour l'attaque des aciers fixé à 100 ppm, dans le cas d'implantation d'ouvrages armés au droit de ces sondages et aux profondeurs indiquées il est nécessaire d'opter pour un béton très compact en adoptant en plus un enrobage suffisant de manière à protéger judicieusement les armatures.
- Le contenu en sulfates du sol, les résultats indiquent que, selon la norme UNE EN 206-1 2006, le sol n'est pas agressif pour le béton, sauf en la sondage SC24D (3000 mg/kg et 9700 mg/kg), le résultat se place dans la classe XA2, modérée agressivité (>3000mg/kg et ≤12000mg/kg) et en le sondage S20 (37600 mg/kg)) valeur anormale et/ou contamination du sol.

7. Dureté et abrasivité CERCHAR

Les résultats sont illustrés sur les tableaux 8 et 9 sur l'annexe A.

- Suivant les résultats de l'essai Cerchar-Ineris , en Tronçon T3
 - la dureté est variable de roche dure (DU3) à roche tendre (DU5).
 - l'abrasivité est variable, roches abrasifs (AIN3) à roches très peu abrasifs (AIN5).

8. Conclusion

D'après les informations récoltées et à travers les essais aux laboratoires et in-situ, concernant la région de la ligne métro d'Alger, nous pouvons conclure que :

- Les sondages carottés ont mis en évidence que le terrain est constitué de différentes formations (QA, QS, QM, QMsg, QG,Ts,Tm), mais le tronçon étudié traverse seulement les formations QM , QMsg, QG, QA,QS et Ts
- La formation prédominante au long du tronçon est le QM
- Les classifications de terrain à partir les paramètres de nature, physiques , mécaniques et chimiques, étaient selon : USCS ; LCPC, GTR , RPA, AFTES.

1. Introduction

Le processus de creusement des tunnels perturbe l'équilibre interne du massif environnant, entraînant des déformations et des déplacements. Dans les zones urbaines, ces perturbations peuvent causer des tassements susceptibles de compromettre la stabilité des structures avoisinantes, avec des conséquences humaines et économiques significatives. Pour évaluer et anticiper ces mouvements, différentes approches sont utilisées et seront discutées dans ce chapitre.

L'excavation d'un tunnel dans un sol provoque une redistribution des contraintes en raison du relâchement des contraintes le long des parois. Cette altération des contraintes génère des tassements en surface, dont l'amplitude dépend de divers facteurs.

L'introduction d'une cavité dans un terrain modifie l'état des contraintes dans le massif autour de la zone excavée, ce qui entraîne des mouvements au sein du massif. Ces perturbations se traduisent généralement par un déplacement instantané du front de taille vers l'excavation ainsi qu'une convergence des parois du tunnel.

2. Comportement du sol avant et après l'introduction d'une cavité

Ces déformations commencent bien avant le front de taille, comme le montrent les mesures insitu réalisées par Lunardi et Bindi (2004) et Lunardi (2008). Ces études ont démontré que l'impact de l'excavation sur l'état des contraintes et les mouvements du sol est perceptible à une certaine distance en amont de la zone d'excavation.

En résumé, la perturbation causée par la création d'une cavité induit des mouvements significatifs du sol, avec des déformations observées non seulement à proximité immédiate de la cavité mais également bien avant le front de taille, confirmant l'importance de ces phénomènes pour la planification et la sécurisation des travaux souterrains. [19].

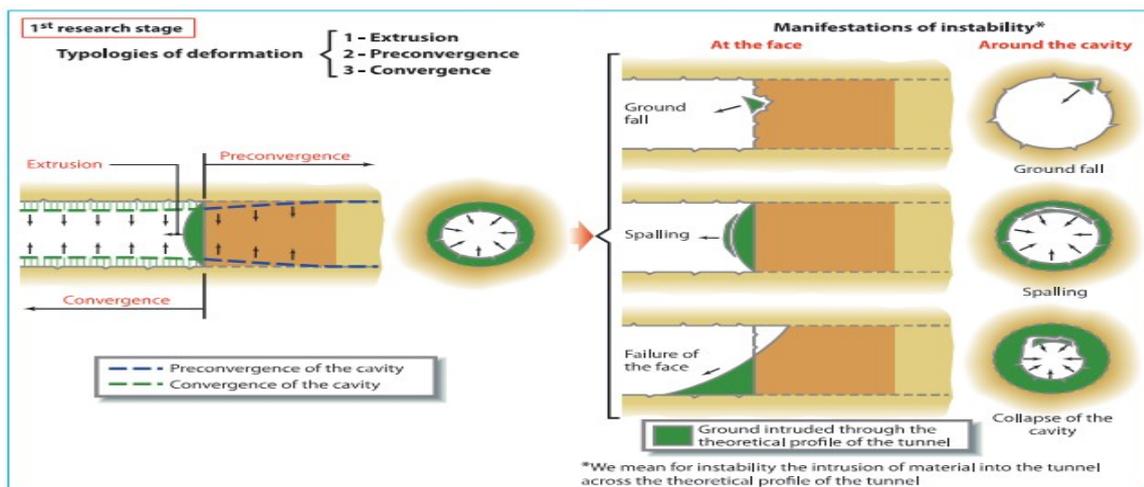


Figure IV.1 : Principales types de déformations de tunnel. [20]

- a) L'extrusion au front peut se manifester soit par une géométrie plus ou moins symétrique autour de l'axe (gonflement du front), soit par une géométrie de brassage gravitationnel (rotation du front), en fonction du type de matériau et de l'état de contrainte existant.
- b) La pré-convergence de la cavité se réfère à la convergence du profil théorique du tunnel en amont du front de taille, et dépend strictement de la relation entre les propriétés de résistance et de déformation du noyau avancé ainsi que de son état de contrainte initial.
- c) La convergence de la cavité se manifeste par une réduction de la taille de la section transversale théorique de l'excavation après le passage du front de taille. [20]

Les mouvements de terrain, résultant d'une perte de volume comme mentionné par Schlosser [1989], peuvent se propager jusqu'à la surface avec un certain délai, selon la réactivité du sol et la couverture du tunnel. Toutefois, Chapeau [1991] a noté que pour des tunnels peu profonds ($C/D < 2$), l'amortissement peut être si faible qu'une erreur dans le processus de creusement pourrait entraîner un effondrement en bloc de la structure entière. Pour des couvertures plus élevées, l'effet voûte, décrit par Lunardi [1997], pourrait intervenir et prévenir cette défaillance.

La dépression tridimensionnelle causée par le tassement, bien décrite par Attewell [1987] et Leblais et al. [1995], peut engendrer des dommages significatifs aux infrastructures existantes. C'est pourquoi, dans la réalisation de tunnels en milieu urbain, la réduction de ces déformations est une priorité majeure. À cet égard, Lunardi [2008] a proposé une méthode appelée ADECO, démontrant que le contrôle rigoureux des déformations du noyau devant le front de taille pourrait limiter les déformations du tunnel et les tassements en surface. [19].

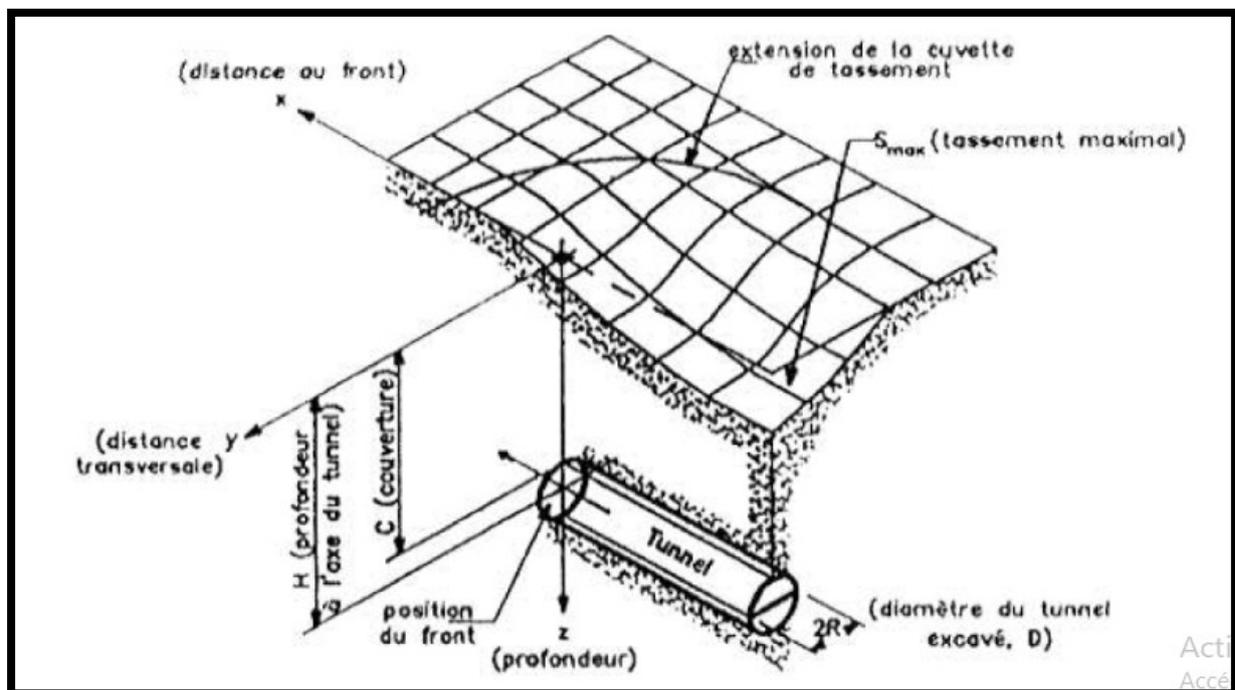


Figure IV. 2 : Cuvette de tassement 3D (Leblais et al. [1995]) [19].

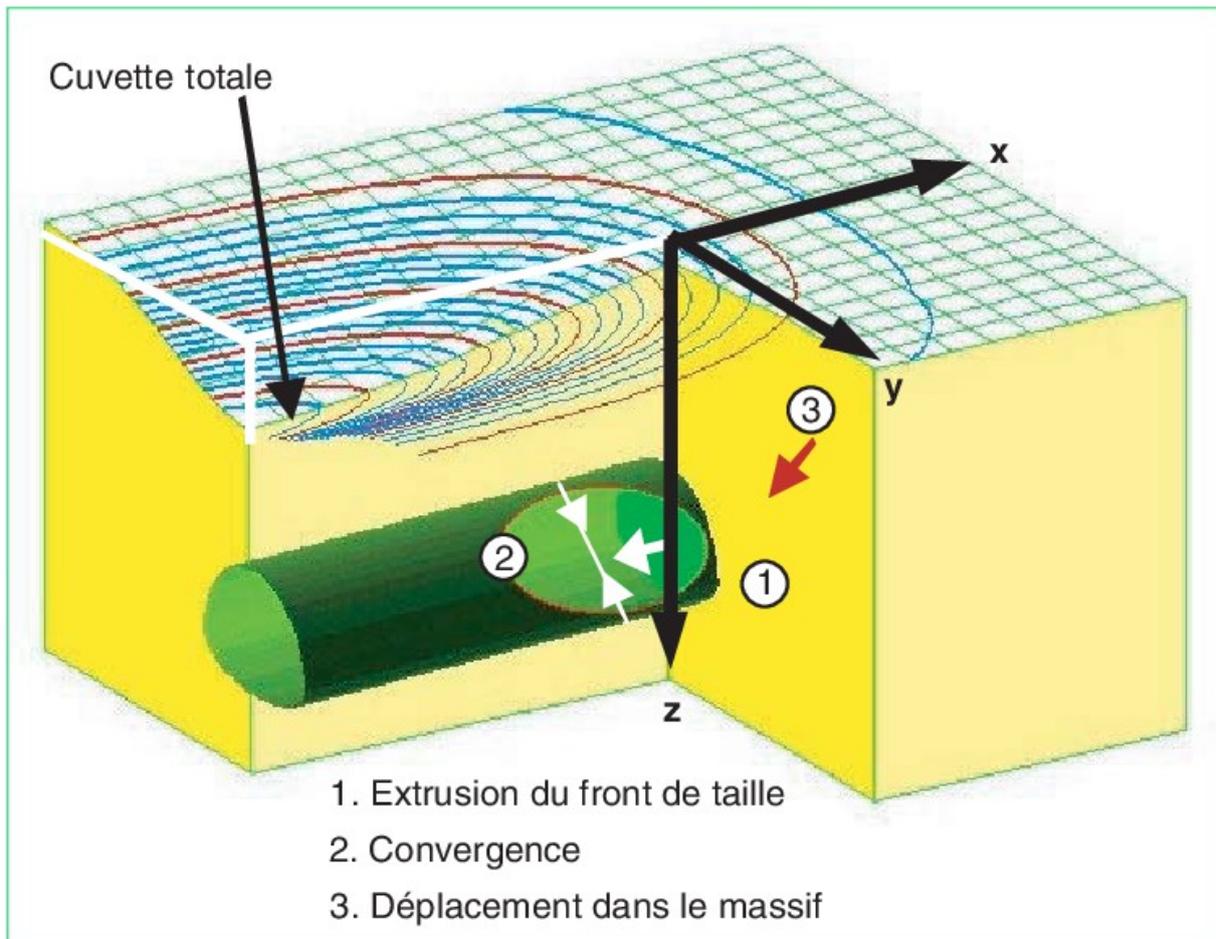


Figure IV. 3 : Déformations des sols et tassements de surface pendant le creusement d'un tunnel peu profond. [20]

3. Réaction de terrain creusé avec tunnelier

L'utilisation d'un tunnelier peut influencer différents paramètres de stabilité et de mouvement. Lorsque le tunnelier creuse, il crée un front de taille qui peut interagir avec les propriétés du sol environnant. Ces interactions peuvent entraîner des mouvements du sol, tels que des tassements ou des déformations, qui doivent être surveillés et contrôlés pour garantir la stabilité du tunnel et la sécurité des structures en surface.

Plusieurs facteurs peuvent influencer les mouvements et la stabilité d'un tunnel creusé avec un tunnelier :

- Type de sol : La nature du sol traversé par le tunnelier peut avoir un impact significatif sur sa stabilité. Les sols cohérents comme l'argile peuvent réagir différemment des sols granulaires comme le sable.
- Profondeur du tunnel : La profondeur du tunnel peut affecter la magnitude des mouvements du sol en surface. Les tunnels plus profonds peuvent avoir des

effets moins perceptibles en surface, mais peuvent nécessiter des précautions supplémentaires pour assurer leur stabilité.

- Diamètre du tunnel : Le diamètre du tunnel créé par le tunnelier peut également influencer les mouvements du sol. Des tunnels de plus grand diamètre peuvent avoir un impact plus important sur les propriétés du sol environnant.
- Pression du terrain : La pression exercée par le tunnelier sur les parois du tunnel peut influencer la stabilité du front de taille et les mouvements du sol en surface.
- Méthode de soutènement : Les techniques de soutènement utilisées pour stabiliser le tunnel pendant et après sa construction peuvent également avoir un impact sur les mouvements du sol.

L'excavation et les opérations de stabilisation doivent être appropriées en fonction des différentes conditions de contrainte-déformation : Pour ce faire, un ingénieur concepteur doit avoir une connaissance des éléments suivants (Fig.4) : • le milieu dans lequel les opérations ont lieu ; • l'action entreprise pour l'excavation ; • la réaction attendue à l'excavation. [20]

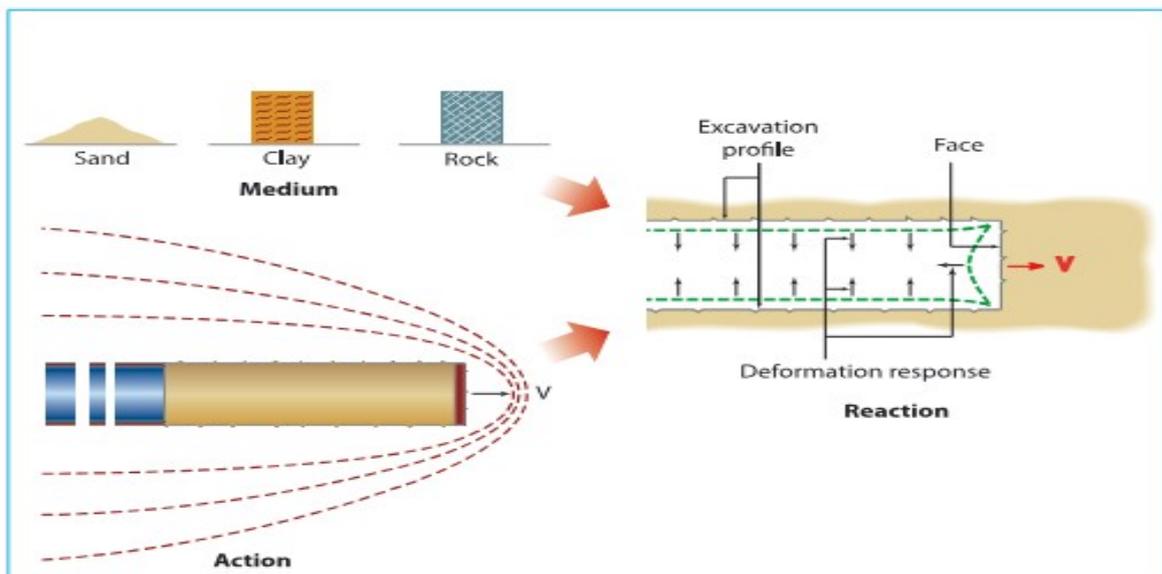


Figure IV. 4 : Les opérations d'excavation et de stabilisation doivent être appropriées en fonction des différentes conditions de contrainte-déformation. [20]

3.1. Le milieu

Le milieu, c'est-à-dire le sol, qui est en pratique le véritable "matériau de construction" d'un tunnel, est extrêmement anormal par rapport aux matériaux traditionnellement utilisés en génie civil : il est discontinu, non homogène et anisotrope. En surface, ses caractéristiques :

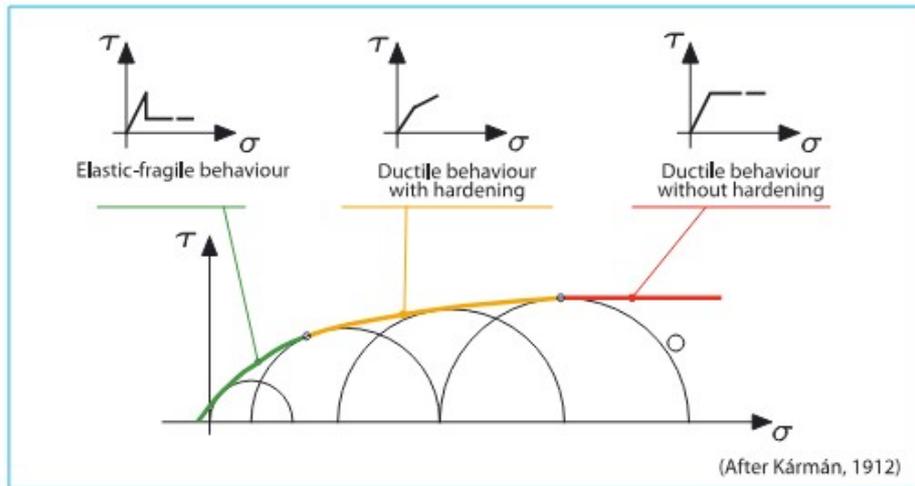
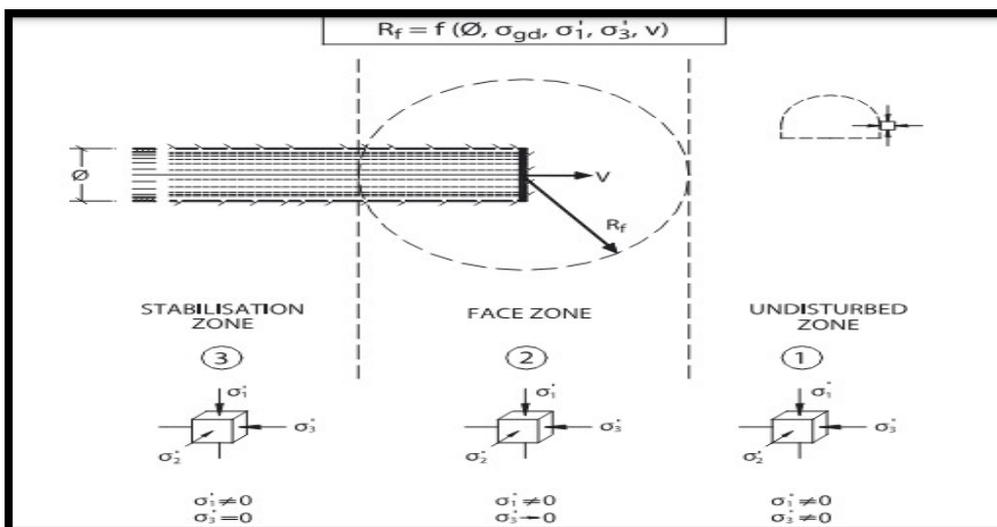


Figure IV.5 : Le même matériau peut atteindre la rupture avec différents types de comportement selon la plage de contrainte. [20]

Trois zones caractéristiques peuvent être identifiées lors de l'avancement d'un tunnel non doublé :

1. une zone non perturbée, où la masse rocheuse n'est pas encore affectée par le passage de la face ;
2. une zone de face de tunnel ou zone de transition, correspondant au rayon d'influence de la face, où sa présence a un effet considérable ;
3. une zone de stabilisation, où la face n'a plus d'influence et où la situation tend à se stabiliser (si possible).



Figures IV .6 : Les trois zones caractéristiques. [20] [19]

- Il est crucial de remarquer que lors du passage de la zone non perturbée à la zone de stabilisation, le matériau évolue d'un état triaxial à un état de contrainte plane, avec la zone de face jouant le rôle de transition. C'est ainsi la zone la plus critique pour l'ingénieur concepteur. C'est là que l'action de l'excavation perturbe le matériau, nécessitant une attention particulière pour une étude précise du tunnel. Cette analyse ne peut être effectuée sans recourir à des méthodes d'analyse tridimensionnelles. Les caractéristiques du matériau peuvent varier en fonction de sa nature intrinsèque (consistance naturelle), qui influe sur la morphologie de la croûte terrestre, ainsi que des contraintes subies à différentes profondeurs (consistance acquise), conditionnant ainsi sa réaction à l'excavation (fig.6)

3.2. L'action entreprise pour l'excavation

L'action correspond à l'ensemble des opérations réalisées pour excaver le sol. Elle se manifeste dans l'avancée de la face à travers le milieu. Il s'agit donc d'un phénomène nettement dynamique : l'avancée d'un tunnel peut être imaginée comme un disque (la face) qui progresse à travers la masse rocheuse avec une vitesse V , laissant un espace vide derrière lui. Cela provoque une perturbation dans le milieu, à la fois dans une direction longitudinale et transversale, qui perturbe les états de contrainte initiaux (Fig.7).

Dans cette zone perturbée, le champ de contraintes initial, qui peut être décrit par un réseau de lignes de flux, est dévié par la présence de l'excavation et se concentre à proximité de celle-ci, produisant une augmentation de la contrainte, ou, pour être plus précis, une augmentation du déviateur de contrainte. La taille de cette augmentation détermine l'amplitude de la zone perturbée pour chaque milieu (au sein de laquelle le sol subit une perte de propriétés géomécaniques avec une éventuelle augmentation conséquente de volume) et, par conséquent, le comportement de la cavité par rapport à la résistance de la masse rocheuse. [20]

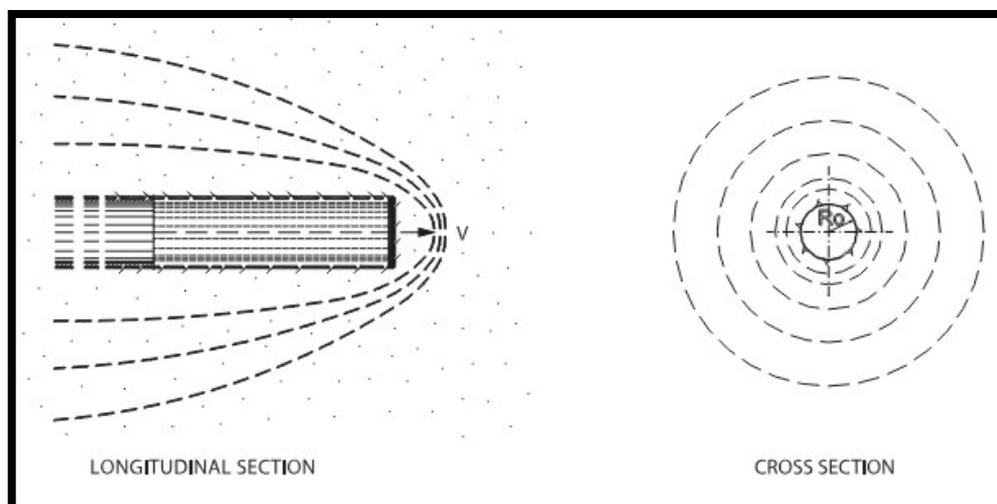


Figure IV.7 : propagation de perturbation au milieu excavé. [20]

3.3. La réaction attendue à l'excavation

La réaction est la réponse de déformation du milieu à l'action de l'excavation. Elle est générée en amont de la face à l'intérieur de la zone perturbée, suite à l'augmentation de la contrainte dans le milieu autour de la cavité. Elle dépend du milieu et de son état de contrainte (consistance), ainsi que de la manière dont l'avancée de la face est effectuée (action). Elle peut déterminer l'intrusion de matériau dans le tunnel à travers le profil théorique de l'excavation. L'intrusion est souvent synonyme d'instabilité des parois du tunnel. Trois situations de base peuvent se présenter (Fig.8). Si, lors du passage d'un état de contrainte triaxial à un état de contrainte plane pendant l'avancée du tunnel, la diminution progressive de la pression de confinement au niveau de la face ($\sigma_3 = 0$) produit une contrainte dans la plage élastique en amont de la face, alors le mur qui est libéré par l'excavation (la face) reste stable avec une déformation limitée et absolument négligeable. Dans ce cas, le canalisation des contraintes autour de la cavité (un "effet d'arc") est produit de manière naturelle près du profil de l'excavation. En revanche, si la diminution progressive de l'état de contrainte au niveau de la face ($\sigma_3 = 0$) produit une contrainte dans la plage élasto-plastique dans le sol en amont de la face, alors la réaction est également importante et le mur qui est libéré par l'excavation, la face, se déformera de manière élasto-plastique vers l'intérieur de la cavité et donnera lieu à une condition de stabilité à court terme. Cela signifie que, en l'absence d'intervention, la plastification est déclenchée, ce qui, en se propageant radialement.

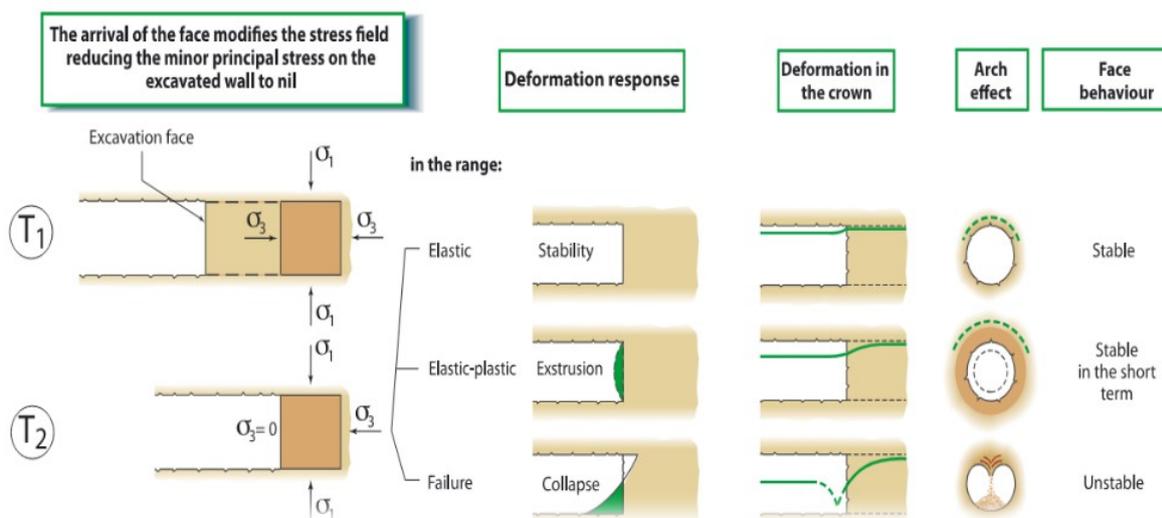


Figure IV. 8 : La réaction attendue à l'excavation

3.4. Le calcul des tunnels au tunnelier

Le calcul des tunnels traditionnels est généralement réalisé à l'aide de modélisations bidimensionnelles. La progression du creusement et l'installation différée du soutènement sont prises en compte par des modèles tels que celui du taux de déconfinement, qui augmente avec l'éloignement du front de taille. Le revêtement est simplement représenté par la raideur avec laquelle il réagit à la convergence du terrain à partir du moment où il est supposé plaqué contre celui-ci.

Dans le cas des tunnels creusés à l'aide de boucliers pressurisés, ce schéma n'est plus directement applicable. En effet, le taux de déconfinement dépend non seulement de la distance au front de taille, mais également de la pression de confinement appliquée devant le tunnelier et autour de la jupe dans le cas d'un confinement à la boue. De plus, le revêtement n'est pas directement plaqué contre le terrain, mais est relié à celui-ci par un produit de remplissage du vide annulaire, injecté sous pression. . [22]

4. Méthode d'Atkinson pour la Stabilité du Front de Taille

La méthode d'Atkinson est une approche analytique développée pour évaluer la stabilité du front de taille lors de l'excavation de tunnels. Elle se base sur les principes de la mécanique des sols et des structures pour fournir une estimation des pressions nécessaires pour maintenir la stabilité du front de taille.

4.1. Principes de la Méthode d'Atkinson

-Équilibre Limite : La méthode utilise les concepts de l'équilibre limite pour déterminer les conditions de stabilité du sol en face de l'excavation. Elle considère les forces et les moments agissant sur un bloc de sol hypothétique situé devant le front de taille.

-Paramètres de Sol : Les propriétés mécaniques du sol, telles que la cohésion (c), l'angle de frottement interne (φ), et la densité (γ), sont intégrées dans les calculs pour évaluer la capacité du sol à résister aux forces de déstabilisation.

-Pression de Confinement : La méthode évalue la pression nécessaire à appliquer par le tunnelier (TBM) pour équilibrer les forces déstabilisantes. Cela inclut la pression de confinement appliquée par la boue ou la terre excavée (dans le cas des TBM à pression de terre ou à boue).

-Facteur de Sécurité : Un facteur de sécurité (FS) est calculé pour évaluer la marge de sécurité contre l'effondrement du front de taille. Un FS supérieur à 1 indique une condition de stabilité acceptable.

4.2. Application de la Méthode d'Atkinson

La méthode peut être appliquée de la manière suivante :

-Détermination des Paramètres de Sol : Collecter des données géotechniques précises sur le site du tunnel, incluant des essais de laboratoire pour déterminer c , ϕ , et γ .

Chapitre IV : Analyse de la stabilité du tunnel avec les méthodes analytique

-Analyse de l'Équilibre Limite : Utiliser les équations de l'équilibre limite pour analyser les forces agissant sur un bloc de sol hypothétique situé devant le front de taille. Cela inclut les forces de gravité, les forces de cohésion, et les forces de frottement.

-Calcul de la Pression de Confinement : Déterminer la pression de confinement nécessaire pour équilibrer les forces déstabilisantes. Cette pression est calculée en fonction des paramètres de sol et de la géométrie de l'excavation.

-Évaluation du Facteur de Sécurité : Calculer le facteur de sécurité pour vérifier si la pression de confinement appliquée est suffisante pour maintenir la stabilité du front de taille. Ajuster les paramètres du tunnelier si nécessaire.

4.3. Avantages et Limitations

A . Avantages :

-Simplicité : La méthode d'Atkinson offre une approche relativement simple et rapide pour évaluer la stabilité du front de taille.

-Utilisation généralisée : Elle peut être appliquée à différents types de sols et conditions de site.

B . Limitations :

-Approche Conservatrice : La méthode peut parfois être trop conservatrice, nécessitant des pressions de confinement plus élevées que nécessaire.

-Hypothèses Simplificatrices : Elle repose sur des hypothèses simplificatrices qui peuvent ne pas capturer toute la complexité des conditions réelles du sol.

➤ une relation a été déduite des travaux d'Atkinson pour la pression de confinement P assurant la stabilité latérale d'un tunnel circulaire :

$$= K_p / K_p^2 - 1$$

(1)

$$K_p = 1 + \sin\alpha\phi / 1 - \sin\alpha\phi = \tan^2(\pi/4 + \phi/2) \quad (2)$$

ϕ = l'angle de frottement intergranulaire ;

D = diamètre du tunnel ;

γ = densité du sol.

La prise en compte d'une pression hydrostatique (niveau de nappe supérieur à l'axe) se fait en appliquant cette relation à la contrainte effective et en y ajoutant la pression hydrostatique à l'axe :

$$P = D \gamma' K_p / K_p^2 - 1 \quad (3)$$

Avec $\gamma' = \gamma - \gamma_w = \gamma - 10 \text{ kN/m}^3$. On obtient ainsi une valeur moyenne de pression à répartir entre la voûte et le radier en fonction de la variation de pression hydrostatique sur la hauteur de la section. [24]

4.4. Calcul de front de taille du tronçon 3 par la méthode d'Atkinson en trois sections

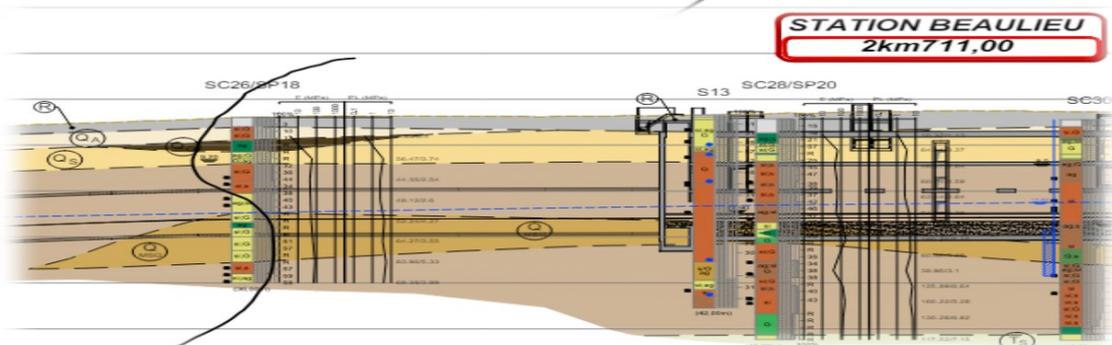
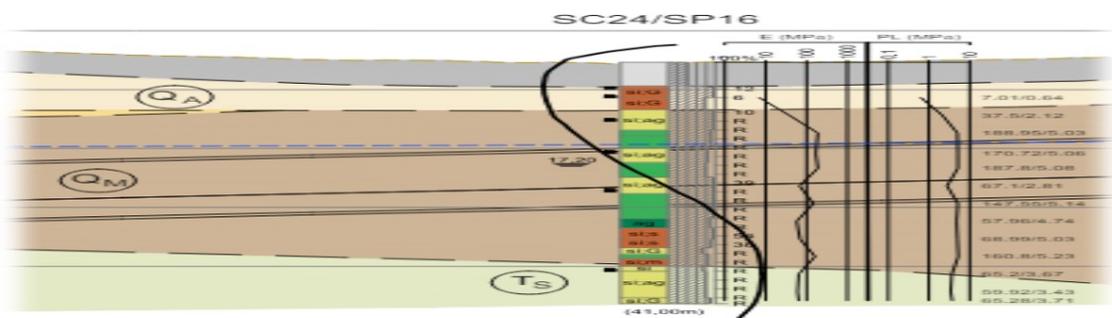
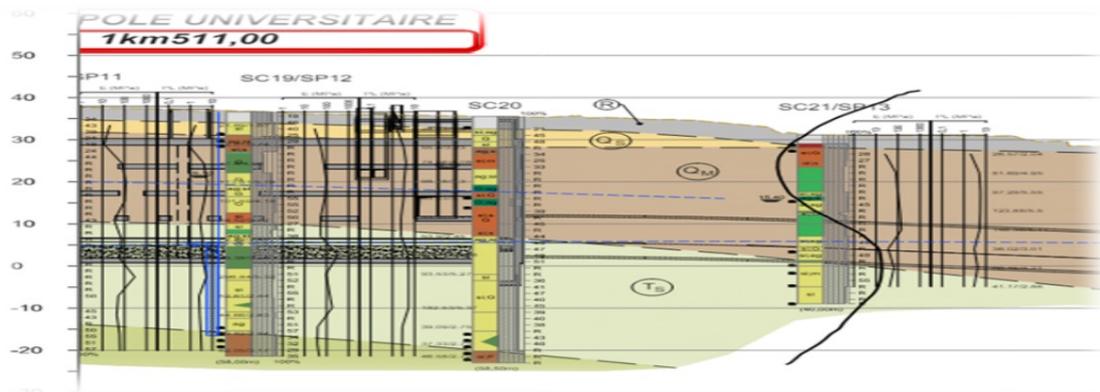


Figure IV. 9 : Les trois sections au long de tronçon 3

. Première section :

Tableau IV. 13 : Calcul de front de taille de première section

| Formation | QM | Ts |
|---|---|---|
| $\gamma_h(\text{KN/m}^3)$ | 20 | 20.7 |
| $\gamma_d(\text{KN/m}^3)$ | 18.7 | 17.9 |
| $\varphi'(^{\circ})$ | 24 | 33 |
| $\gamma'(\text{KN/m}^3)$ | 10 | 10.7 |
| D(m) | 10.5 | 10.5 |
| Kp | 2.37 | 3.39 |
| La pression hydrostatique P (KN/m ²) | $10 \cdot 10.5 \cdot 2.37 / 2.372 - 1 =$ 53.89 | $10.7 \cdot 10.5 \cdot 3.39 / 3.39^2 - 1 =$ 36.3 |

.Deuxième section :

Tableau IV.14 : Calcul de front de taille de deuxième section

| Formation | QA | QM | Ts |
|---|-------|-------|-------|
| $\gamma_h(\text{KN/m}^3)$ | 21.2 | 19.75 | 21 |
| $\gamma_d(\text{KN/m}^3)$ | 17.74 | 15.82 | 18 |
| $\varphi'(^{\circ})$ | 27 | 24 | 33 |
| $\gamma'(\text{KN/m}^3)$ | 11.2 | 9.75 | 11 |
| D(m) | 10.5 | 10.5 | 10.5 |
| Kp | 2.66 | 2.37 | 3.39 |
| La pression hydrostatique P (KN/m ²) | 51.48 | 52.55 | 37.31 |

. Troisième section :

Tableau IV.15 : Calcul de front de taille de troisième section

| Formation | QA | QG | QS | QM | QM _{sg} |
|---|-------|-------|-------|-------|------------------|
| $\gamma_h(\text{KN/m}^3)$ | 21 | 20 | 21 | 20.97 | 19.86 |
| $\gamma_d(\text{KN/m}^3)$ | 17 | 16 | 18 | 16.89 | 16.16 |
| $\varphi'(^{\circ})$ | 27 | 23 | 33 | 24 | 24 |
| $\gamma'(\text{KN/m}^3)$ | 11 | 10 | 11 | 10.97 | 9.86 |
| D(m) | 10.5 | 10.5 | 10.5 | 10.5 | 10.5 |
| Kp | 2.66 | 2.28 | 3.39 | 2.37 | 2.37 |
| La pression hydrostatique P (KN/m ²) | 50.56 | 57.02 | 37.31 | 59.12 | 53.14 |

4.5. Calcul par la Méthode d'Atkinson et Mair

La méthode d'Atkinson et Mair, développée par Atkinson et Mair en 1982, est une extension et une amélioration de la méthode d'Atkinson. Elle inclut des considérations supplémentaires sur la déformation du sol et les pressions interstitielles. Cette méthode tient compte des pressions interstitielles et de la perméabilité du sol, ainsi que des déformations élasto-plastiques du sol autour du front de taille. [25]

. Sols cohésifs (situation non drainée) :

$$\sigma_{Tc} = \sigma_s + \gamma \cdot D \cdot (1 + 2 \cdot \frac{C}{D}) - T_c \cdot C_u \quad 4$$

Où : σ_{Tc} : poussée qui provoque la chute du front (contrainte de soutien) ;

σ_s : surcharge en surface ;

C : recouvrement du tunnel ;

D : diamètre du tunnel ;

T_c : facteur adimensionnel ;

C_u : résistance au cisaillement non drainé terrain

Tableau IV. 16 : Calcul la contrainte qui provoque la chute du front de taille.

| Formation | QM |
|---------------------------------------|--------|
| cu (kPa) | 147 |
| γ (kN/m ³) | 17 |
| D (m) | 10.5 |
| C (m) | 19 |
| σ_s (kN/m ²) | 18 |
| C/D | 1.8 |
| T_c | 2 |
| S= σ_{TC} (KN/m ²) | 134.55 |

5. Méthode convergence confinement pour la stabilité de parois de tunnel

5.1. Principe de la méthode

Cette méthode permet de modéliser l'interaction entre le terrain et le soutènement pendant et après l'excavation du tunnel. Elle est particulièrement utile pour comprendre comment le terrain se comporte en réponse à l'excavation et comment le soutènement contribue à stabiliser les déformations.

- Convergence :
 - La convergence fait référence aux déformations ou mouvements radiaux du terrain vers l'intérieur du tunnel. Lorsque le tunnel est creusé, le sol environnant a tendance à se déplacer vers l'espace vide créé par l'excavation.
 - Ces mouvements peuvent être mesurés en termes de réduction du diamètre du tunnel ou de déformations radiales.
- Confinement :
 - Le confinement représente la pression exercée par le soutènement (par exemple, revêtement en béton, boulonnage, etc.) pour résister aux déformations du sol.
 - La pression de confinement est nécessaire pour stabiliser les déformations et prévenir l'effondrement du tunnel. [22]

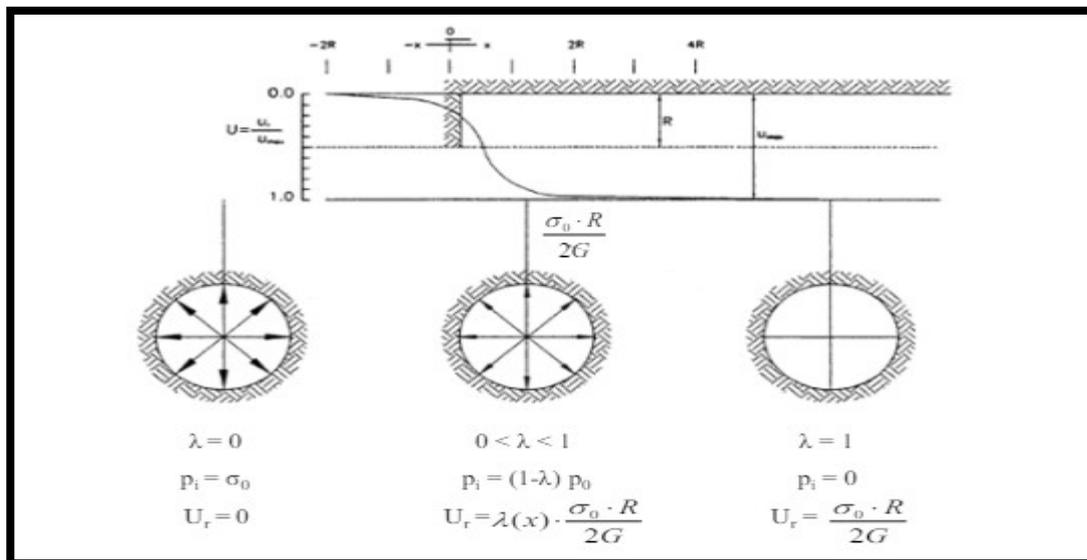


Figure IV.10 : Variation du taux de déconfinement, de la pression et du déplacement radial en fonction de la distance au front de taille [19]

La pression P_i varie selon la relation suivante :

$$P_i = (1 - \lambda) \sigma_0 \quad (5)$$

Chapitre IV : Analyse de la stabilité du tunnel avec les méthodes analytiques

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 élasto-plastique 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]).

De nombreux auteurs se sont également intéressés à la formulation du déplacement radial dans un milieu élasto-plastique. Panet et Guenot [1982] ont relié le taux de déconfinement, et donc le déplacement, à la valeur du rayon plastique, Bernaud, Corbetta et Minh [1991] ont proposé un principe de similitude afin de déterminer la fonction $U_r(x)$ à partir de la courbe correspondante en élasticité, Carranza-Torres et al [2000] ont fourni une formulation exponentielle du déplacement radial dans le cas d'un massif avec critère de rupture Hoek-Brown. Un autre moyen pour représenter la méthode convergence-confinement est la ligne caractéristique de la cavité. Elle décrit la relation existante entre la pression interne p_i et le déplacement radial U_r . [19]

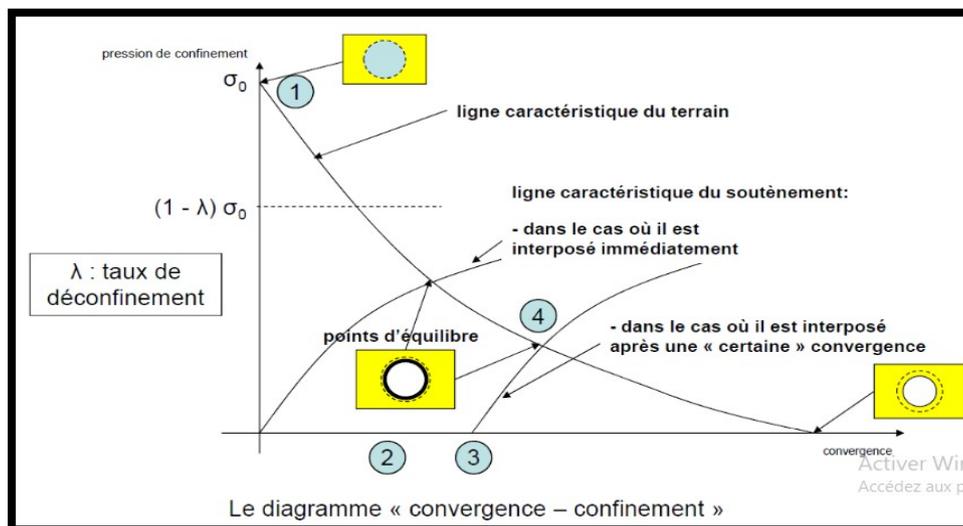


Figure IV.11 : Le diagramme convergence-confinement [26]

La méthode comporte quatre étapes :

- Courbe caractéristique du terrain.
- Convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement.
- Courbe caractéristique de soutènement.

- Quatrième étape : Equilibre final

5.2. Calcul de formation du tronçon 3 (sec 1)

- a) Courbe caractéristique du terrain (la courbe de convergence) : il est la courbe donnant la valeur du déplacement sur la paroi en fonction de la pression fictive P_i , et en l'absence de soutènement.

Les données :

R : Rayon de l'excavation ;

E : module de young ;

ν : Coefficient de poisson ;

C : Cohésion ;

φ : Angle de frottement interne ;

γ : Poids volumiques du massif dans la zone décomprimée ;

σ_0 : Contrainte initiale de massif.

Tel que :

R_c : la résistance en compression simple des terrains,

$$R_c = \quad \quad \quad (6)$$

K_p : Coefficient de butée

$$K_p = \tan^2(\pi/4 + \varphi/2) = 1 + \sin \varphi / 1 - \sin \varphi \quad (7)$$

- Si $\sigma_0 \leq R_c/2$: le comportement est élastique et le creusement n'entraîne pas de déformations plastiques. Calcul du déplacement à la paroi pour une pression de soutènement nul.

$$U_0 = (1 + \nu) \sigma_{0,R} / E \quad (8)$$

La courbe caractéristique est une droite passant par les deux points de coordonnées :

$$P = \sigma_0$$

$$P = 0$$

$$U = 0$$

$$U_0 = (1 + \nu) \sigma_{0,R} / E \quad (9)$$

- Si $\sigma_0 \geq R_c/2$ Calcul de la pression d'apparition de la zone en état limite de rupture P_α du taux de déconfinement λ_α et des déplacements à la paroi U_α correspondant.

$$P_\alpha = \sigma_0(1 - \sin \varphi) - c \cdot \cos \varphi = (\sigma_0 - R_c/2) \cdot 2 / (K_p + 1) = (\sigma_0 - R_c/2)(1 - \sin \varphi). \quad (10)$$

$$\lambda_\alpha = \sigma_0 - P_\alpha / \sigma_0 \quad (11)$$

$$U_\alpha = \lambda_\alpha \cdot U_0 \quad (12.)$$

Lorsque les caractéristiques du terrain évoluent avec le temps, on trace deux courbes enveloppes, l'une avec les caractéristiques à court terme du terrain, l'autre avec les caractéristiques à long terme.

- Pour $p_a < p < \sigma_0$ la courbe caractéristique est un segment de droite.

Chapitre IV : Analyse de la stabilité du tunnel avec les méthodes analytique

- Pour $p < p_a$ calcul de la courbe point par point selon la loi de comportement choisie

$$U(\lambda) = (1-\lambda) \sigma_0 \quad (13).$$

$$U(\lambda) = (1+\nu/E) \lambda_\alpha \sigma_0 \frac{1}{1+\alpha} [2. (R_p(\lambda)/R)^{1+\alpha} - 1 + \alpha] R \quad (14)$$

$$R_p(\lambda)/R = [15]$$

Tel que :

α : Coefficient de dilatation.

- $\alpha = 1$ La déformation plastique se produit à volume constant.
- $\alpha > 1$ Il se produit par dilatance une augmentation de volume.

R_p : Rayon plastique.

b) Convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement. Cette valeur donne le point de départ de la courbe caractéristique du soutènement :

$$U_{so} > 0.265 U_0 \quad (16)$$

c) Courbe caractéristique du soutènement : Il faut déterminer la raideur du soutènement choisi et la pression maximale de soutènement (état limite admissible ou état limite de rupture) pour déterminer le déplacement U puis tracer la courbe.

$$P = \sigma_0 \quad p = 0$$

$$U = 0 \quad U_0 = (1 + \nu) \sigma_0 R / E \quad (17).$$

Tableau IV .17 : Calcul les parois par la méthode de convergence-confinement

Formation QM : ce tableau représente des calculs analytiques sur la première section

| | | | | | |
|---------------------------------|-------|------------------|--------|---------------------|-------|
| γh (KN/m ³) | 20.24 | H(m) | 21 | C' (Kpa) | 46 |
| γd (KN/m ³) | 17.16 | D(m) | 10.5 | ν | 0.3 |
| E' (Kpa) | 58000 | R(m) | 5.25 | A (m ²) | 86.54 |
| K0 | 0.6 | $\sigma'v$ (Kpa) | 383.88 | Φ' (°) | 24 |

Résultats :

| | |
|-------------|-------|
| R_c (MPa) | 0.142 |
|-------------|-------|

| | |
|-------------------|--------|
| K_p | 2.37 |
| $P_a(\text{MPa})$ | 0.186 |
| λ_a | 0.52 |
| $U_0(\text{m})$ | 0.045 |
| $U_a(\text{m})$ | 0.0234 |

| | | | | | | |
|------------------|--------|-------|-------|-------|-------|------|
| $U(\lambda)$ mm | 0 | 25.41 | 31.77 | 42.34 | 59.97 | 93.5 |
| $P(\lambda)$ Kpa | 383.88 | 153.6 | 115.2 | 76.8 | 38.4 | 0 |

NB* :

| | | | | | | |
|-----------|---|-----|-----|-----|-----|---|
| λ | 0 | 0.6 | 0.7 | 0.8 | 0.9 | 1 |
|-----------|---|-----|-----|-----|-----|---|

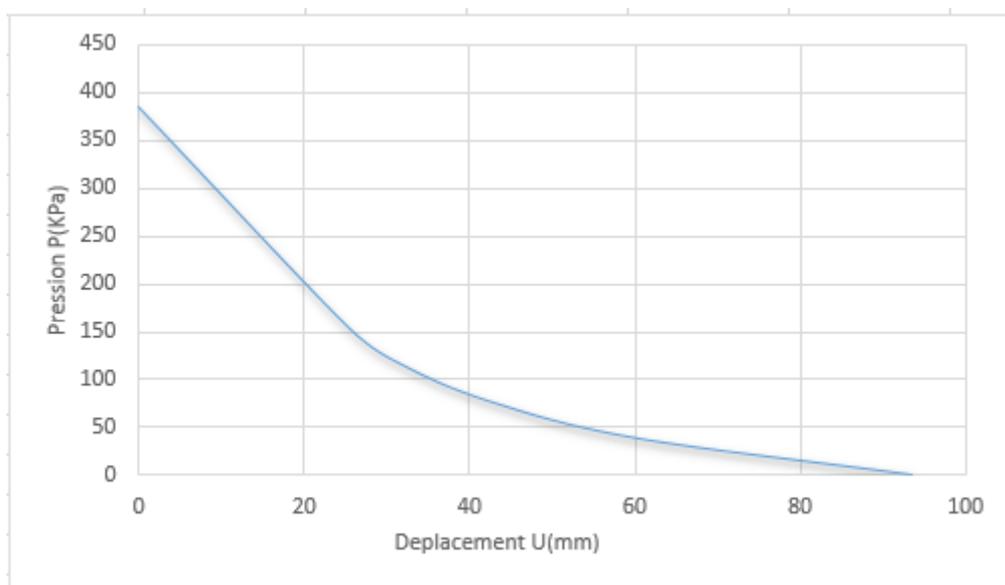


Figure IV.12 : Courbe caractéristiques du terrain pour la section 1 du tronçon 3(courbe de convergence).

Courbe caractéristique du soutènement :

Béton armé pour les voussoirs préfabriqués

- $P=0$ $p= 383.88$
- $U=0$ $U_0 = (1+ \nu) \sigma_0.R/E =0.045$

Tableau IV.18 : Les caractéristiques du béton armé pour les voussoirs préfabriqués

| E (Mpa) | F_{cm} (Mpa) | ϵ_{c1} (%) | ϵ_{cu1} (%) |
|-----------|----------------|---------------------|----------------------|
| 35000 | 48 | 0.23 | 0.35 |

F_{cm} : la résistance ultime.

$\epsilon_{c1}(\%)$: la déformation qui correspond la résistance ultime.

Chapitre IV : Analyse de la stabilité du tunnel avec les méthodes analytique

$\epsilon_{c1}(\%)$: la déformation ultime

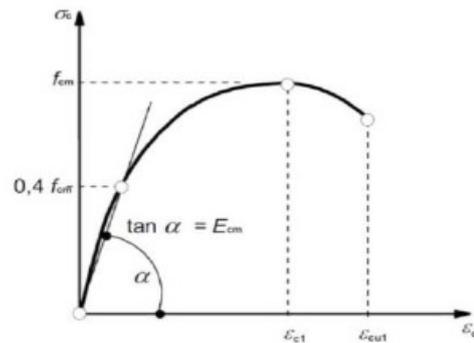


Figure IV .13 : Diagramme de pression-déformation de la compression de béton

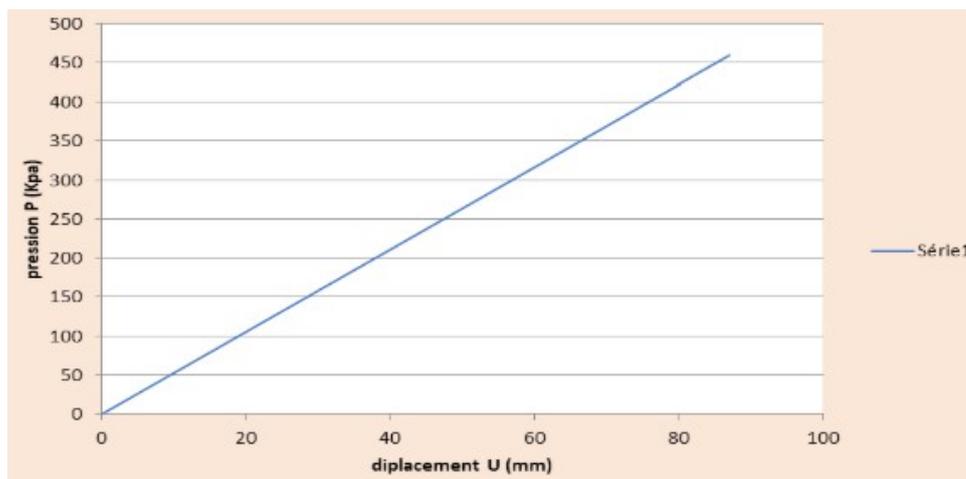


Figure IV.14 : Courbe caractéristiques du soutènement (courbe de confinement).

.Calcul de point de départ de la courbe caractéristique du soutènement

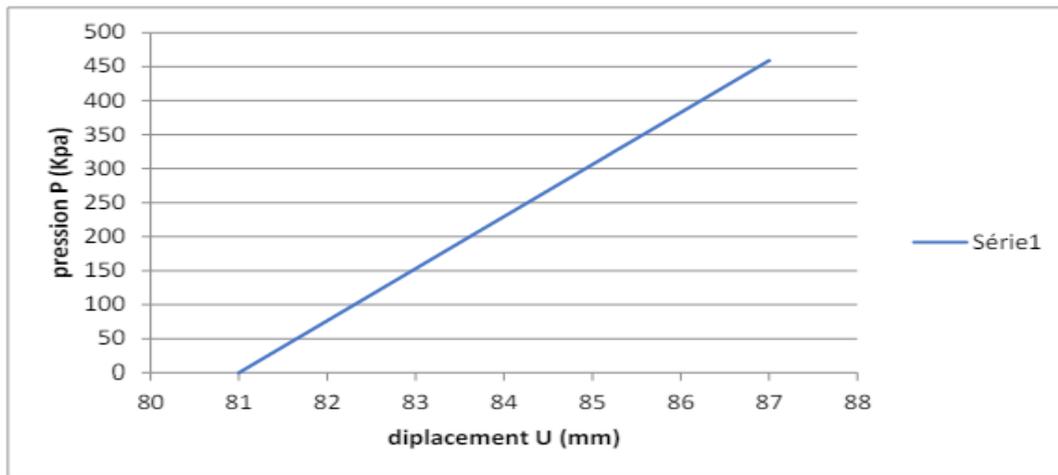


Figure IV.15 : Courbe caractéristiques du soutènement au point de départ (courbe de confinement)

5.2. Calcul par logiciel RocSupport

RocSupport est un logiciel de la suite Rocscience spécifiquement conçu pour l'analyse rapide et la conception des soutènements de tunnels circulaires en faible profondeur . Il permet aux ingénieurs de réaliser des analyses préliminaires de la stabilité des tunnels et d'évaluer les besoins en soutènement.

Principales Caractéristiques de RocSupport

- **Modèle d'Interaction Sol-Soutènement :**
 - RocSupport utilise la méthode de convergence-confinement pour analyser l'interaction entre le sol (ou la roche) et le soutènement. Cette méthode simplifie le problème tridimensionnel en un problème bidimensionnel, facilitant ainsi une analyse rapide et efficace.
- **Entrée de Données Géotechniques :**
 - Les utilisateurs peuvent entrer des paramètres géotechniques tels que la cohésion, l'angle de frottement interne, le module d'élasticité, et les contraintes initiales du terrain.
 - Les propriétés du soutènement, y compris la rigidité et la résistance des éléments de soutènement, peuvent également être spécifiées.
- **Courbes de Convergence-Confinement :**
 - Le logiciel génère des courbes de convergence-confinement qui montrent la relation entre la pression de confinement et la déformation radiale du tunnel.

- Ces courbes permettent d'identifier les points d'équilibre où le soutènement peut stabiliser les déformations du tunnel.

- Analyse de Différents Types de Soutènement

Dans ROCSUPPORT, deux méthodes de résolution sont disponibles :

a) La solution Duncan Fama : basée sur la Critère de défaillance de Mohr-Coulomb, qui permet à l'utilisateur pour définir la résistance et la déformation, les caractéristiques en termes de : Résistance à la compression ; Angle de frottement ; Module de Young ; Le coefficient de Poisson.

b) La solution Caranza-Torres : basée sur la Critère Hoek-Brown, qui permet à l'utilisateur de définir la résistance et la déformation de la masse rocheuse caractéristiques en termes de : Résistance à la compression ; geological strength index (GSI) ; Constante de roche intacte m_i ; Angle de dilatation ; Le coefficient de Poisson. [27]

Chapitre IV : Analyse de la stabilité du tunnel avec les méthodes analytique

- Dans la boîte de dialogue ou la barre d'outils, l'utilisateur peut choisir entre une analyse déterministe ou probabiliste.



- Une analyse déterminée : signifie simplement que toutes les entrées les variables sont supposées être connues «exactement». Il en résulte une solution unique pour toutes les sorties de programme, comprenant :

- la courbe de réaction du sol ;
- Rayon de la zone en plastique ;
- Pression d'équilibre (si le support est installé) ;
- Facteur de sécurité (pour le support). [27]

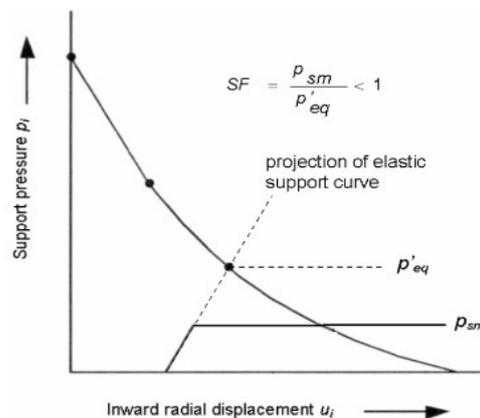
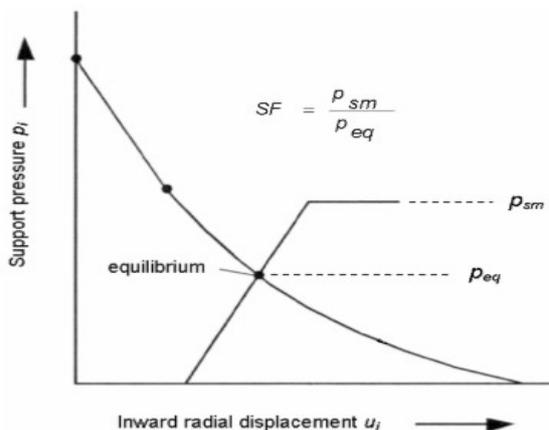


Figure 1-7: Definition of Factor of Safety < 1.

Figure IV.16 : Définition FS>1 [27]

Figure IV.17 : FS<1 [27]

Introduction des données :

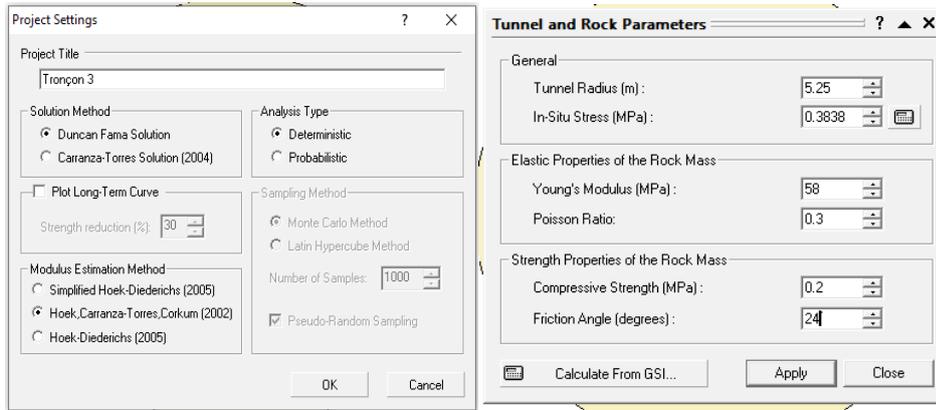


Figure IV.17 : Fenêtres d'introduction de données de terrain et de tunnel

Chapitre IV : Analyse de la stabilité du tunnel avec les méthodes analytique

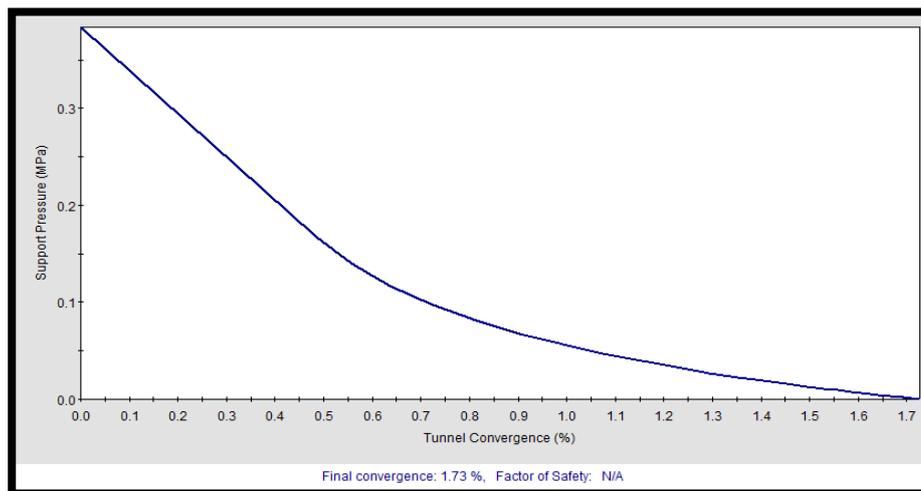
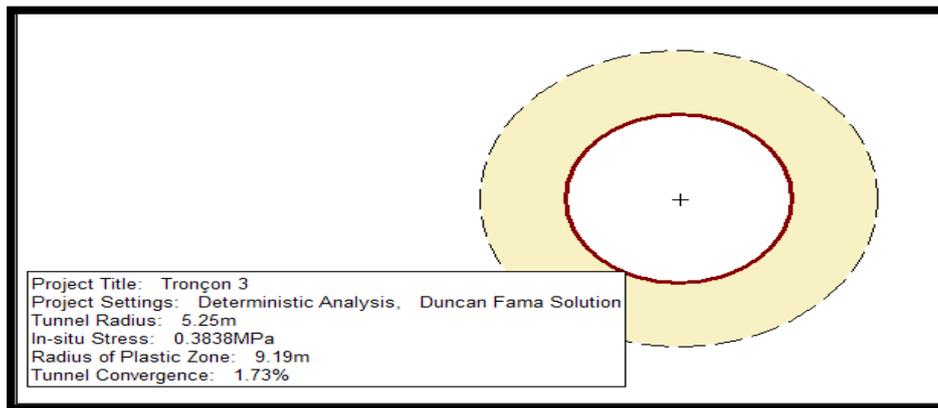


Figure IV.18 : Zone plastique et zone élastique autour tunnel sans soutènement

Figure IV.19 : Courbe de réaction de terrain sans soutènement

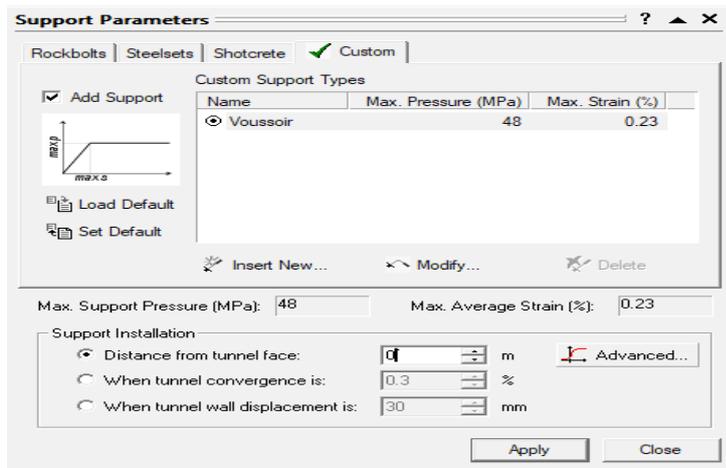


Figure IV.20 : Introduction de caractéristiques de soutènement

Chapitre IV : Analyse de la stabilité du tunnel avec les méthodes analytique

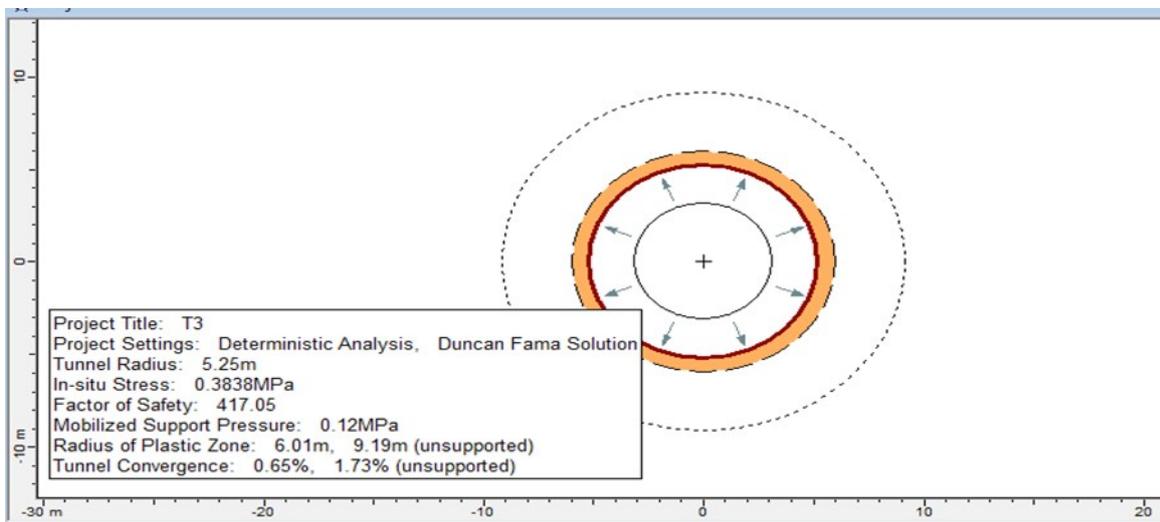


Figure IV.21: Réaction de terrain avec soutènement (à distance de 1.4 m de front de taille)

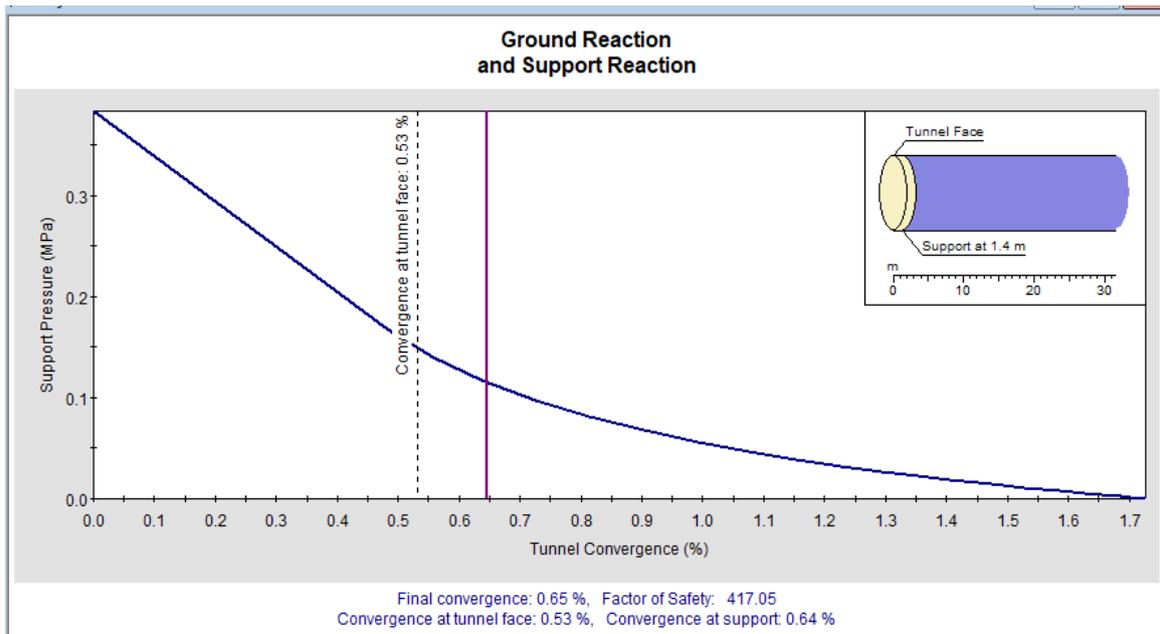


Figure IV.22 : Courbe réaction de terrain avec soutènement (à distance de 1.4 m de front de taille)

Chapitre IV : Analyse de la stabilité du tunnel avec les méthodes analytique

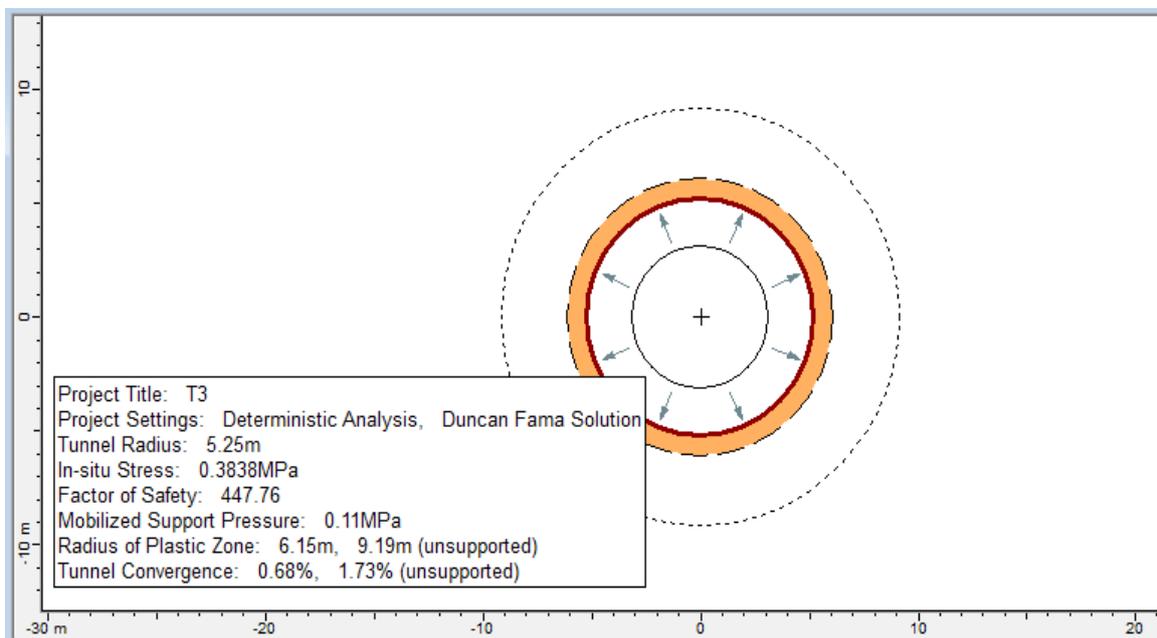


Figure IV.23 : Réaction de terrain avec soutènement (à distance de 1.8 m de front de taille)

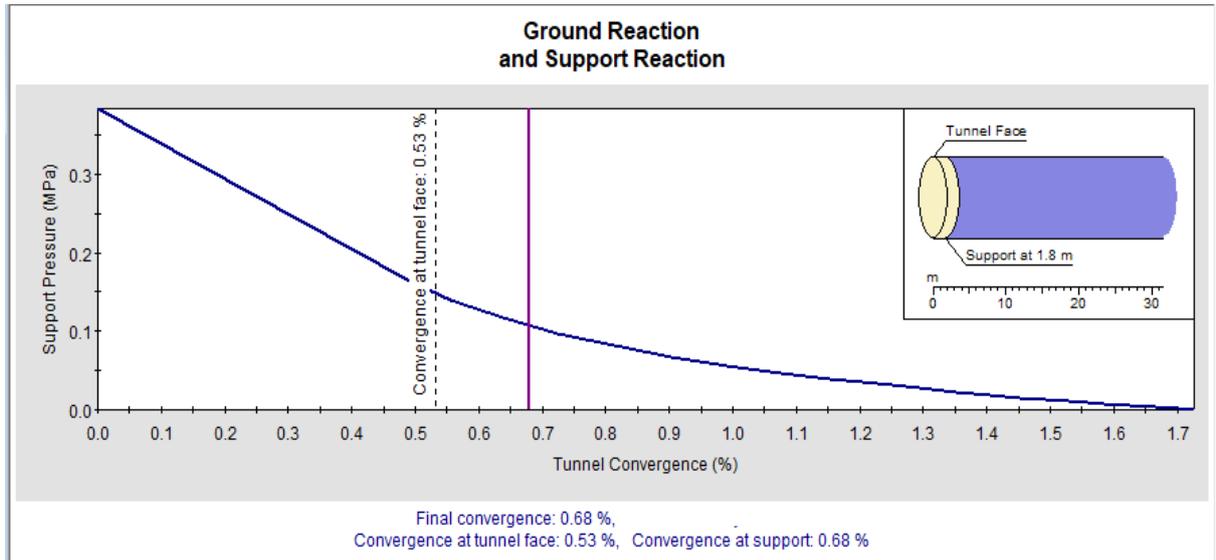


Figure IV.24 : Courbe réaction de terrain avec soutènement (à distance de 1.8 m de front de taille)

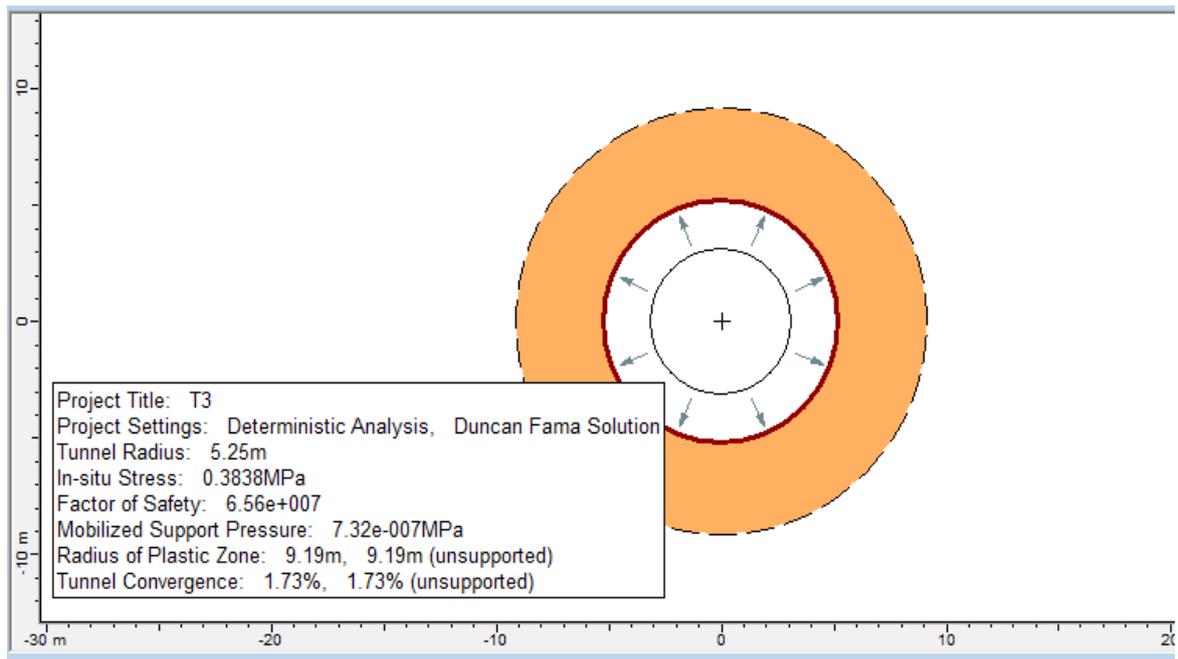


Figure IV.25 : Réaction de terrain avec soutènement (pour convergence de 1.73%)

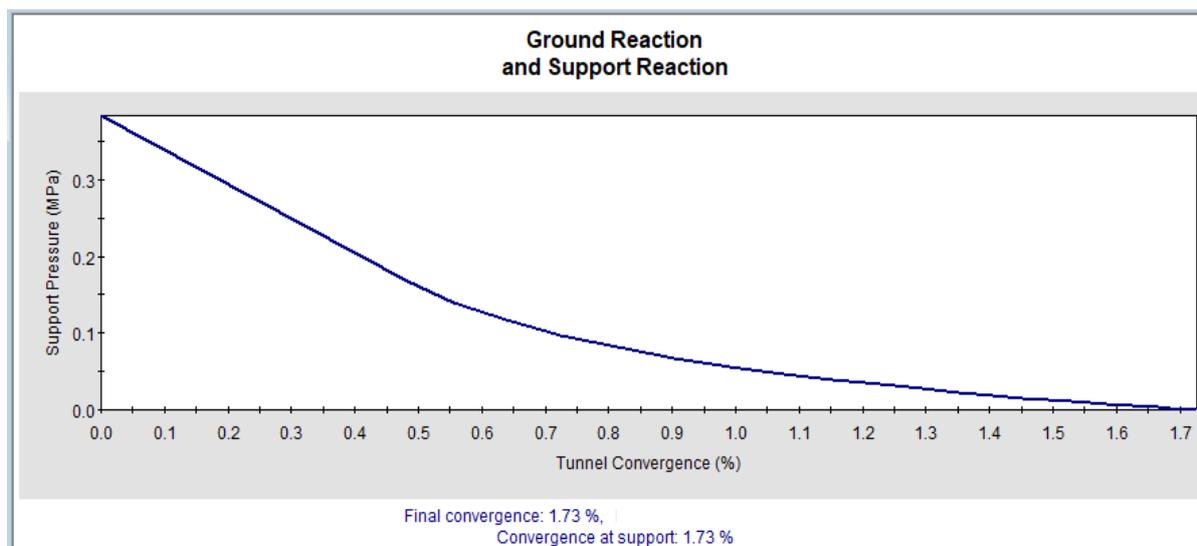


Figure IV.26 : Courbe réaction de terrain avec soutènement (pour convergence de 1.73%)

6. Tassement en Surface

La prévision des tassements induits par le creusement d'un tunnel en milieu urbain est un enjeu crucial, depuis l'avant-projet jusqu'au suivi des travaux. Les calculs par éléments finis bidimensionnels sont couramment utilisés pour modéliser le creusement au tunnelier (Wedekin et al. , 2012). Ces méthodes permettent de simuler le processus de creusement, ainsi que le comportement mécanique du terrain et des structures environnantes (bâtiments, réseaux et/ou infrastructures). L'analyse des risques associés au creusement permet de déterminer une valeur appropriée de la pression de confinement. [28]

Traditionnellement, l'estimation préliminaire des tassements repose sur l'observation, telle que formulée par Peck en 1969 à partir de travaux réels. Cette approche fournit le tassement final, c'est-à-dire le tassement observé bien derrière le front de taille. L'avantage de cette méthode est qu'elle réduit le problème de l'estimation des tassements à deux paramètres scalaires : le tassement maximum S_{max} sur l'axe, et le paramètre i , qui définit la largeur de la cuvette (en réalité, la position du point d'inflexion de la courbe de tassement, où le tassement est d'environ 60 % de S_{max}).

Plusieurs auteurs ont proposé des corrélations, basées sur l'analyse de nombreux chantiers, permettant d'estimer le paramètre i en fonction du type de terrain traversé, de la profondeur de l'axe du tunnel, et de son diamètre. La détermination de S_{max} est plus complexe : elle repose souvent sur des bilans volumétriques reliant le volume de la cuvette de tassement et le volume des pertes de sol en souterrain, une estimation souvent difficile. Cette difficulté limite l'utilité pratique de la formule de Peck pour prévoir les tassements, étant donné qu'il est rare qu'un nouveau projet soit réalisé dans une formation géologique et avec une technique comparables à celles d'un chantier pour lequel les paramètres S_{max} et i de la cuvette de Peck sont bien connus. En particulier, les techniques de construction modernes, comme l'utilisation d'un tunnelier, rendent cette approche moins pertinente. Il a été fréquemment observé que les tassements en surface adoptent une forme caractéristique, comme illustré dans la figure ci-dessous. Cette courbe est connue sous le nom de cuvette de tassements ou cuvette d'Attewell. [29]

En général, lors des récentes expériences d'excavation de tunnels dans des sols mous, il a été observé que les tassements évoluent rapidement entre 3 et 7 jours après le passage du front d'excavation, atteignant entre 0 et 20 % du tassement final au moment du passage du front. Parfois, de petits soulèvements ont été enregistrés lorsque l'excavation était réalisée avec des tunneliers EPB utilisant la pression de terres au front. [29]

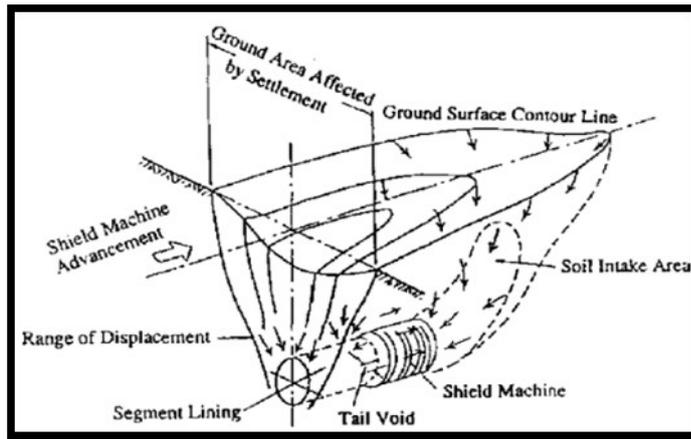


Figure IV.27 : Distribution des tassements dans les sols d'alluvions cohésifs (Attewell 1978) [29].

6.1. Perte de section

Comme il a été déjà mentionné, l'excavation d'un tunnel modifie l'état des tensions d'origine du sol, et une relaxation se produit des tensions normales dans la zone qui intègre le tunnel. Le volume de sol décomprimé qui s'introduit dans l'excavation d'origine, exprimée en termes de longueur unitaire du tunnel est appelée "perte de section"

$$(V_o). V_o = A - A_D \quad (18)$$

Où: V_o = Perte de section du tunnel [m^3/ml].

A = Aire de la section initiale de l'excavation [m^2].

A_D = Aire de la section déformée de l'excavation [m^2].

Parfois ceci est exprimé en pourcentage de la section transversale excavée.

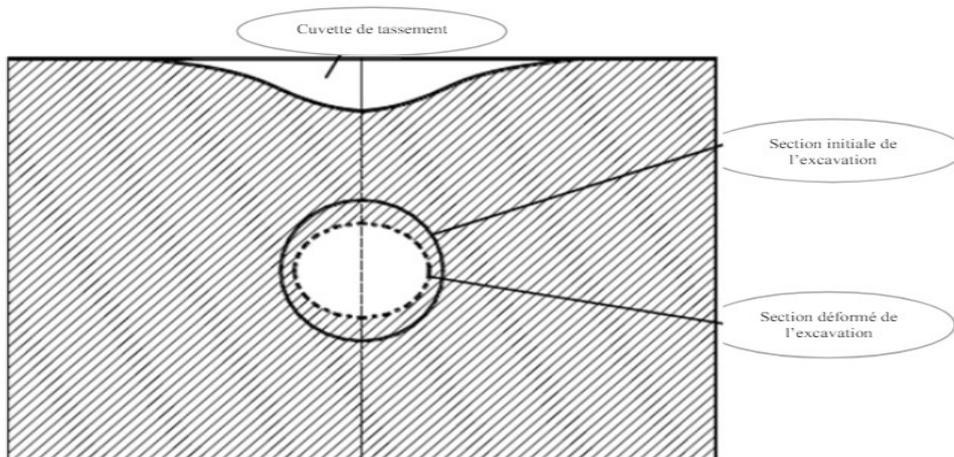


Figure IV.28 : Déformation dans le tunnel et en surface [29].

V_o dépend de plusieurs facteurs, notamment : le type de sol, la dimension du tunnel et sa profondeur, la vitesse d'avancement du front d'excavation, le facteur de stabilité et le système de construction [29].

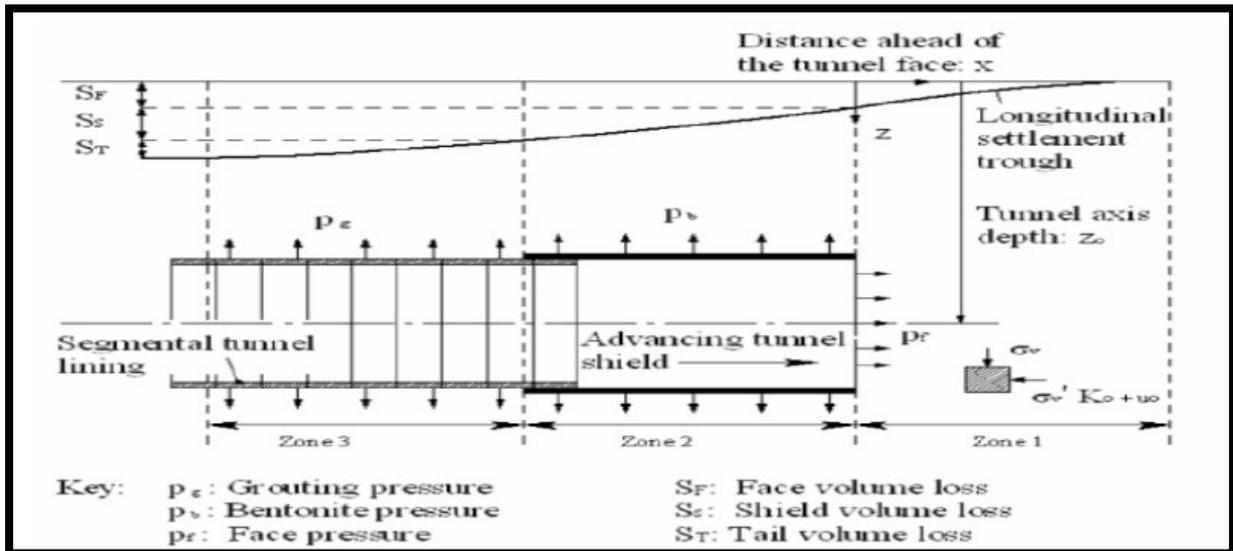


Figure IV.29 : Définition des éléments qui interviennent dans la perte de volume [29].

6.2. Volume de tassement et perte de terrain

La perte de la section du tunnel peut être transmise rapidement à la surface du terrain, bien que les mouvements deviennent atténués avec une distance croissante du tunnel. Le volume compris entre les positions initiale et finale de la surface du terrain est appelé "volume de tassement" (V_s) et est exprimé par unité de longueur du tunnel. V_s = "Volume de tassement en surface" [m^3/ml].

Parfois, il est exprimé en pourcentage de la zone excavée et elle alors appelée "perte de terrain" (ground or volume loss), V_L [29].

$$V_L(\%) = 100 \cdot V_s (M^3 / ml) / A (m^2) \quad (19)$$

Le marge de de V_L peut être :

- Sols rigides : $V_L = 0,5\% - 2,0\%$.
- Sols molles : $V_L =$ jusqu'à un $5,0\%$

6.3. . Mouvements verticaux surfaces transversales

A. Lois d'tassements

Depuis que Peck (1969) fit public ses travaux dans le Congrès de la Société Internationale de mécanique des Sols (Mexique ,1969), la méthode la plus utilisée pour évaluer le profil des tassements superficiels, et leur grandeur, se base sur l'hypothèse de loi de tassement 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 tassements, en fonction de la distance "x" à l'axe du tunnel, acquière la suivante forme :

$$S(x) = S_{\max} \cdot \quad (20)$$

Où : $S(x)$ = tassement vertical

S_{\max} = tassement maximal.

x = Distance du point où est évalué le tassement à l'axe du tunnel.

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

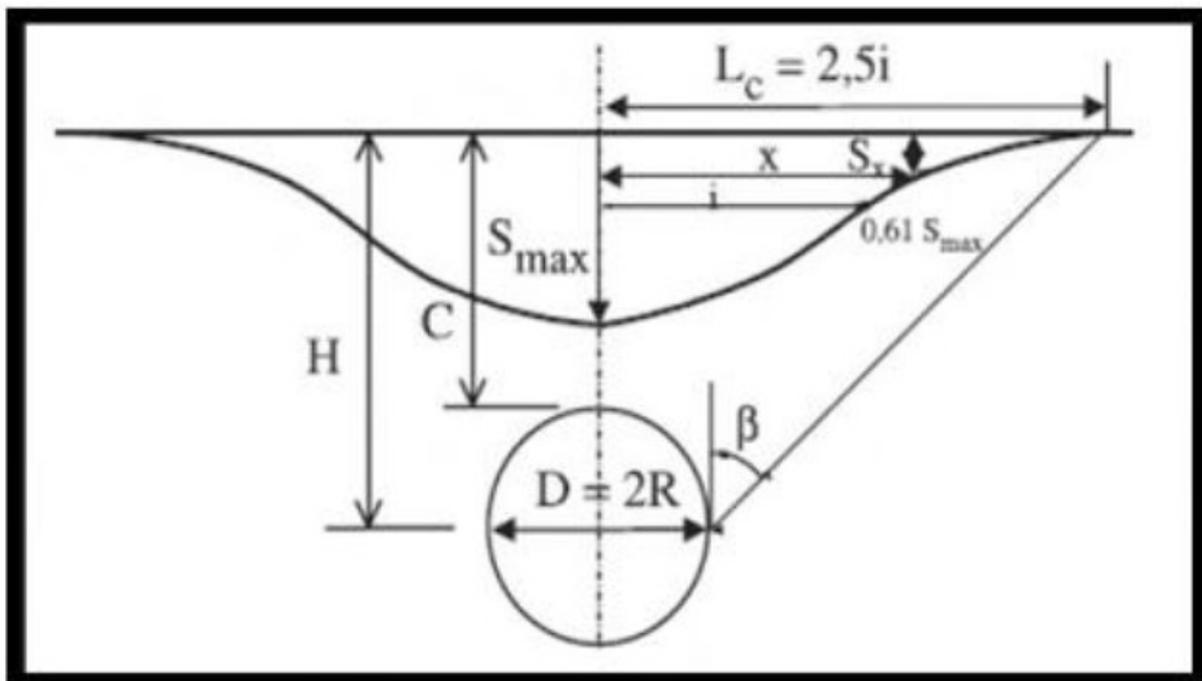


Figure IV.30 : Loi normalisée pour représenter la distribution transversale des tassements (PECK 1969). [30]

Cette fonction est très similaire à celle des tassements mesurés en réalité, pour la plupart des sols indépendamment du système d'excavation utilisé. En outre, elle est définie par deux seuls paramètres, ce qui simplifie le problème. Cependant, dans les sols sableux, des écarts peuvent se produire entre les tassements prévus et ceux mesurés en fonction de la qualité avec laquelle les travaux sont exécutés. En plus, il faut tenir en compte que cette courbe ne prend pas en compte (par sa date) des effets associés aux développements récents dans la technique de boucliers, et donc des déformations fournies par cette méthode sont généralement plus élevés que celles obtenus avec ces boucliers. [29]

D'un autre côté, Cording et Hansmire (1975) ont vérifié, en contrastant avec des données réelles, que cette expression ne reflète pas le profil des tassements lorsque les déformations sont très

Grandes . Dans ces cas, les tassements ont tendance à se concentrer dans le centre du profil, en se maintenant sensiblement constante la largeur de celui-ci [31].

Pour déterminer l'étendue de la cuvette des tassements il suffit de trouver la valeur de x [29]. Si nous traçons graphiquement les valeurs (x/i) face à leurs valeurs respectives $e^{-K/2}$,

où $K=(x/i)^2$, on observe que la fonction est annulée environ au point :

$$x/i = 3 \text{ donc } x = 3 \cdot i \quad (21)$$

Par conséquent, on peut considérer une extension de la cuvette des tassements de $6 \cdot i$, avec un demi-largeur de $3 \cdot i$.

B. Tassement maximal

Les deux paramètres qui définissent entièrement le profil des tassements proposé par Peck (1969) sont tassement maximal, S_{max} (qui se produit dans la verticale de l'axe du tunnel), et l'abscisse du point d'inflexion i .

Le rapport entre ces deux paramètres est le suivant :

$$(22)$$

De cette manière, à partir des valeurs de “Vs” et “i”, on peut obtenir le tassement maximal S_{max} .

C. Situation du point d'inflexion

Rankin (1987) : une compilation de mesures effectuées dans de nombreux tunnels fut réalisée par Rankin (1987) et se montre dans la figure suivante [29].

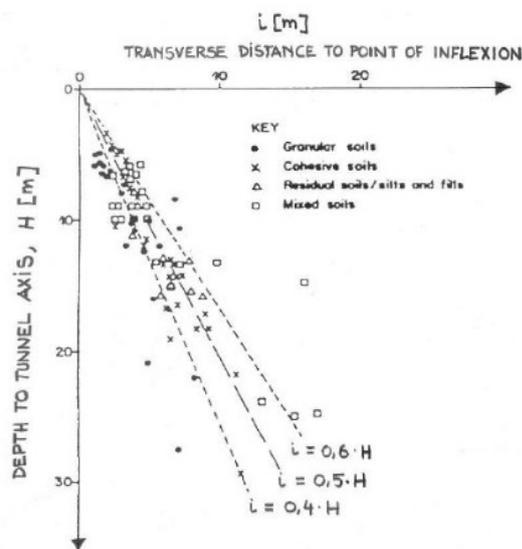


Figure IV.31 : Valeurs de “i” en fonction de “H” et du type de sol (Rankin, 1987) [29].

est arrivé à la conclusion que, pour des estimations initiales, il peut être considéré que : $i \approx H/2$ et que la distance maximale de l'axe à laquelle sont perçus les tassements en surface est approximativement égale à $3 \cdot i$. [29]

- **Mair et Taylor (1997)** : Ils ont réalisé une compilation exhaustive de cas et d'analyses antérieures des autres auteurs et ont validé l'expression $i = K \cdot H$, en établissant d'autres rangs de variation du terme K [29]

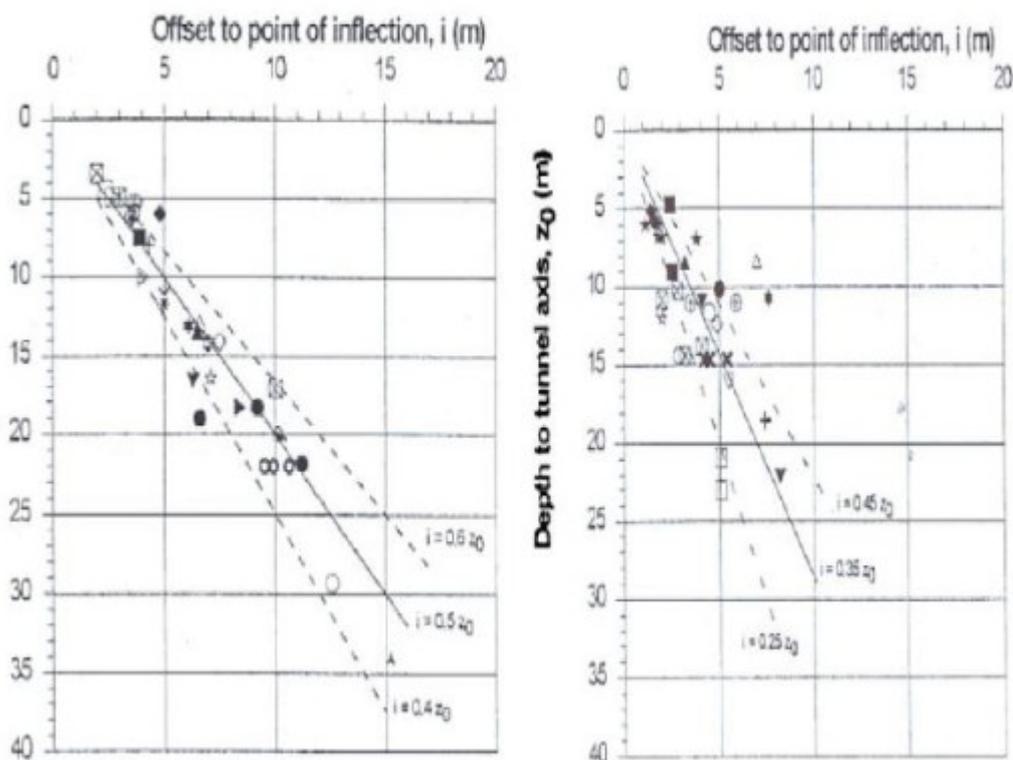


Figure IV.32 : Variation de “i” avec la profondeur de l’axe, pour des argiles (gauche) et sables et graviers (droite) [29]

Comme valeurs moyens, ils indiquent une valeur de $K=0,5$ pour les argiles et une valeur de $K=0,35$ pour sables et graviers.

- **Atkinson et Potts (1977)** = 23
- **Clough et Schmidt (1981)** = 24

D. Volume des tassements :

(Vs) peut être obtenu à partir de deux types de méthodes : [31]

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

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

Chapitre IV : Analyse de la stabilité du tunnel avec les méthodes analytique

▪ Méthode du demi-espace élastique

- Avec cette méthode, on calcule la perte de section, V_0 , qui se produit quand on fait l'excavation d'un tunnel circulaire dans un demi-espace élastique, soumis à des tensions verticales σ'_V et à d'autres horizontales (K_0 = coefficient de poussée au repos), pression intérieure de la cavité p_i (si une pression est appliquée sur le front). L'expression obtenue est la suivante (Deere et al, 1969) :

$$(25)$$

Où:

E , paramètres élastiques du sol (Young et Poisson).

K_0 coefficient de poussée au repos.

σ'_v pression verticale effective au niveau de l'axe du tunnel.

p_a pression radiale à l'intérieur du tunnel en cas qu'il en existe à surface d'excavation théorique du tunnel.

Ici, on suppose que le volume des tassements est une fraction de la perte de ladite section :

$$V_s = \alpha \cdot V_0 \quad (26)$$

La valeur du coefficient α est d'environ 0,7 en tunnels construits rapidement et de 0,75 en ceux construits étayage de type moyen.

▪ Méthode élasto-plastique

Le procédé antérieur peut être complété en considérant la plastification du terrain (Deere et al, 1969)

$$[(1-\sin\phi') \cdot \sigma'_v + C \cdot \cotan\phi / Pa + C \cdot \cotan\phi]^{1-\sin\phi/2 \cdot \sin\phi} \quad (27)$$

6.4. Mouvements horizontaux superficiels transversaux

A. Loi des mouvements horizontaux

D'autres auteurs, tels qu'O'Reilly et New (1982), suggèrent de simplifier la loi de déplacement horizontal en la dérivant de la loi de tassement [29]

. Ainsi, le tassement en chaque point et le déplacement horizontal seraient des projections du déplacement total, les deux composantes du mouvement étant géométriquement liées par l'expression suivante [29] :

= .

Chapitre IV : Analyse de la stabilité du tunnel avec les méthodes analytique

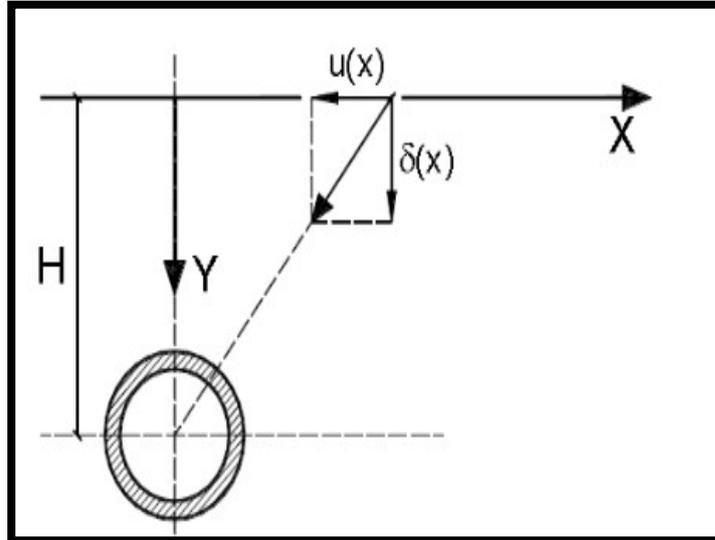


Figure IV.33 : Obtention simplifiée de la loi des mouvements horizontaux (O'Reilly et New, 1982).

B. Tensions superficielles

Les déformations unitaires verticales peuvent être obtenues en dérivant deux fois la loi des tassements [29].

En utilisant la loi des tassements proposée par Peck (1969), on obtient l'expression suivante [29] :

Le point où les déformations unitaires maximales de compression se produisent se situe sur la verticale de l'axe du tunnel, c'est-à-dire en $x=0$, et on obtient :

$$\square_v \text{ compression max} = - S_{\text{max}} / 2 \quad (28)$$

Le point où l'origine des déformations unitaires maximales de traction sera située à une distance de l'axe du tunnel. La déformation produite sera : [29]

$$\square_v \text{ traction max} = 0.446 S_{\text{max}} / 2 \quad (29)$$

Le point où se produisent les déformations unitaires de compression maximales sera sur l'horizontal de l'axe du tunnel, c'est-à-dire, en $x=0$, en produisant [29] :

$$\square_h \text{ compression max} = - S_{\text{max}} / \quad (30)$$

Le point où se produisent les déformations unitaires de traction maximales sera celui situé à une distance de r_0 de l'axe du tunnel. La déformation produite sera :

$$\epsilon_h \text{ traction max} = 0.446 S_{\text{max}} / r_0 \quad (31)$$

Chapitre IV : Analyse de la stabilité du tunnel avec les méthodes analytique

C. Distorsion angulaire

Pour évaluer la distorsion angulaire (β), celle-ci sera déterminée par la pente de la courbe des tassements à chaque point [29]

. Ainsi, la distorsion angulaire correspondra à la dérivée de la loi des tassements en chaque point [29].

La distorsion maximale (β_{max}) se produira au point d'inflexion de la courbe des tassements [29].

En utilisant la loi des tassements proposée par Peck (1969), l'expression générale de la distorsion angulaire (β) sera :

$$\beta = - 0.607 S_{\text{max}} / r_0 \quad (32)$$

6.5.Calcul de tassement en surface

- On choisit une section du tronçon d'étude où la charge est plus importante par rapport aux autres sections.

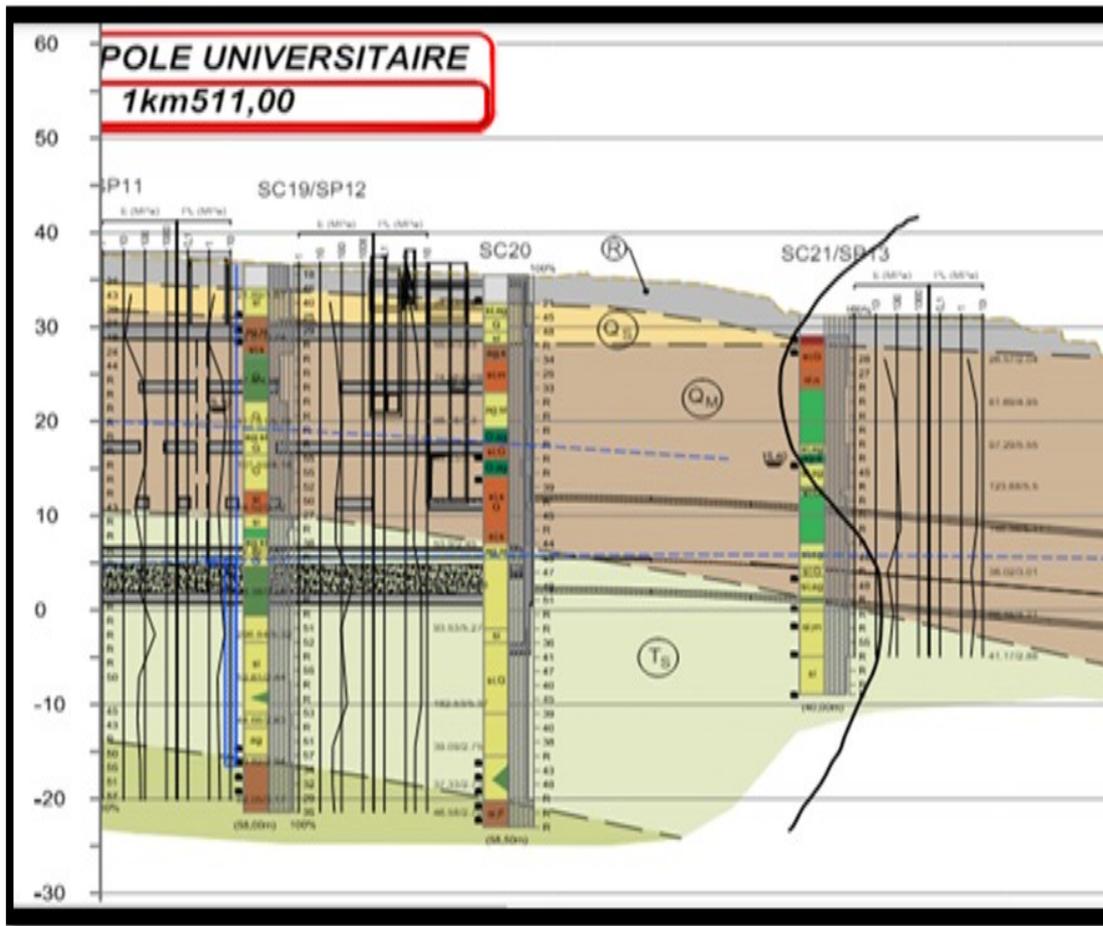


Figure IV.34 : La section choisie pour calcul de tassement

Tableau IV.18 : La contrainte vertical effectif

| q | $\gamma h 1$ (KN/m ³) | $\gamma h 2$ (KN/m ³) | γw (KN/m ³) | h 1 (m) | h 2(m) | h w(m) |
|----|-----------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------|---------|--------|--------|
| 40 | 20 | 20 | 10 | 5 | 21.25 | 15.4 |

| | |
|---------------------------------|---|
| $\sigma_t = 565 \text{ KN/m}^3$ | $\sigma'_v = \sigma_t - \mu = 411 \text{ KN/m}^3$ |
|---------------------------------|---|

Tableau IV.19: Les paramètres à utiliser pour les calculs de tassement

| Cu (Kpa) | C' (Kpa) | ϕ' (°) | Eu (kpa) | E' (Kpa) | K0 | H(m) | D(m) | Pa (Kpa) | A (m ²) |
|----------|----------|-------------|----------|----------|----|------|------|----------|---------------------|
| | | | | | | | | | |

| | | | | | | | | | |
|-----|----|----|-------|-------|-----|----|------|-------|-------|
| 147 | 46 | 24 | 67000 | 58000 | 0.6 | 21 | 10.2 | 200.5 | 81.67 |
|-----|----|----|-------|-------|-----|----|------|-------|-------|

Tableau IV.20 : Calcul de i selon les quatre méthodes

| i(m) Rankin | i (m) Mair et Taylor | i (m) Atkinson et Potts | i (m) Clough et schmidt |
|-------------|----------------------|-------------------------|-------------------------|
| 10.5 | 10.5 | 8.51 | 9.08 |

Tableau IV.21 : Calcul de volume de tassement

| Vs (m3 /ml) d'après la méthode à demi-espace élastique | Vs (m3 /ml) d'après la méthode élasto-plastique |
|--|---|
| 0.8 | 0.5 |

➤ **Calcul de tassement maximal Smax :**

D'après Rankin :

$$S_{\max} = 0.019$$

D'après Mair et Taylor :

$$S_{\max} = 0.019$$

D'après Atkinson et Potts :

Chapitre IV : Analyse de la stabilité du tunnel avec les méthodes analytique

$$S_{\max} = 0.023$$

D'après Clough et Schmidt :

$$S_{\max} = 0.022$$

Donc d'après Peck :

$$S(x) = 0.000209 = 2.09 \cdot 10^{-4}$$

Donc logiquement que : $S_{\max} > S(x)$

Calcul de tensions superficielles :

$$\varepsilon_v \text{ compression} = -0.000172 = -1.72 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_v \text{ traction} = 0.0000767 = 7.67 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_h \text{ compression} = -0.000904 = -9.04 \cdot 10^{-4}$$

$$e_h \text{ traction} = 0.000403 = 4.03 \cdot 10^{-4}$$

Calcul de distorsion angulaire :

$$\beta = -0.00109 = -1.09 \cdot 10^{-3}$$

Calcul le volume de perte de terrain :

$$V_L = 0.61\%$$

Interprétation :

Selon l'étude de projet les constructions de surface sont de type D

Chapitre IV : Analyse de la stabilité du tunnel avec les méthodes analytique

Tableau IV.22 : Seuil de contrôle pour les mouvements supplémentaires admissibles en fonction du classement

| PARAMETRE → | | Tassement admissible [mm] | | | Distorsion angulaire β | | | Unité de déformation horizontale e_h [%] | | |
|-------------|--|---------------------------|-------|------|------------------------------|-----------------|---------|--|-------------|--------|
| | SEUIL DE CONTRÔLE | | | | | | | | | |
| D | Bâtiments de fondation en surface, oui dégâts de surface, aucun dommage apparent | < 10 | 10-15 | > 15 | <1/2000 | 1/2000 à 1/1000 | >1/1000 | < 0,15 | 0,15 à 0,20 | > 0,20 |
| | | | | | <0,05 % | 0,05 % à 0,1% | > 0,1% | | | |

Les valeurs du Tableau serviront à établir les niveaux admissibles pour les bâtiments ou les sections de contrôle à étudier.

Donc d'après ce tableau, les valeurs de tassement et de distorsion angulaire et de déformation horizontale sont acceptables ($S(x) = 0.209\text{mm} < 10 \text{ mm}$, $\beta = -0.00109 < 0,05\%$).

7. Interprétation et conclusion

Les mouvements causés par le creusement d'un tunnel résultent d'un phénomène complexe, influencé par la nature du sol, les méthodes de creusement, ainsi que la géométrie de l'ouvrage à construire.

- Malgré, que la résistance intrinsèque plus élevée de l'argile, le sable génère un K_p plus élevé principalement en raison de son angle de frottement interne plus élevé, qui a un impact plus direct sur la pression passive que la cohésion de l'argile qui résiste avec leur cohésion lors de creusement.
- Pour les calculs de front de taille, la pression hydrostatique est plus élevée dans les argiles (QM, QA) principalement en raison de leur faible perméabilité, leur capacité à retenir l'eau et à développer des surpressions interstitielles ; en revanche elle est de valeurs moins que les valeurs des argiles pour les formations contenant de sable (Qs, Ts) grâce à leur capacité de drainage. Donc, Une pression hydrostatique élevée signifie qu'il y a une grande quantité d'eau exerçant une force sur le front de taille du tunnel. Cette poussée supplémentaire peut déstabiliser le front, augmentant les risques d'effondrement ou de déplacement des matériaux, et elle réduit la résistance effective du sol.
- Avant Soutènement : Avant l'installation du soutènement, la paroi du tunnel subit des déplacements en raison de la décompression du sol. Les courbes de réaction de terrain montre comment la pression de confinement diminue et les déplacements augmentent.
- Après Soutènement : Une fois le soutènement installé, les courbes de réaction de terrain avec soutènement montre la capacité du soutènement à limiter la convergence

Chapitre IV : Analyse de la stabilité du tunnel avec les méthodes analytique

supplémentaire. Un bon soutènement devrait maintenir les déplacements dans une zone acceptable de la courbe.

- La convergence augmente avec l'augmentation de la distance de front de taille de tunnel.
- Les valeurs des coefficients de sécurité obtenues par la méthode de convergence-confinement sont démesurées, ce qui indique que le revêtement est largement surdimensionné.
- Pour les calculs de tassement, les valeurs de tassement et de distorsion angulaire et de déformation horizontale sont acceptables.

1. Introduction

L'une des principales missions de la géotechnique est de prévoir le comportement du terrain par rapport à l'ouvrage. Pour cela, plusieurs outils sont utilisés, notamment la modélisation numérique avec différentes méthodes. La méthode des éléments finis est largement employée pour le calcul des tunnels, en utilisant des logiciels tels que Plaxis 2D.

Les résultats des calculs seront plus fiables s'ils correspondent aux données de l'auscultation, où les mesures des tassomètres seront utilisées dans ce cas.

2. L'histoire en bref de la méthode des éléments finis

Il existe deux classes communes de méthodes numériques : les différences finis et les éléments finis qui sont utilisées dans Plaxis 2D V 8.2 et V 9 et 10 et 3D tunnel et 3 D fondation.

En 1940, Courant utilisa la discrétisation d'un système de plaques en éléments finis à forme triangulaires pour étudier les problèmes de torsion.

En 1975, des travaux ont commencé dans le but d'appliquer la méthode des éléments finis aux problèmes de mécanique des sols. Les travaux de développement du Critical State Program (CRISP) commencent à l'Université de Cambridge, en Grande Bretagne.

L'un des plus moderne est le PLAXIS qui est un logiciel spécialement développé pour l'analyse des problèmes de mécanique des sols et des roches (Brinkgreve et Vermeer) c'est-à-dire (les problèmes géotechnique). [32]

3. Présentation de logiciel

Plaxis 8.2 est un logiciel de pointe utilisé pour la modélisation et l'analyse géotechnique. Conçu pour les ingénieurs et les professionnels de la géotechnique, il permet de simuler le comportement des sols et des structures sous diverses conditions de charge. Plaxis 8.2 offre une gamme complète de fonctionnalités pour répondre aux besoins des projets géotechniques complexes.

4. La modélisation numérique

4.1. Définition de modèle géométrique et introduction des caractéristiques

Dans ce cadre, un modèle géométrique sera mis au point, dont les dimensions 50m50m qui respectent les recommandations sur la modélisation des ouvrages souterrains, de 4 à 5 fois le diamètre (D= 10.5).

Les propriétés adoptées pour la modélisation du comportement du sol et de l'élément de structure sont récapitulées dans les tableaux suivants :

Tableau V.23 : Paramètres de calcul des classes rocheuses

| Unité | Poids vol. humide γ_h (kN/m ³) | Poids vol. sec γ_d (kN/m ³) | Cohésion non-drainé c_u (kPa) | Module de déformabilité non-drainé E_u (MPa) | Angle de frottement effectif ϕ' | Cohésion effective c' (kPa) | Module de déformabilité drainé E' (MPa) | K0 | K (m/s) | ν |
|---------|---|--|---------------------------------|--|--------------------------------------|-------------------------------|---|-----|---------|-------|
| Remblai | 20 | 17 | 30 | 12 | 20° | 0 | 10 | 0.6 | . | 0.33 |

| | | | | | | | | | | |
|-----|-------|-------|-----|----|-----|----|----|-----|-----------|------|
| (R) | | | | | | | | | | |
| QS | 21 | 18 | - | - | 33 | 10 | 77 | 0.5 | 10^{-4} | 0.33 |
| QM | 20.24 | 17.16 | 147 | 67 | 24° | 46 | 58 | 0.6 | 10^{-8} | 0.3 |
| TS | 20.68 | 17.90 | - | - | 33° | 10 | 94 | 0.5 | 10^{-3} | 0.33 |

Tableau V.24 : Caractéristiques du revêtement définitif.

| Elément structurale | EA (KN/m) | EI (KN.m/m ²) | v | γ (KN/m ²) |
|---------------------|-------------|---------------------------|------|-------------------------------|
| Anneau de voussoir | $1.71.10^7$ | $1.016.10^6$ | 0.25 | 38 |

On reporte les caractéristiques géotechniques de chaque formation. Et en faisant introduire les conditions aux limites (on bloque les déplacements horizontaux dans les cotés du système et on laisse les déplacements verticaux libres ; tandis que les déplacements dans la base sont entièrement bloqués).

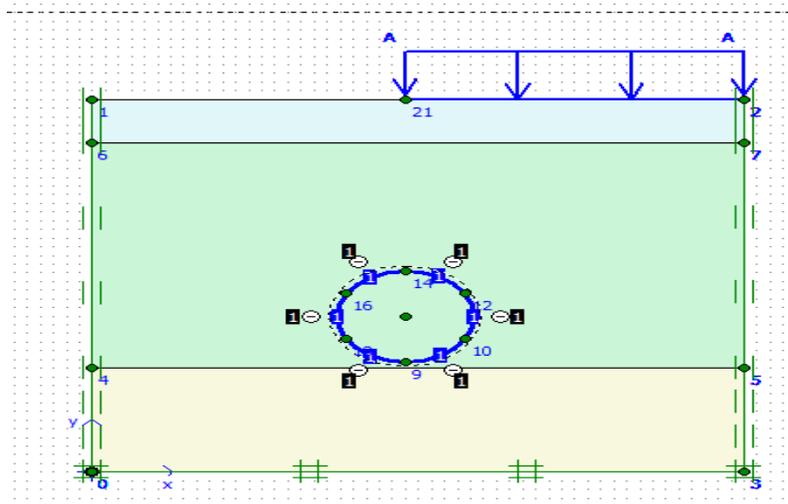


Figure V.1 : Introduction de données avec les conditions aux limites

Chapitre V : Modélisation numérique

4.2. Création du maillage (discrétisation du système en éléments finis)

La deuxième étape consiste à subdiviser le système en éléments finis. Cette discrétisation permet de calculer les déformations et les déplacements possibles à chaque nœud.

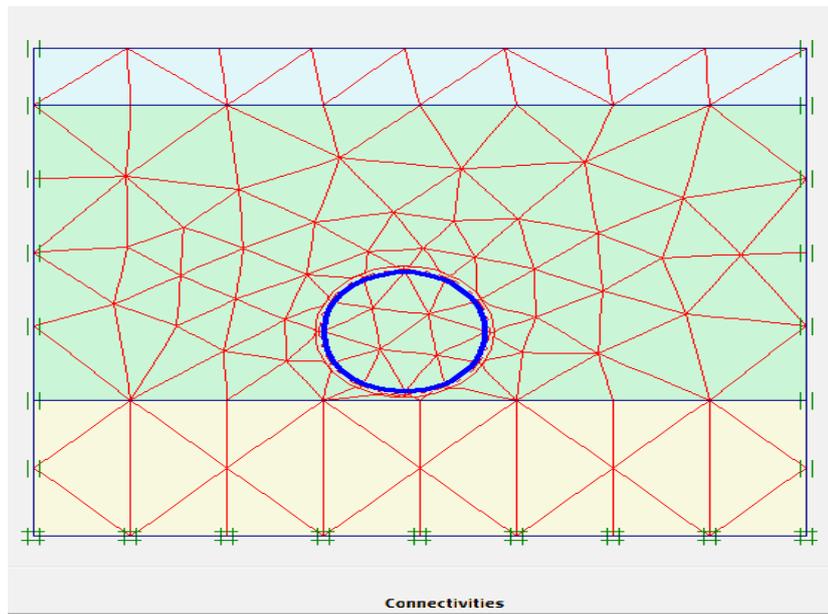


Figure V.2 : Le maillage

4.3. Conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles ainsi que des contraintes initiales. Introduire le niveau de la nappe par ‘phreatic level’ à 15m

Le calcul

Le modèle sera résolu en suivant les phases détaillées comme suit :

Dans la fenêtre de calcul, on commence par sélectionner pour la première phase les options et l'onglet paramètres. Ensuite, on choisit l'option « construction par étapes » et le type de calcul plastique. Les conditions initiales se divisent en deux modes différents : le premier mode sert à générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques), et le second mode permet de spécifier la configuration géométrique initiale ainsi que de générer le champ des contraintes effectives initiales.

En peut citer les différentes phases par les étapes suivantes :

- ❖ Phase 1 : Génération de l'état de contrainte initial.
- ❖ Phase 2 : Excavation de tunnel.
- ❖ Phase 3 : Installation du revêtement et activation de la charge de construction.

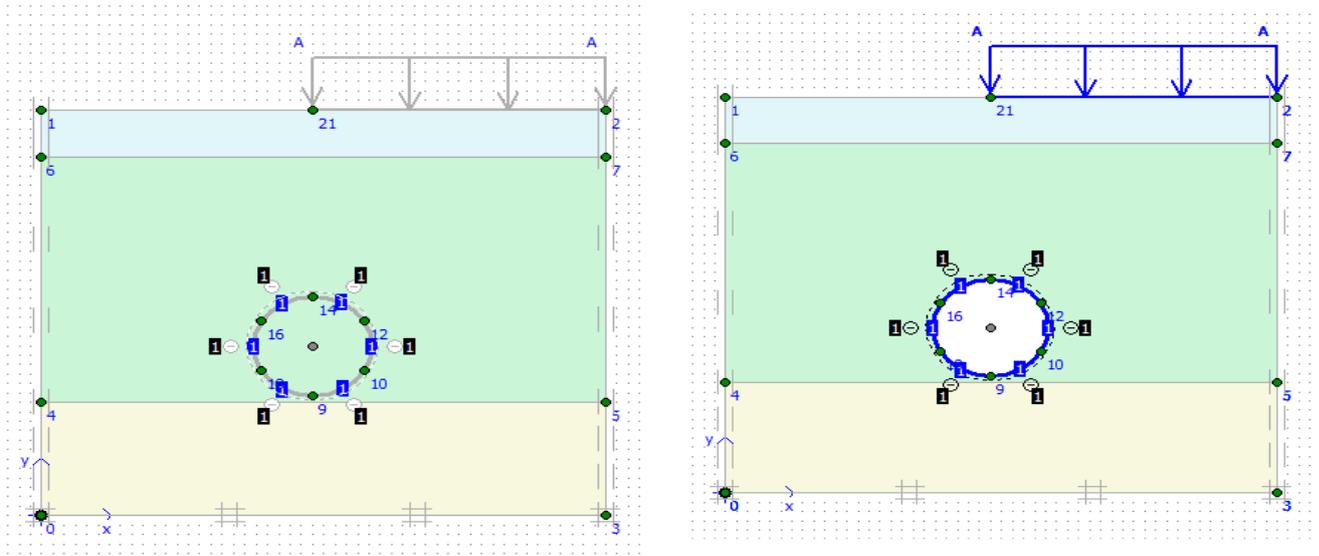


Figure V.3 : Phase 1 et 3

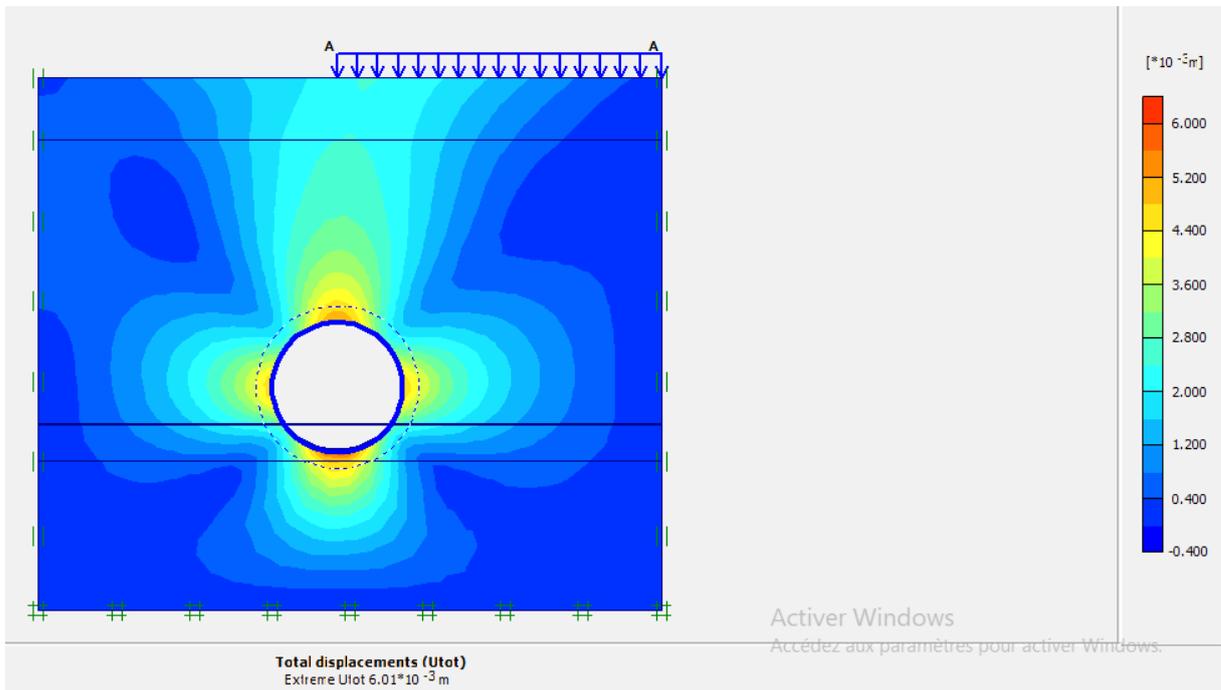


Figure V.4 : Le déplacement total ($6.01 \cdot 10^{-3} \text{ m}$)

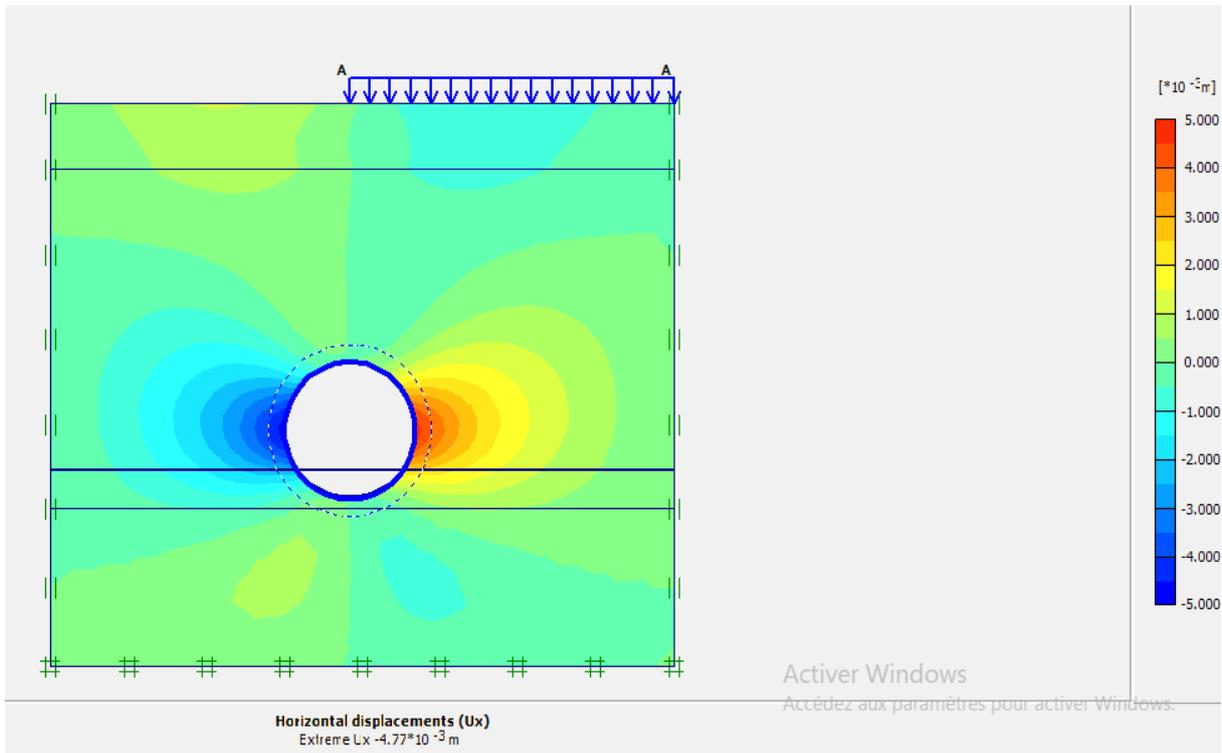


Figure V.5 : Le déplacement horizontal ($4.77 \cdot 10^{-3}$ m)

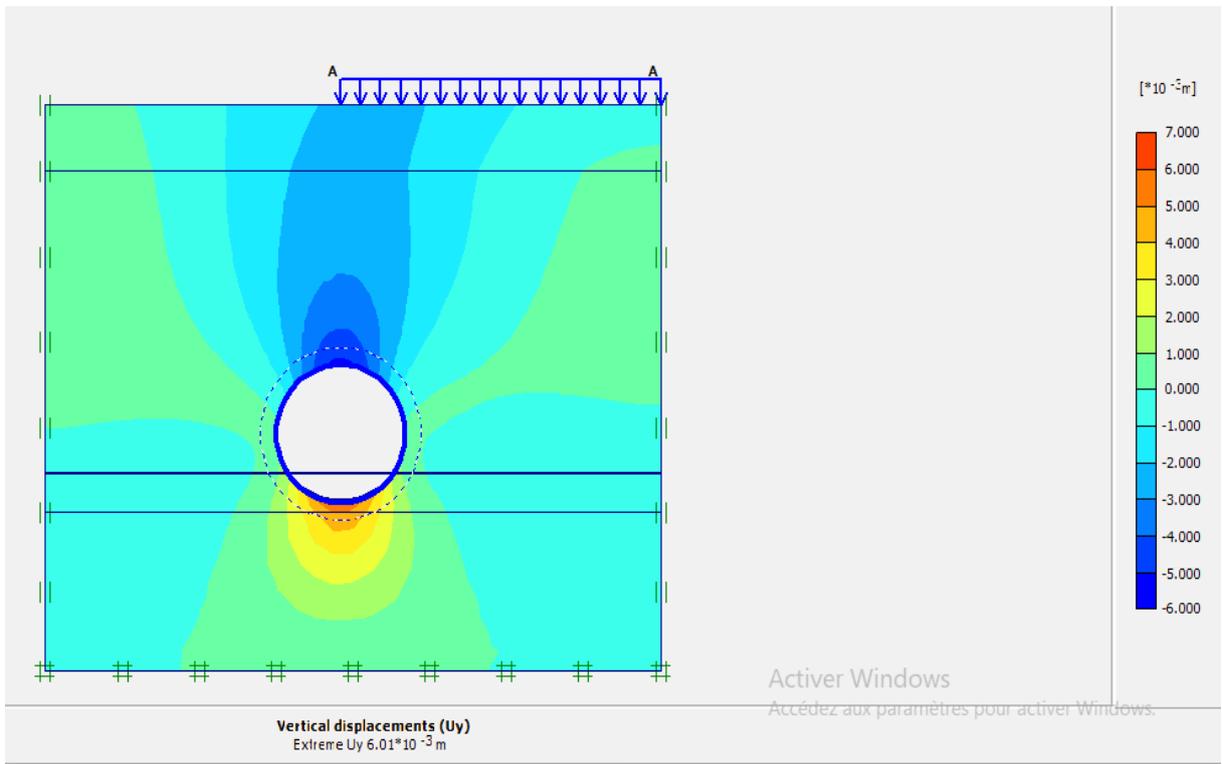


Figure V.6 : Le déplacement vertical ($6.01 \cdot 10^{-3}$ m)

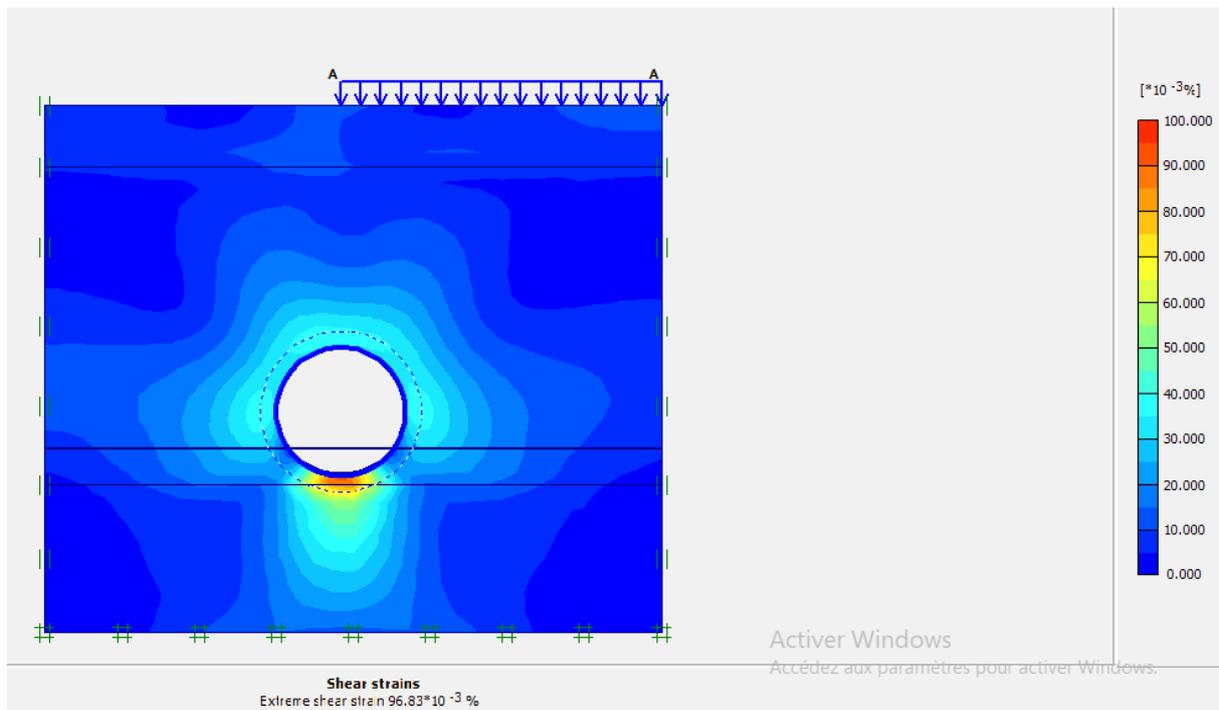


Figure V.7 : les contraintes de cisaillement
 ($86.83 \times 10^{-3}\%$)

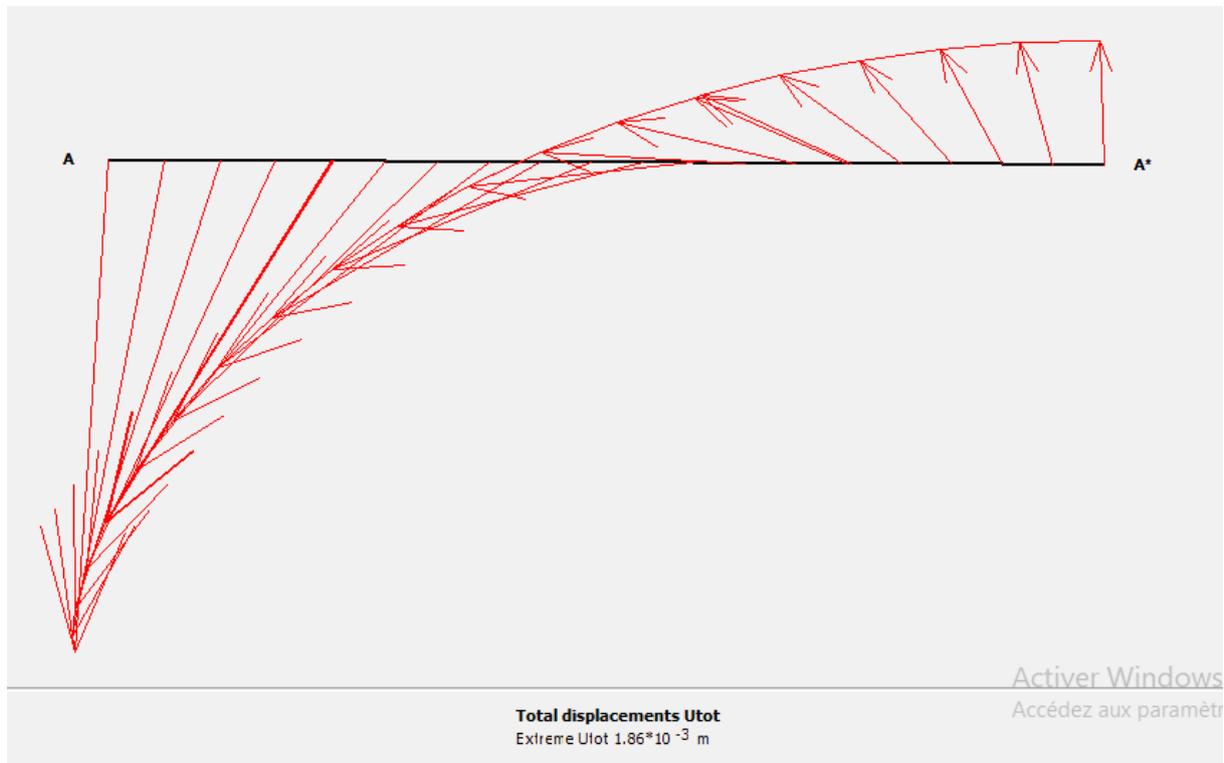


Figure V.8 : coupe transversale de déplacement total en surface

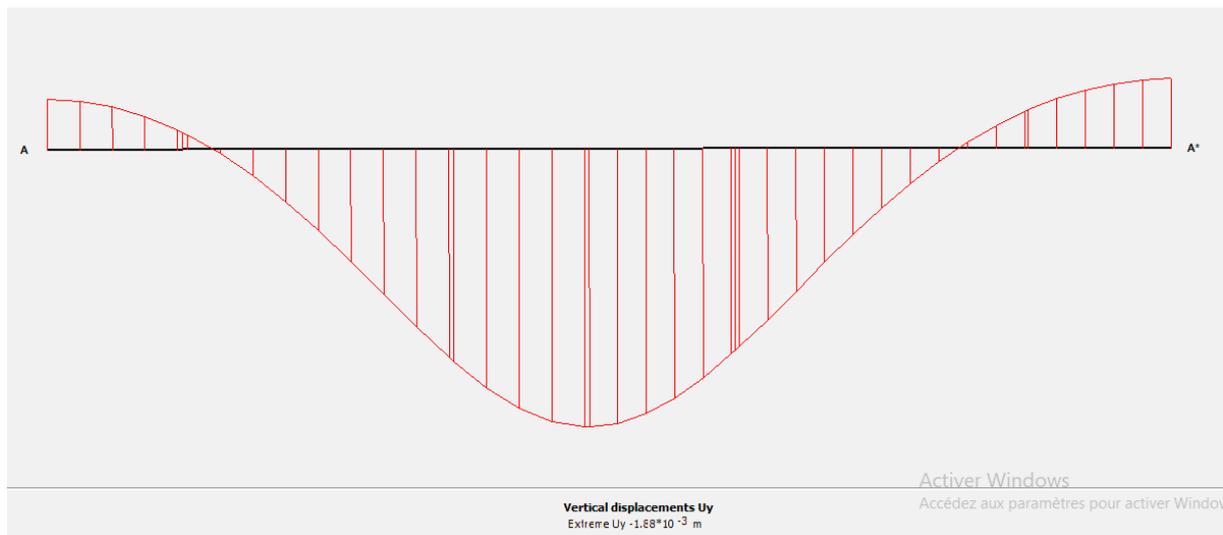


Figure V.9 : coupe de déplacement vertical

Pour une autre profile :

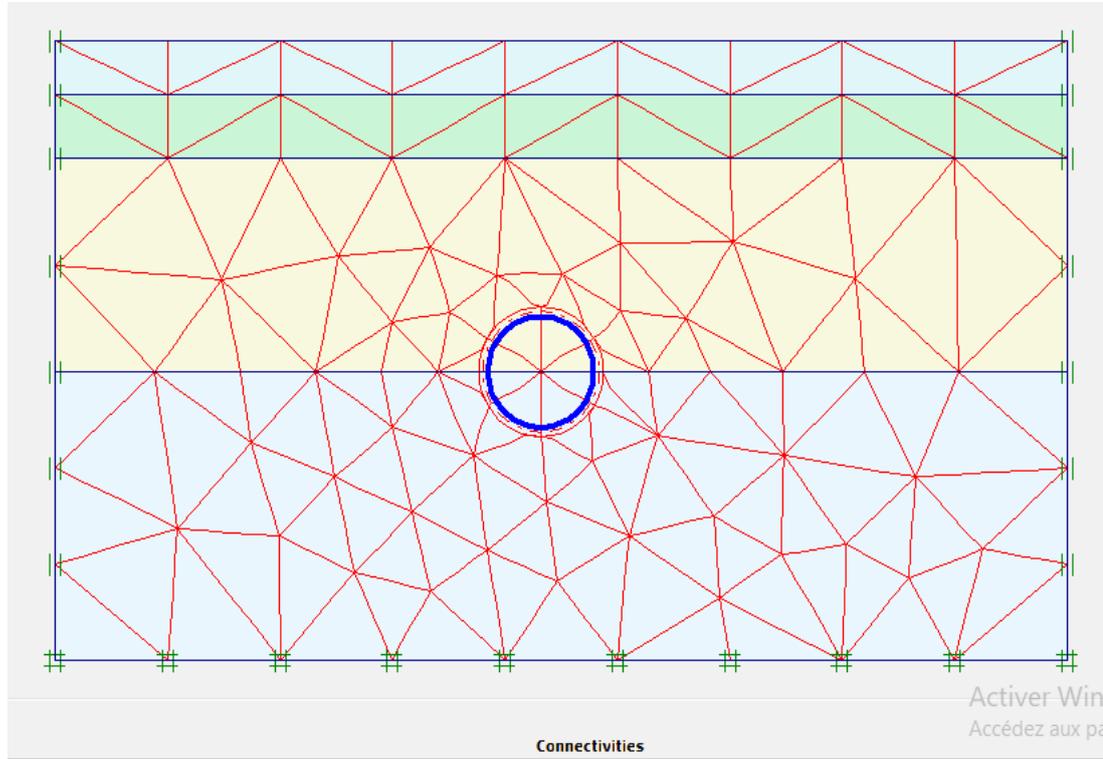


Figure V.10 : la section à étudié

NB* Les paramètres sont les mêmes sauf que cette profil a une autre couche (QS) et différents hauteurs de couches et niveau piézométrique. On distribue les surcharges sur toute la surface.

Chapitre V : Modélisation numérique

Figure V.11 : La



géométrie et les conditions aux limites

Figure V.12 : Le maillage

Les résultats :

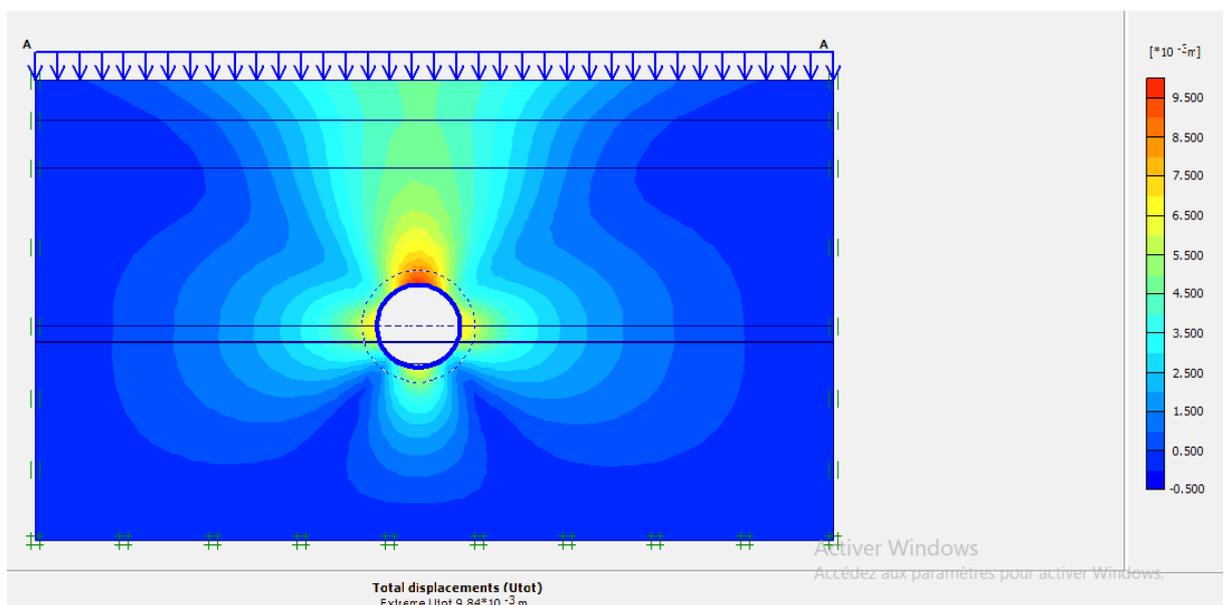
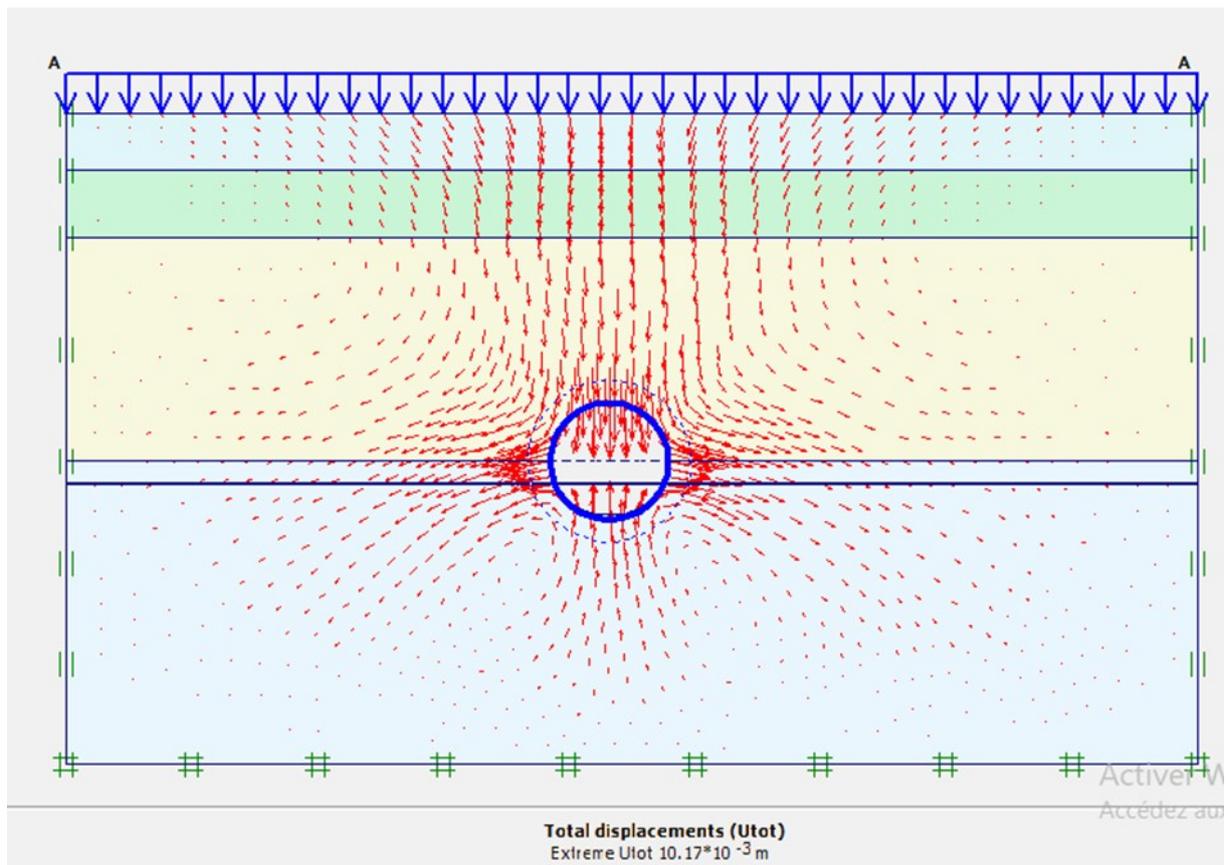


Figure V.13 : le déplacement total ($9.84 \cdot 10^{-3}$ m)

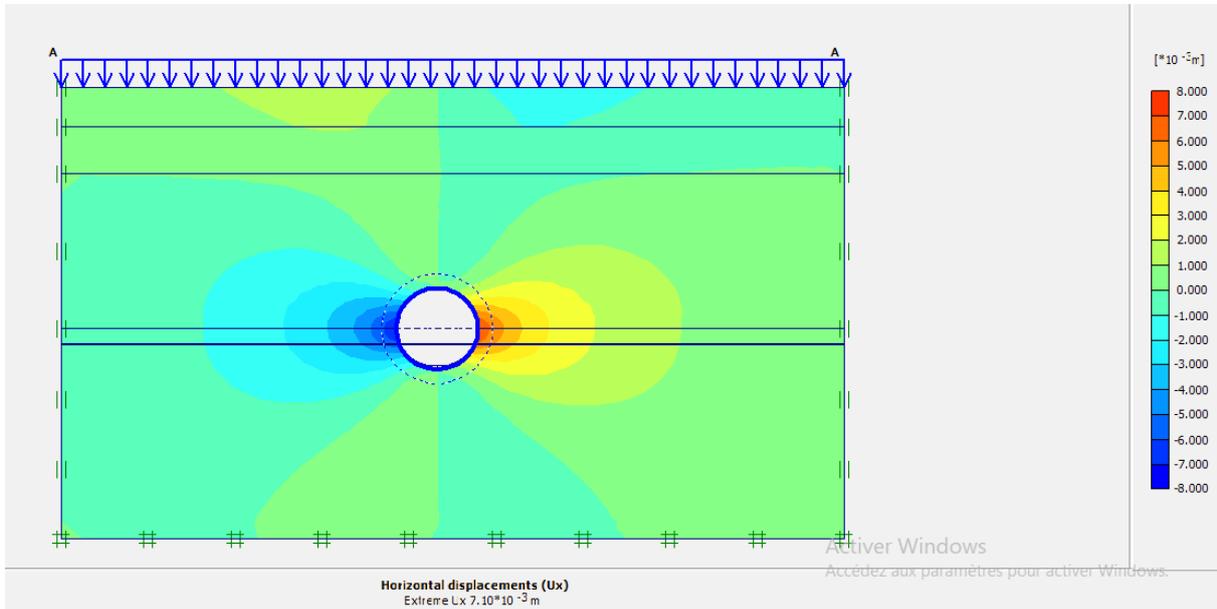


Figure V.14 : Le déplacement horizontal ($7.10 \cdot 10^{-3}$ m)

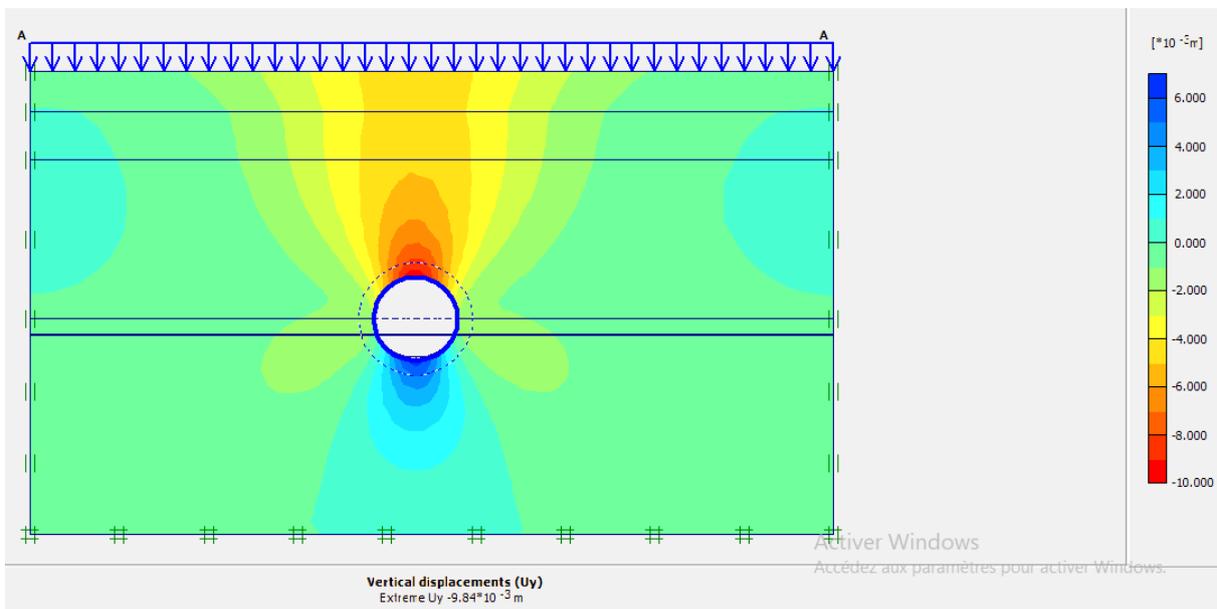


Figure V.15 : Le déplacement vertical ($9.84 \cdot 10^{-3}$ m)

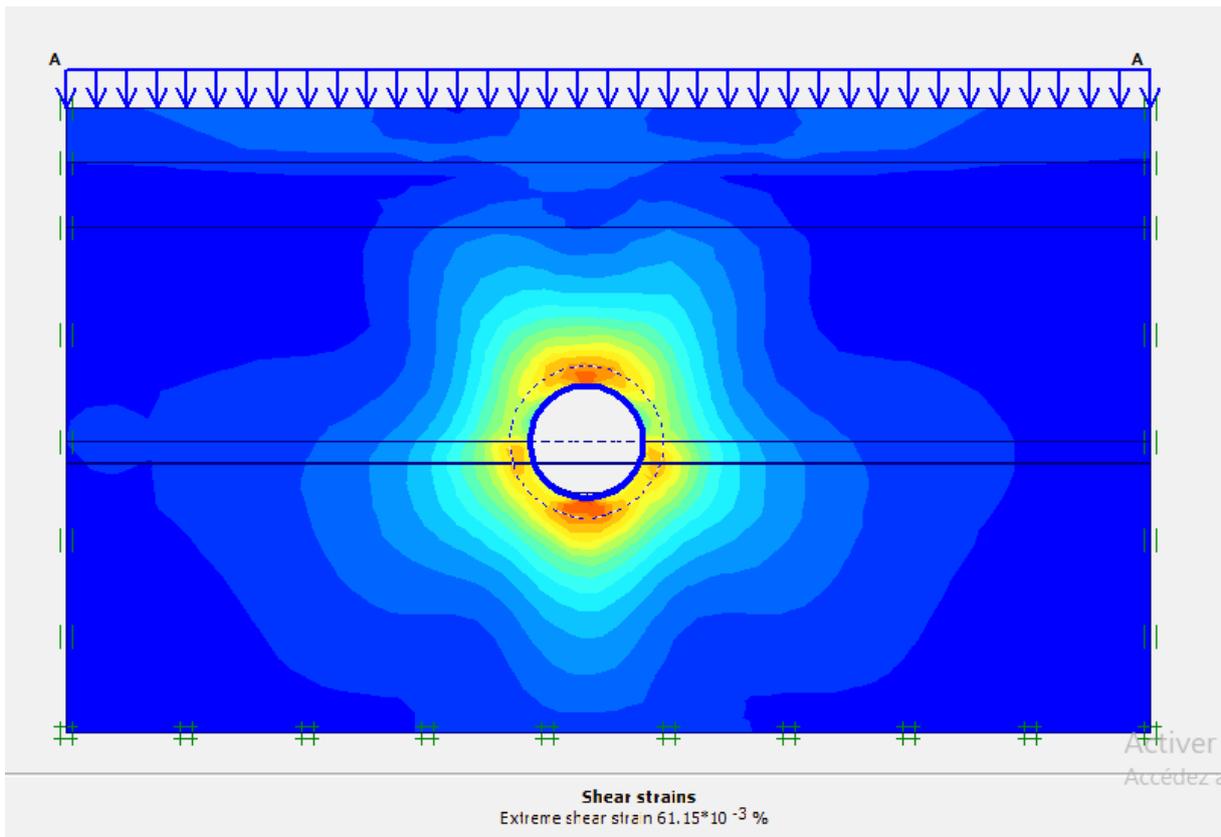


Figure V.16 : les contraintes de cisaillement ($61.15 \cdot 10^{-3} \%$)

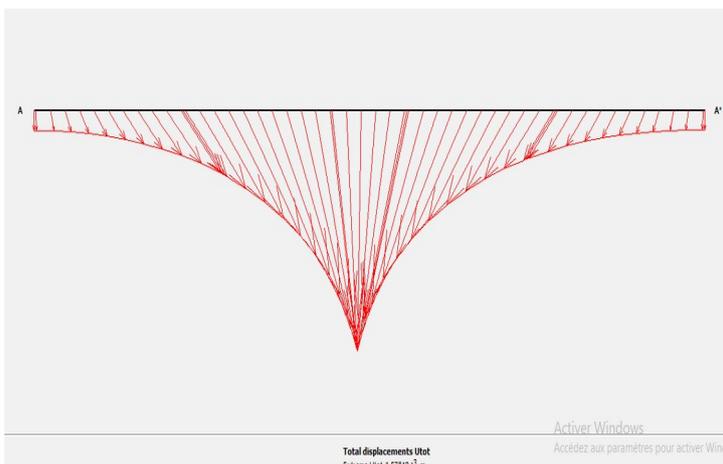


Figure V.17 : coupes de déplacements total et vertical

Tableau V.25 : les résultats de déformation

| section | Déplacements totaux (m) | Déplacements horizontaux (m) | Déplacements verticaux (m) | contrainte de Cisaillement | Coupes des déplacements totaux en surface (m) | Coupes des déplacements verticaux en surface (m) |
|--------------------------|-------------------------|-------------------------------|-------------------------------|----------------------------|---|--|
| 1 ^{er} section | $6.01 \cdot 10^{-3}$ | $4.77 \cdot 10^{-3} \text{m}$ | $6.01 \cdot 10^{-3} \text{m}$ | $86.83 \cdot 10^{-3} \%$ | $1.86 \cdot 10^{-3}$ | $1.88 \cdot 10^{-3}$ |
| 2 ^{ème} section | $9.84 \cdot 10^{-3}$ | $7.10 \cdot 10^{-3} \text{m}$ | $9.84 \cdot 10^{-3}$ | $61.15 \cdot 10^{-3} \%$ | $4.57 \cdot 10^{-3}$ | $4.57 \cdot 10^{-3}$ |

Tableau V.26 : Niveaux d'alerte d'alarme par sections - tronçon 3

| Tassement admissible [mm] | | | | Unité de déformation horizontale | | | |
|---------------------------|------|--------|--------|--|-------|--------|--------|
| Maximum pour seuil (mm) | Avis | Alerte | Alarme | Maximum pour seuil (ϵ_H [%]) | Avis | Alerte | Alarme |
| 15 | 10.5 | 12 | 15 | 0.20% | 0.14% | 0.16% | 0.20% |

5. Interprétation et conclusion

- On remarque que les valeurs de mouvements augmentent pour le deuxième cas, donc parmi les facteurs d'instabilité les propriétés géologiques du sol et hydrogéologique, les charges externes et la profondeur de tunnel.
- Les valeurs de déplacements verticaux sont acceptables d'après le tableau de seuil de contrôle.
- on observe que les déformations sont proportionnelles aux contraintes. Ces déformations résultent de la perturbation de l'état de contrainte initial après la création d'un vide (creusement du tunnel) et doivent être contrôlées par l'installation du revêtement définitif.
- Les résultats de déplacement sont influencés par la position de la surcharge par rapport à l'axe de symétrie du tunnel. Lorsque la surcharge est située directement sur cet axe, le déplacement atteint une valeur maximale. À mesure que la surcharge s'éloigne de l'axe de symétrie, le déplacement diminue, car l'interaction entre le tunnel et les superstructures diminue avec l'augmentation de la distance entre eux.

Dans le cadre de notre étude géotechnique autour le creusement d'un tunnel souterrain, l'utilisation d'un tunnelier s'est révélée être une solution parfaite. Les tunneliers offrent une grande précision dans le creusement, réduisant les perturbations en surface et garantissant une sécurité optimale pour les travailleurs et les structures environnantes. Leur capacité à gérer une variété de conditions géologiques, couplée à des technologies avancées de soutènement, permet de stabiliser efficacement les parois du tunnel. Grâce à une modélisation géotechnique approfondie et à un suivi rigoureux, nous avons pu optimiser les ressources, réduire les risques de déformations et assurer la durabilité de l'infrastructure. Donc, le tunnelier s'est avéré être un outil indispensable et parfaitement adapté pour la réalisation de ce projet, combinant efficacité, sécurité et fiabilité.

Les résultats de calcul par les méthodes analytique et numérique sont acceptables d'après l'auscultation (Le tassement est admissible selon le seuil de contrôle déterminé dans le cahier de charge).

Pour les calculs de front de taille, la pression hydrostatique est plus élevée dans les argiles (QM, QA) principalement en raison de leur faible perméabilité, leur capacité à retenir l'eau et à développer des surpressions interstitielles ; en revanche elle est de valeurs moins que les valeurs des argiles pour les formations contenant de sable (Qs,Ts) grâce à leur capacité de drainage. Donc, Une pression hydrostatique élevée signifie qu'il y a une grande quantité d'eau exerçant une force sur le front de taille du tunnel. Cette poussée supplémentaire peut déstabiliser le front, augmentant les risques d'effondrement ou de déplacement des matériaux, et elle réduit la résistance effective du sol.

L'application de la méthode de convergence-confinement permet de déterminer la pression de soutènement à l'équilibre, assurant ainsi la stabilité. On observe que les déplacements au niveau de la paroi d'excavation dans la formation QM sont plus importants, indiquant que la formation des marnes pose un problème d'instabilité.

Les résultats de la modélisation répondent aux objectifs suivants :

Analyser les forces et les contraintes autour du tunnel, ainsi que prévoir les déplacements et les tassements au fur et à mesure de l'avancement du tunnelier.

Réaliser une étude paramétrique pour déterminer l'influence de certains facteurs tels que la profondeur et la position de la surcharge.

Références bibliographiques :

- [1] Bouvard Lecoanet.OUVRAGES SOUTERRAINS (Conception-Réalisation-Entretien).2ème édition.01/01 /1993.
- [2] Pierre Gesta. Travaux souterrains. Article de techniques de l'ingénieur .10 nov, 1994.
<http://www.techniques.ingénieur.fr/>.
- [3] Harris W. (2006) Haw Tunnels Works. Science and structure engineering.
- [4] Disponible sur site : <https://www.universalis.fr/encyclopedie/tunnels/>
- [5] Disponible sur site : <https://tunnel.ita-aites.org/fr/cases-histories/history/after-1980>
- [6] Berichi A. (2014) Géotechnique-tunnel. Scribd. Algeria, p105.
- [7] F.Martin.Mécanique des roches et travaux souterrains : cours et exercices corrigés.Ed.BG.Ingénieur Conseils.ENS Cachan, France(2012).
- [8] Chaib R .Creusement.université de ANNABA institut/mine et métallurgie, 2004. p1-38.
- [9] Benkredda Abdelkader.Etude d'un comportement d'un tronçon du tunnel d'Ait Yahia Moussa. Université de Saida Dr Moulay Tahar. 2023/2024.
- [10] Disponible sur site : WWW.ouils-cetu.fr/didactu/tunnel.php, 14/01/2016.
- [11] AFTES.new recommendations on choosing mechanized tunneling techniques.technical committe of 23 Nov 1999.version1.2000.
- [12] AITES.ITA. <https://tunnel.ita-aites.org/fr/cases-histories>
- [13] ITA Working Group No. 14 Mechanized Tunneling. Guidelines for Selecting TBMs for Soft Ground. "Recommendations and Guidelines for Tunnel Boring Machines (TBM). pp. 1 - 118, Year 2000.
- [14] AITES.ITA. <https://tunnel.ita-aites.org/fr/how-to-go-underground/construction-methods/mechanized-tunnelling>
- [15] AFTES.Choix des techniques d'excavation mécanisée.GT4R3F1.
- [16] AFTES.Reccomandations relatives aux choix des techniques d'excavation mécanisée.Version 1-2000.La comité technique du 23 /11/99.
- [17] Manuel de travail de tunnelier.GREC Wirth.
- [18] Document monitoring.Cosider Travaux Public.M28.
- [19] Jean-Pierre Janim. Tunnels en milieu urbain : Prévisions des tassements avec prise en compte des effets des pré-soutènements (renforcement du front de taille et voûte-parapluie).2012

- [20] Pietro Lunardi. DESIGN AND CONSTRUCTION OF TUNNELS. Analysis of controlled deformation in rocks and soils (ADECO-RS).2008.
- [21] Disponible sur site : <https://www.semanticscholar.org/paper/Analyse-et-prevision-des-tassements-de-surface-le-Serratrice-Magnan/e06e714db864550c25eb71e4a5d9bfl d53adab3e>
- [22] Marc Panet. Calcul de tunnels par la méthodes convergence-confinement. 1992 2^{ème} ed.
- [23] Atkinson, J.H. "The Mechanics of Soils and Foundations". CRC Press.2007.
- [24] Rock support interaction and deformation analysis for tunnels in weak rock, User's Guide, 2000 - 2002 Rocscience Inc.
- [25] Atkinson, J.H., & Mair, R.J. Stability of Tunnels in Soft Ground. Géotechnique, Volume 32, Issue 2,1982. pp. 137-147.
- [26] P. ARISTAGHES et P AUTUORI, Calcul des tunnels au tunnelier, Bouygues TP Challenger 78065 Saint-Quentin-en- Yvelines, 30 juin 2002.
- [27] Rock support interaction and deformation analysis for tunnels in weak rock, User's Guide, 2000 - 2002 Rocscience Inc.
- [28] : Nicolas GILLERON, Emmanuel BOURGEOIS, modéliser une cuvette de tassement au tunnelier réaliste à l'aide d'une loi de comportement adaptée, Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur – Champs-sur-Marne 2018.
- [29] André vicente, frederico Melâneo, bases de conception pour les calculs de tunnel tunnelier, 13/07/2015.
- [30] Mr. BOUDJELLAL Djamel Eddine. Thèse Doctorat. ETUDE DE L'INTERACTION DU COUPLE 'MASSIF ROCHEUX- SOUTÈNEMENT /REVÈTEMENT ' D'UN TUNNEL. UNIVERSITE BADJI MOKHTAR –ANNABA.2020.
- [31]: Abdeldjalil ZADJAOUI et Abdelmalek BEKKOUCHE, étude des écoulements hydrauliques vers les tunnels en régime transitoire, Université Aboubakr Belkaïd, BP 230, Tlemcen (13000) Algérie, 2010.
- [32] : Disponible sur site <https://m.boutique.afnor.org/norme/din-4126-s1/analyse-de-stabilite-de-parois-moulees supplement-1-explications/article/814922/eu124023>.

Annexe A

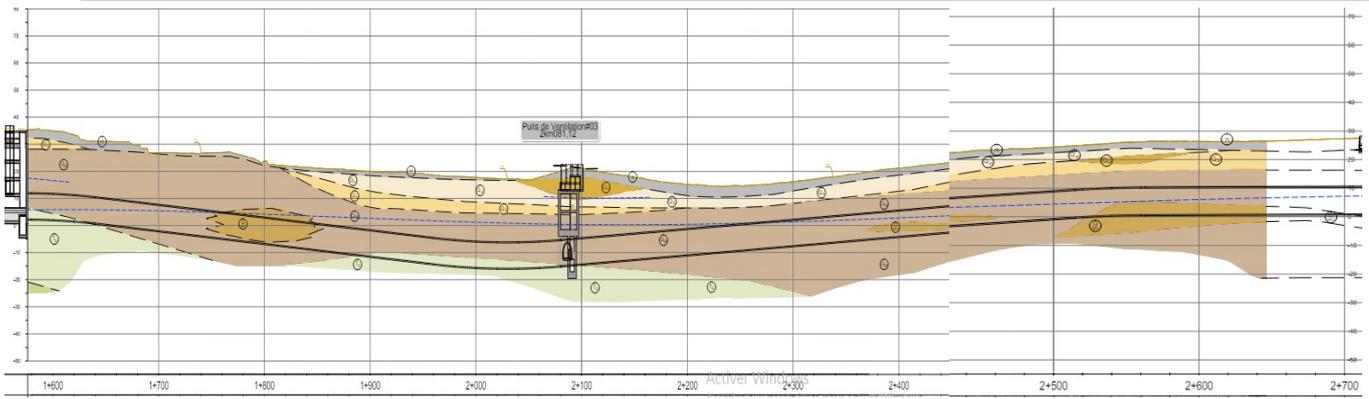


Figure 1 : La coupe géologique de tronçon 3

Tableau 1 : Exemple de Résumé des lectures des piézomètres à corde vibrante et tube Ouvert au long du tunnel

| Piézomètre | Profondeur d'installation (m) | Unité | Data | Pression (bar) | Profondeur du N.P. (m) | Data | Pression (bar) | Profondeur du N.P. (m) |
|------------|-------------------------------|-------------------------|------------|----------------|------------------------|------------|----------------|------------------------|
| SC02- PZ | (38,00-42,00) percée | Ts | 12-10-2016 | - | 29,32 | - | - | - |
| SC06-PZ | (19,70-37,70) percée | QM/QM _{sg} /Ts | 13-07-2016 | - | 22,79 | - | - | - |
| SC11PZ 1 | 65 | TM | 30-10-2016 | 1,75 | 47,14 | 21-06-2017 | - | - |
| SC11PZ 2 | 45 | TS | | 0,19 | 43,03 | | - | - |
| SC11PZ 3 | 20 | QS | | 0,04 | 19,61 | | - | - |
| SC16PZ 1 | 45 | TG | 19-10-2016 | 0,35 | 41,42 | 21-06-2017 | 0,34 | 41,56 |
| SC16PZ 2 | 31 | Qs | | -0,10 | 31,97 | | -0,12 | 32,18 |
| SC16PZ 3 | 15 | Qs | | 0,02 | 14,81 | | 0,02 | 14,84 |
| SC17PZ 1 | 42 | Ts | 19-10-2016 | 2,73 | 36,27 | | 0,54 | 36,46 |
| SC17PZ 2 | 29 | QM | | -0,34 | 32,49 | | -0,32 | 32,30 |
| SC17PZ 3 | 20 | QM | | 0,01 | 19,92 | | 0,01 | 19,93 |
| SC19-PZ | (31,10-53,10) percée | Ts/TM | 12-10-2016 | | 33,23 | - | - | - |
| SC24BPZ 1 | 40 | QM | 19-10-2016 | 1,99 | 19,65 | 21-06-2017 | 2,03 | 19,27 |
| SC24BPZ 2 | 25 | QM | | 0,45 | 20,39 | | 0,52 | 19,70 |
| SC24BPZ 3 | 11 | Qs | | 0,07 | 10,28 | | 0,12 | 9,80 |
| SC30-PZ | (24,00-34,00) percée | QM/QM _{sg} | 12-10-2016 | - | 18,35 | - | - | - |
| SC31 - PZ1 | 43 | | 19-10-2016 | 1,47 | 27,95 | - | - | - |
| SC31 - PZ2 | 34 | | | 0,48 | 29,08 | - | - | - |
| SC31 - PZ3 | 15 | | | 0,11 | 13,84 | - | - | - |

Tableau 2 : Exemple des résultats de SPT réalisé dans tronçon 3

| Phase | Unité | Essais SPT | | | | | |
|-------|-------|------------|----------------|-------|------------------|-----------------|---------------------------------|
| | | Code | Sondage | | N _{SPT} | N ₆₀ | (N ₁) ₆₀ |
| | | | Profondeur (m) | | | | |
| | | | Debout | Fin | | | |
| | QS | SC20 | 3,00 | 3,45 | 21 | 14 | |
| | QS | SC20 | 4,50 | 4,95 | 45 | 35 | |
| | QS | SC20 | 6,00 | 6,45 | 48 | 42 | |
| | QM | SC20 | 7,50 | - | refus | - | - |
| | QM | SC20 | 9,00 | 9,45 | 34 | 30 | - |
| | QM | SC20 | 10,50 | 10,95 | 25 | 23 | - |
| | QM | SC20 | 12,00 | 12,45 | 33 | 30 | - |
| | QM | SC20 | 13,50 | - | refus | - | - |
| | QM | SC20 | 15,00 | - | refus | - | - |
| | QM | SC20 | 16,50 | - | refus | - | - |
| | QM | SC20 | 18,00 | - | refus | - | - |
| | QM | SC20 | 19,50 | - | refus | - | - |
| | QM | SC20 | 21,00 | - | refus | - | - |
| | QM | SC20 | 22,50 | 22,95 | 39 | 36 | - |
| | QM | SC20 | 24,00 | - | refus | - | - |

Tableau 3 : Exemple des résultats des essais pressiométriques –T3

| Unité | Sondage | | E _w | P _l | P _f | E _w /P _f |
|-------|---------|------------|----------------|----------------|----------------|--------------------------------|
| | Code | Profondeur | | | | |
| | | (m) | MPa | MPa | MPa | -- |
| QM | SP13 | 4,50 | 26,57 | 2,04 | 1,42 | 13,00 |
| QM | SP13 | 9,00 | 81,69 | 4,95 | 4,95 | 16,50 |
| QM | SP13 | 13,50 | 97,29 | 5,55 | 3,34 | 17,53 |
| QM | SP13 | 18,00 | 123,88 | 5,50 | 3,63 | 22,54 |
| QM | SP13 | 22,50 | 146,36 | 5,11 | 5,11 | 28,65 |
| QM | SP13 | 27,00 | 36,02 | 3,01 | 2,28 | 11,98 |
| TS | SP13 | 31,50 | 66,45 | 4,21 | 4,21 | 15,78 |
| TS | SP13 | 36,00 | 41,17 | 2,86 | 1,88 | 14,39 |

Tableau 4 : Les résultats des essais physique en laboratoire- T3

| Phase | Sond. | Prof. | UNITÉ | A. Granulométrique | | Limites d'Atterberg | | | VBS | γ_s (KN/m ³) | γ_h (KN/m ³) | γ_d (KN/m ³) | w (%) | Sr (%) | Classification | |
|-------|--------|---------------|-------|--------------------|-------------|---------------------|--------|--------|------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|-------|--------|----------------|----------|
| | | | | < 0,08 mm | < 2 μ m | WL (%) | WP (%) | IP (%) | | | | | | | USCS | NF11-300 |
| CPC | Sc20 | 10,05 - 10,35 | OM | - | - | Imp. | Imp. | Imp. | Imp. | - | 20,4 | 17,1 | 20 | 91 | - | - |
| CPC | Sc20 | 11,10 - 11,40 | OM | 77 | 27 | 41 | 20 | 21 | 1,98 | 25,3 | 19,9 | 16,3 | 21 | 89 | CL | A2 |
| CPC | Sc20 | 19,10 - 19,50 | OM | 97 | 51 | 55 | 27 | 26 | 1,98 | 25,4 | 20,7 | 17,6 | 18 | 89 | CH | A3 |
| CPC | Sc20 | 21,60 - 22,14 | OM | 79 | 27 | 43 | 22 | 21 | 2,67 | 25,6 | 20,4 | 17 | 20 | 91 | CL | A2 |
| CPC | Sc20 | 56,00 - 56,50 | TM | 99 | 50 | 60 | 30 | 30 | 5,22 | 25 | 19,2 | 15,6 | 23 | 86 | CH | A3 |
| CPC | Sc21 | 9,10 - 9,30 | OM | - | - | - | 46 | 54 | - | - | - | - | - | - | - | - |
| CPC | Sc21 | 25,20 - 25,50 | OM | 59,49 | 8 | Imp. | Imp. | Imp. | 1,23 | 26,6 | 19,13 | 18,02 | 6,15 | - | - | - |
| CPC | Sc21 | 27,50 - 27,87 | OM | 71 | 36 | 29 | 17 | 12 | 2,16 | 26,5 | 20,88 | 19,34 | 7,97 | - | CL | A1 |
| CPC | Sc21 | 30,69 - 31,24 | TS | 86 | 54 | 55 | 25 | 30 | 3,1 | 25,2 | 21,6 | 19,15 | 12,79 | - | CH | A3 |
| CPC | Sc21 | 32,50 - 33,00 | TS | 89 | 46 | 52 | 27 | 25 | 3,06 | 26,8 | 19,95 | 17,93 | 11,25 | - | CH | A2 |
| CPC | Sc21 | 35,50 - 36,00 | TS | 100 | 76 | 74 | 36 | 37 | 5,64 | 23 | 20,5 | 16,61 | 23,42 | - | MH | A3 |
| CPC | Sc21 | 39,80 - 40,00 | TS | - | - | Imp. | Imp. | Imp. | 0,28 | 25,6 | Imp. | Imp. | 15,94 | - | SP | B2 |
| APD | S 9 | 2,50 - 3,00 | OM | 97,13 | - | 55 | 21 | 34 | - | - | 20,39 | 16,62 | 23 | 100 | CH | A3 |
| APD | S 9 | 4,60 - 5,00 | OM | 94,81 | - | 60 | 19 | 41 | - | - | 21,17 | 17,59 | 20 | 100 | CH | A4 |
| APD | S 9 | 7,00 - 7,40 | OM | 99,71 | - | 45 | 20 | 25 | - | - | 21,05 | 17,51 | 20 | 100 | CL | A2 |
| APD | S 9 | 13,00 - 13,50 | OM | 99,39 | - | 64 | 15 | 49 | - | - | 20,63 | 16,78 | 23 | 100 | CH | A4 |
| CPC | Sc22 | 17,55 - 18,00 | OM | 91,65 | 56 | 58 | 28 | 30 | 8,3 | 25,5 | 20,8 | 16,3 | 27,47 | - | CH | A3 |
| CPC | Sc22 | 19,70 - 20,00 | OM | 91,6 | 60 | 57 | 33 | 24 | 4,82 | 26,2 | 20,8 | 17,2 | 20,55 | - | MH | A2 |
| CPC | Sc22 | 23,40 - 23,70 | OM | 68,5 | 31 | 45 | 26 | 19 | 2,58 | 26,5 | 22,8 | 19 | 19,9 | - | CL | A2 |
| CPC | Sc22 | 25,65 - 26,00 | OM | 94,6 | 33 | 41 | 24 | 16 | 2,56 | 26,5 | 22 | 21,1 | 3,7 | - | CL | A2 |
| CPC | Sc24 | 05,50 - 6,00 | QA | 72,48 | 39 | 41 | 18 | 23 | 1,98 | 25,6 | 21,2 | 17,74 | 22,07 | - | CL | A2 |
| CPC | Sc24 | 9,50 - 9,95 | OM | 87,92 | - | 48 | 27 | 21 | 2,82 | 25,1 | 20 | 16,5 | 20,96 | - | CL | A2 |
| CPC | Sc24 | 21,50 - 21,85 | OM | 78,75 | - | 34 | 23 | 12 | 1,77 | 25,6 | 19,5 | 15,3 | 27,12 | - | CL | A1 |
| CPC | Sc24 D | 06,50 - 06,80 | OG | 96,51 | 96 | 54 | 26 | 28 | - | 25,22 | 19,95 | 16,33 | 22,17 | - | CH | A3 |
| CPC | Sc24 D | 07,10 - 07,50 | OG | 90,51 | 90 | 47 | 24 | 22 | - | 25,26 | 19,06 | 15,95 | 19,49 | - | CL | A2 |
| CPC | Sc24 D | SPT 09,00 | OG | 17,97 | 18 | Imp. | Imp. | Imp. | - | - | - | - | - | - | - | - |
| CPC | Sc24 D | 12,55 - 13,00 | QA | 96,6 | 96 | 35 | 18 | 17 | 3,66 | 25,89 | 20,91 | 18,21 | 14,80 | - | CL | A2 |

| Phase | Sond. | Prof. | UNITÉ | A. Granulométrique | | Limites d'Atterberg | | | VBS | γ_s (KN/m ³) | γ_h (KN/m ³) | γ_d (KN/m ³) | w (%) | Sr (%) | Classification | |
|-------|--------|---------------|-------------------|--------------------|-------------|---------------------|--------|--------|------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|-------|--------|----------------|----------|
| | | | | < 0,08 mm | < 2 μ m | WL (%) | WP (%) | IP (%) | | | | | | | USCS | NF11-300 |
| CPC | Sc24 D | SPT 15,00 | QS | 58,44 | 42 | Imp. | Imp. | Imp. | 2,66 | - | - | - | - | - | - | A2 |
| CPC | Sc24 D | SPT 16,50 | QS | 45,41 | 45 | Imp. | Imp. | Imp. | 2,46 | - | - | - | - | - | - | A1 |
| CPC | Sc24 D | SPT 19,50 | QM | 87,07 | 86 | Imp. | Imp. | Imp. | - | - | - | - | - | - | - | - |
| CPC | Sc24 D | 20,40 - 20,80 | OM | 78,64 | 78 | 35 | 20 | 15 | - | 25,72 | 20,64 | 17,11 | 20,60 | - | CL | A2 |
| CPC | Sc24 D | 23,30 - 23,80 | OM | 94,54 | 94 | 34 | 14 | 20 | - | 25,43 | 20,75 | 17,22 | 20,46 | - | CL | A2 |
| CPC | Sc24 D | 24,65 - 25,00 | OM | 61,3 | 59 | 31 | 17 | 14 | - | 25,79 | 20,45 | 17,12 | 19,42 | - | CL | A2 |
| CPC | Sc24 D | 30,25 - 30,63 | OM | 80,6 | 80 | 35 | 19 | 15 | - | 25,84 | 19,85 | 15,76 | 25,93 | - | CL | A2 |
| CPC | Sc24 D | 34,10 - 34,50 | OM | 97,94 | 98 | 54 | 26 | 28 | - | 25,5 | 20,50 | 16,53 | 22,50 | - | CH | A3 |
| CPC | Sc24 D | 38,80 - 39,00 | TS | 17,39 | 16 | Imp. | Imp. | Imp. | - | 26,29 | Imp. | Imp. | 18,75 | - | - | - |
| CPC | Sc24 D | 44,60 - 44,90 | TS | 5,91 | 4 | Imp. | Imp. | Imp. | - | 26,48 | Imp. | Imp. | 20,98 | - | - | - |
| CPC | Sc25 | 16,85 - 17,25 | OM | 71,83 | - | 32 | 23 | 9 | 2,86 | 25,6 | 20,4 | 17 | 20,8 | - | CL | A1 |
| CPC | Sc25 | 18,50 - 18,85 | OM | 59,38 | 19 | 32 | 21 | 10 | 2,18 | 26,1 | 20,6 | 17,2 | 19,75 | - | CL | A1 |
| CPC | Sc25 | 24,50 - 24,90 | OM | 98,65 | - | 38 | 23 | 15 | 3 | 26,1 | 20,7 | 17 | 21,82 | - | CL | A2 |
| APD | S 12 | 10,00 - 10,35 | OM | 99,45 | - | 57 | 25 | 32 | - | - | 20,56 | 16,57 | 24 | 100 | CH | A3 |
| APD | S 12 | 12,30 - 12,60 | OM | 98,23 | - | 55 | 24 | 31 | - | - | 21,61 | 18,26 | 18 | 100 | MH | A3 |
| APD | S 12 | 15,30 - 15,60 | OM | 79,44 | - | Imp. | Imp. | Imp. | - | - | 22,42 | 18,80 | 19 | 100 | - | - |
| APD | S 12 | 17,30 - 17,70 | OM | 92,06 | - | 45 | 21 | 24 | - | - | 21,59 | 18,33 | 18 | 100 | CL | A2 |
| CPC | Sc26 | 14,32 - 14,74 | OM | 97,03 | 34 | 39 | 22 | 17 | 2,33 | 25,75 | 20,97 | 16,65 | 25,99 | - | CL | A2 |
| CPC | Sc26 | 18,90 - 19,50 | OM | 68,57 | 14 | 34 | 24 | 10 | 1,79 | 26,3 | 20,97 | 17,13 | 22,4 | - | CL | A1 |
| CPC | Sc26 | 26,05 - 26,25 | OM _{sig} | 31,96 | 6 | 33 | 20 | 13 | 1 | 25,83 | 19,86 | 16,16 | 22,94 | - | CL | A2 |

Tableau 5 : Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans plusieurs

| Sondage | Profondeur | UNITE | RC | Cisaillement à la boîte (UU) | | | Cisaillement à la boîte (CD) | | | Cisaillement à la boîte (CU) | | | Essais Triaxiaux (CU+U) | | | | Oedométrique | | | Gonflement Libre | | Perméabilité | |
|---------|---------------|------------------|-------|------------------------------|----------|-----------------|------------------------------|-------------|-----------|------------------------------|----------|-------------|-------------------------|-----------------|--------|--------|----------------------|----------|--------|------------------|----------|--------------|---------|
| | | | | σ_c (kPa) | Cu (kPa) | ϕ_{cu} (°) | C' (kPa) | ϕ' (°) | Ccu (kPa) | ϕ_{cu} (°) | C' (Kpa) | ϕ' (°) | Ccu (Kpa) | ϕ_{cu} (°) | e_1 | e_2 | σ'_{v1} (bar) | Pc (bar) | Ct (%) | Cg (%) | Pg (bar) | | K (m/s) |
| Sc20 | 10,05 - 10,35 | QM | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 1,33 | | |
| | 11,10 - 11,40 | QM | 234 | | | 50 | 17 | | | | | | | | | | | 1,6 | 13,06 | 5,14 | | | |
| | 19,10 - 19,50 | QM | Imp | | | 45 | 17 | | | | | | | | | | | | | | | 7,40E-09 | |
| | 21,60 - 22,14 | QM | | | | | | | | | | | 51 | 15 | | | | 1,77 | 14,06 | 5,14 | | | |
| SC21 | 9,30 - 9,50 | QM (*) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 19,70 - 19,95 | QM (*) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 25,20 - 25,50 | QM (*) | | | | | | | | | | | | | 0,493 | 0,4462 | 4,84 | 14 | 27 | 3,2 | | 3,00E-09 | |
| | 27,50 - 27,87 | QM (*) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 30,69 - 31,24 | TS (*) | | | | | | | | | | | | | Imp | Imp | Imp | Imp | Imp | Imp | | Imp. | |
| | 32,50 - 33,00 | TS | | | | Imp | Imp | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 35,50 - 36,00 | TS (*) | | | | | | | | | | | | | 0,5432 | 0,5269 | 7,38 | 15 | 6 | 0,9 | | 1,20E-09 | |
| | 39,80 - 40,00 | TS | | | | | | | | | | | | | Imp | Imp | Imp | Imp | Imp | Imp | | Imp. | |
| S 9 | 2,50 - 3,00 | QM | 315 | 87 | 16,78 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 7,00 - 7,40 | QM | 143 | 150 | 17,86 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 13,00 - 13,50 | QM | 157 | 52 | 9,93 | | | | | | | | | | | | | 3,18 | 25,67 | 6,54 | | | |
| Sc22 | 17,55 - 18,00 | QM | 362,8 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 19,70 - 20,00 | QM | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | (*) | |
| | 23,40 - 23,70 | QM | 398,2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 25,65 - 26,00 | QM | Imp. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | Imp | |
| Sc24 | 05,50 - 6,00 | QA | 220,9 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 9,50 - 9,95 | QM | 198,3 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | (*) | |
| | 21,50 - 21,85 | QM | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | (*) | |
| Sc24D | 06,50 - 06,80 | OG | | | | Imp. | Imp. | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 07,10 - 07,50 | OG | Imp. | | | | | | | | | | | | Imp. | Imp. | Imp. | Imp. | Imp. | Imp. | | Imp. | |
| | SPT 09,00 | OG | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 12,55 - 13,00 | QA | | | | Imp. | Imp. | | | | | | | | 0,4507 | 0,4272 | 2,7183 | 6,2 | | | | 4,85E-13 | |
| | 13,00 - 13,37 | QA | 364 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 20,40 - 20,80 | QM | 384 | | | | | | | | | | | | 0,5115 | 0,4512 | 4,29312 | 5,5 | | | | 5,20E-13 | |
| | 23,30 - 23,80 | QM | | | | 10 | 28 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 24,65 - 25,00 | QM | 233 | | | | | | | | | | | | 0,5593 | 0,4847 | 5,1125 | 9,5 | | | | 2,75E-13 | |
| | 30,25 - 30,63 | QM | | | | | | | | | | | | | 0,6488 | 0,5839 | 6,0801 | 4,8 | | | | 9,00E-13 | |
| | 34,10 - 34,50 | QM | | | | 50 | 23 | | | | | | | | 0,5681 | 0,544 | 6,92625 | 20 | | | | 4,90E-14 | |
| | 38,80 - 39,00 | TS | | | | | | | | | | | | | Imp. | | | | | | | | Imp |
| | 44,60 - 44,90 | TS | | | | Imp. | Imp. | | | | | | | | Imp. | | | | | | | | Imp. |
| Sc25 | 16,85 - 17,25 | QM | Imp. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | (*) | |
| | 18,50 - 18,85 | QM | 198,6 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 24,50 - 24,90 | QM | 235,1 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| S 12 | 10,00 - 10,35 | QM | 202 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 12,30 - 12,60 | QM | 210 | 90 | 21,65 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 15,30 - 15,60 | QM | 267 | 85 | 15,84 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 17,30 - 17,70 | QM | 238 | 109 | 13,33 | | | | | | | | | | | | | | | | | 5,00E-09 | |
| Sc26 | 14,32 - 14,74 | QM | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | (*) | |
| | 18,90 - 19,50 | QM | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | (*) | |
| | 26,05 - 26,25 | QM _{sp} | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | (*) | |
| S 13 | 9,60 - 10,00 | OS | 140 | 151 | 20,56 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 14,70 - 15,00 | QM | 197 | 108 | 10,18 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 18,00 - 18,70 | QM | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 4,30E-09 | |
| | 36,50 - 37,00 | QM | 163 | 69 | 17,87 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

études

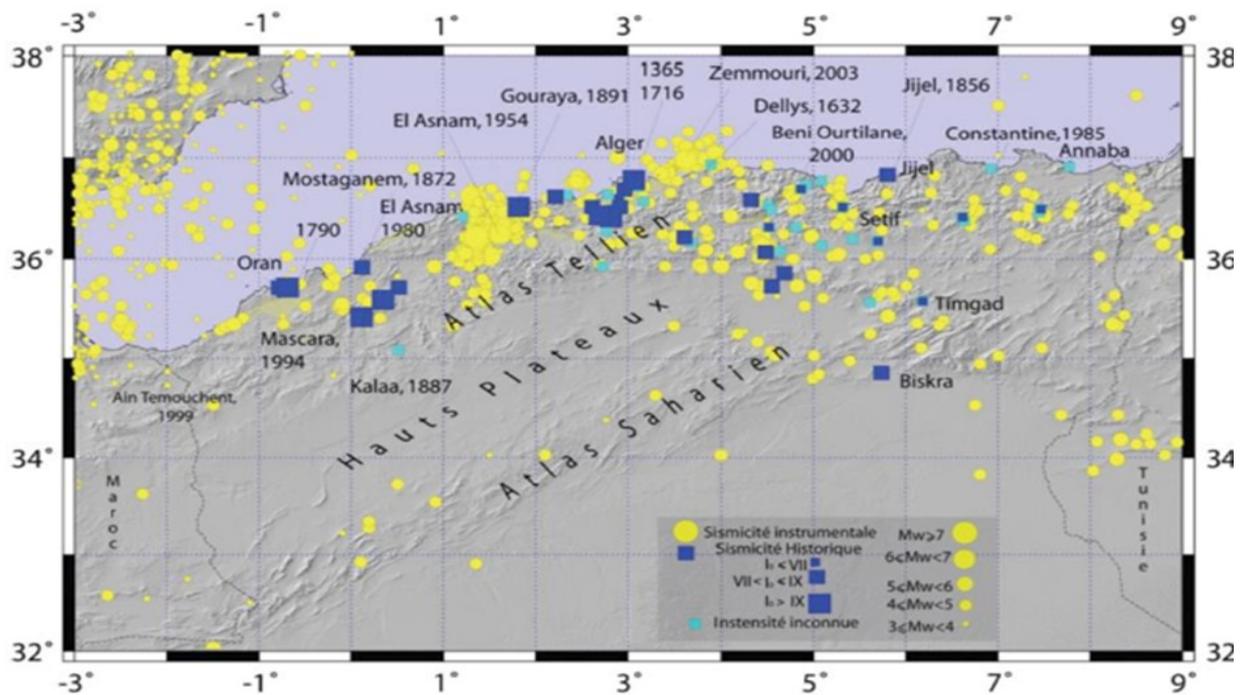


Figure 2 : Carte de la sismicité historique de 1359 à 1895 (Harbi, 2006) et de la sismicité instrumentale du Nord de l'Algérie de 1900 à 2005 (source, Benouar, 1995 et ISC)

Tableau 6 : Perméabilité en plan au long du tracé basé en la Carte Hydrogéologique de la région d'Algier

| Tunnel (Tronçon) | Pki | Pk | Extension (m) | Hydrogéologie |
|------------------|----------|----------|---------------|-------------------------------|
| T1 | 0+000,00 | 0+782,50 | 782,50 | Perméabilité Moyenne |
| T2 | 0+912,00 | 1+445,80 | 533,8 | Perméabilité Moyenne |
| T3 | 1+576,20 | 2+646,30 | 1070,1 | Perméabilité Moyenne |
| T4 | 2+775,70 | 3+741,95 | 966,2 | Perméabilité Moyenne |
| T5 | 3+872,00 | 4+740,50 | 868,5 | Perméabilité Moyenne à Élevée |
| T6 | 4+869,90 | 5+527,50 | 657,6 | Perméabilité Élevée |
| T7 | 5+677,65 | 6+644,96 | 967,3 | Perméabilité Élevée |
| T8 | 6+774,97 | 7+363,13 | 588,2 | Perméabilité Élevée |
| T9 | 7+501,13 | 8+873,10 | 1372 | Perméabilité Élevée |
| T10 | 9+002,90 | 9+575,00 | 572,1 | Perméabilité Élevée |

Tableau 7 : Résumé des résultats des analyses chimiques réalisés dans plusieurs études sur T3

| Tronçon | Sond. | Prof. | UNITÉ | Analyse Chimique complète des sols | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------|-------|---------------|-------|------------------------------------|----------|----------------------------|-------------------|--------------|----------------|---------------------|------|---------------------|---------------------------|--|---|-------------|-------|-------------------|--------------------|---------------------|---------------------------------|--------------------|---|
| | | | | Chlorures % | Gypses % | Sulfates SO ₄ % | Fer et aluminés % | Insolubles % | Perte au feu % | Matière Organique % | PH | CaCO ₃ % | Silice SiO ₂ % | Alumine Al ₂ O ₃ % | Hématite Fe ₂ O ₃ % | Chaux CaO % | MgO % | SO ₃ % | K ₂ O % | Na ₂ O % | P ₂ O ₅ % | TiO ₂ % | |
| T3 | Sc20 | 56,00 - 56,50 | TM | 0,0250 | - | 3,76 | - | 70,60 | 12,90 | - | - | 11,35 | 46,36 | 20,38 | 7,20 | 5,88 | - | - | - | - | - | | |
| | Sc21 | 27,50 - 27,87 | QM | - | - | - | - | - | 16,70 | - | - | - | 44,63 | 11,96 | 6,47 | 16,50 | 1,03 | 0,02 | 1,49 | 0,47 | 0,17 | 0,53 | |
| | Sc24D | 14,50 - 14,90 | QA | 0,65 | 1,74 | 0,97 | 6,59 | 76,18 | 9,89 | - | 7,40 | 10,07 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| | Sc24D | 20,40 - 20,80 | QM | 0,38 | Traces | | 7,60 | 63,41 | 16,65 | - | 8,40 | 24,10 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| | Sc24D | 30,25 - 30,63 | QM | 0,82 | 0,54 | 0,30 | 1,47 | 65,75 | 16,19 | - | 8,40 | 21,85 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| | Sc24D | 38,80 - 39,00 | TS | 0,53 | Néant | | 3,62 | 84,41 | 6,93 | - | 8,60 | 11,83 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |

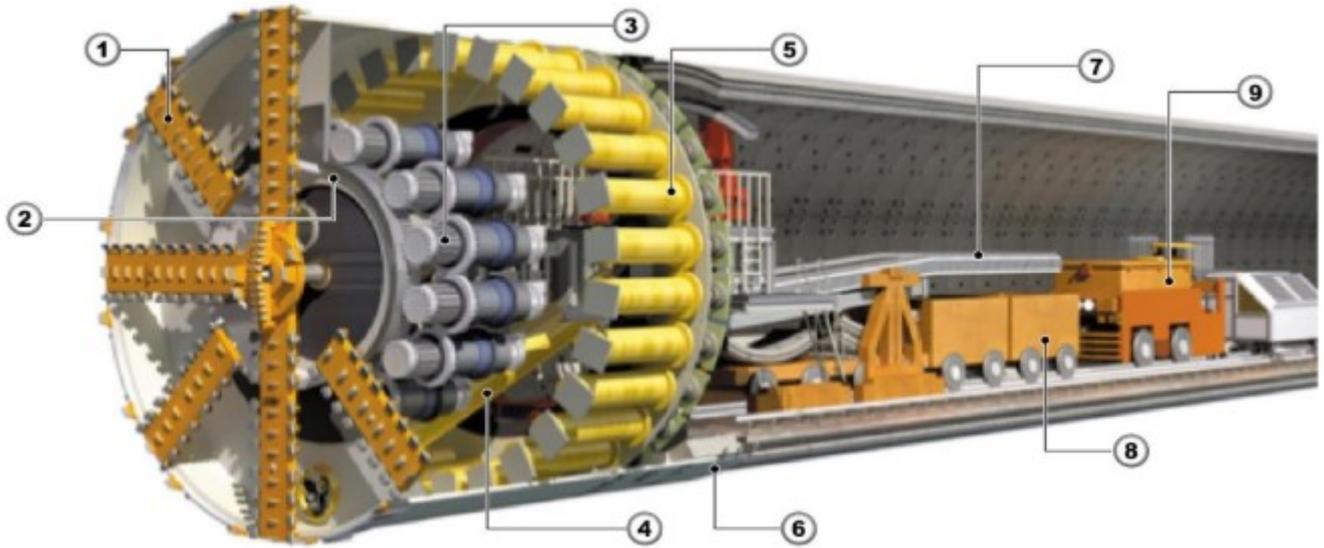
Tableau 8 : Résumé des résultats des essais de dureté CERCHAR

| Tronçon | Unité | Sondage (n°) | Profondeur (m) | Échantillon (n°) | D _{IN} | DIN _(moyenne) | Classes(*) | Descriptions (*) |
|---------|-------|--------------|----------------|------------------|-----------------|--------------------------|------------|------------------------|
| T3 | QM | SC21 | 10,00-10,10 | 1 | 11 | 18 | DU5 | Roche tendre |
| | | | | 2 | 31 | | | |
| | | | | 3 | 13 | | | |
| | | | 10,80-10,90 | 1 | 28 | 20 | DU5 | Roche tendre |
| | | | | 2 | 12 | | | |
| | | | | 3 | 22 | | | |
| | | | 20,00-20,10 | 1 | 27 | 59 | DU3 | Roche dure |
| | | | | 2 | 54 | | | |
| | | | | 3 | 95 | | | |
| | | | 20,50-20,60 | 1 | 15 | 24 | DU4 | Roche moyennement dure |
| | | | | 2 | 27 | | | |
| | | | | 3 | 30 | | | |

Tableau 9 : Résumé des résultats des essais d'Abrasivité CERCHAR

| Tronçon | Sondage (n°) | Unité | Profondeur (m) | Échantillon (n°) | A _{IN} | A _{IN(moyenne)} | Classes (*) | Descriptions (*) |
|---------|--------------|-------|----------------|------------------|-----------------|--------------------------|-------------------|------------------------|
| T3 | SC21 | QM | 10,00-10,10 | 1 | 0,1 | 0,1 | A _{IN} 5 | Roche très peu abrasif |
| | | | | 2 | 0,1 | | | |
| | | QM | 10,80-10,90 | 1 | 0,02 | 0,02 | A _{IN} 5 | Roche très peu abrasif |
| | | | | 2 | 0,02 | | | |
| | | QM | 20,00-20,10 | 1 | 0,3 | 0,3 | A _{IN} 5 | Roche très peu abrasif |
| | | | | 2 | 0,3 | | | |
| | | QM | 20,50-20,60 | 1 | 1,5 | 1,5 | A _{IN} 3 | Roche abrasif |
| | | | | 2 | 1,4 | | | |

Annexe B



| Numéro | Dénomination | Numéro | Dénomination |
|--------|---------------------|--------|--------------------|
| 1 | Tête d'abattage | 6 | Joint d'étanchéité |
| 2 | Roulement principal | 7 | Convoyeur à bandes |
| 3 | Motorisation | 8 | Wagon de mine |
| 4 | Vis d'extraction | 9 | Locomotive |
| 5 | Vérin de poussée | | |

Figure 1 : Schéma représentatif d'un tunnelier type EBP



Figure 2 : Tête de coupe de tunnelier /molettes (parmi les outils de coupe de front de taille).



Figure 3 : Système d'auscultation tunnelier et monitoring



Figure 4 : Cibles rétro-réfléctrices et l'appareil de mesure (pour prendre des mesure topographique)

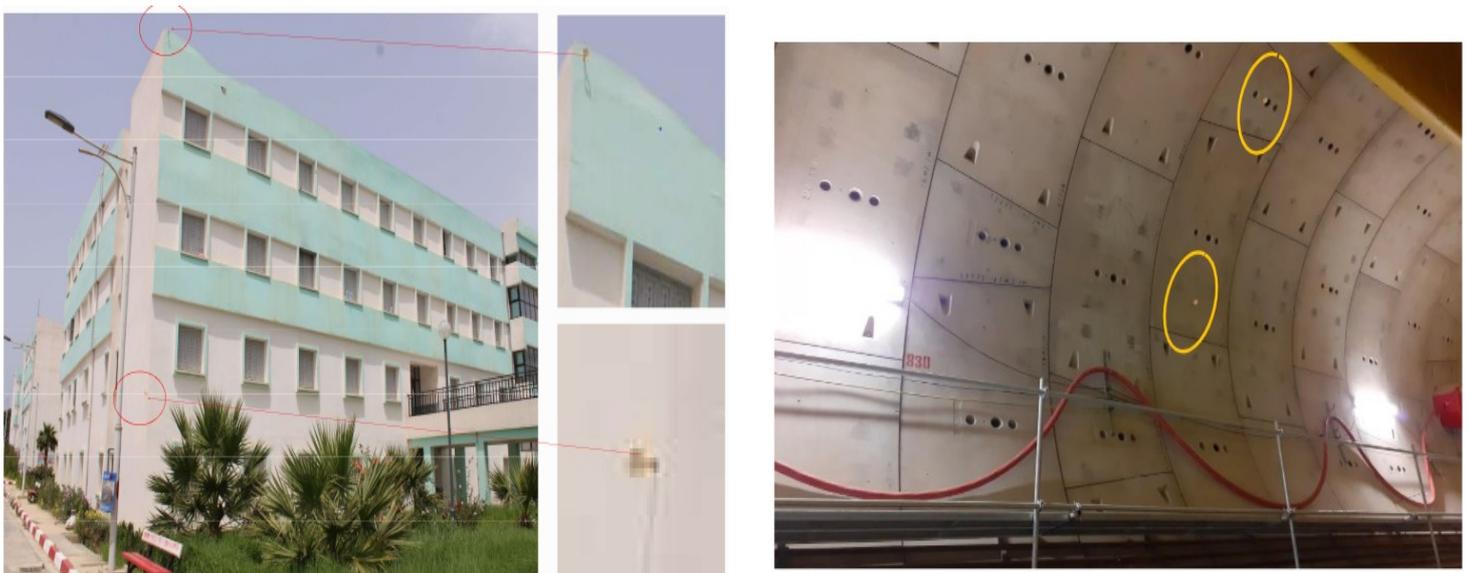
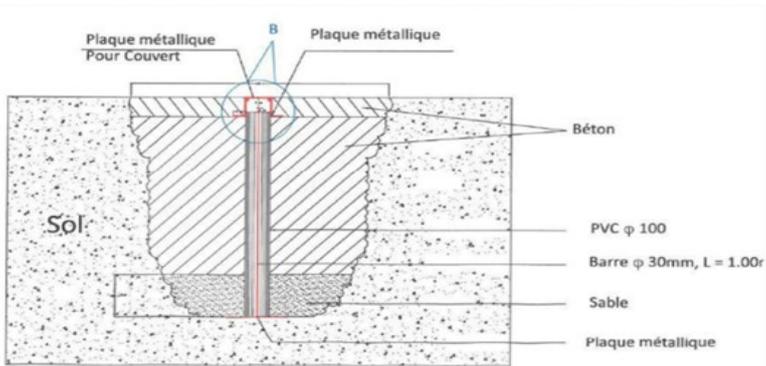


Figure 5 : Des cibles installés en surface (bâtiments) et à l'intérieur de tunnel pour le suivi de stabilité.



A. Clous d'aprentage/ Repère de surface

B. Mesure inclinométrique



C. Point de tassement

Figure 6 : Quelques instrumentations de mesure topographique



Figure 7 : Cabine de contrôles de tunnelier (pour contrôler toutes les opérations de fonctionnement de machine par un opérateur)



A. Méthode de creusement en taupe (à ciel ouvert) pour les stations de tunnel principal



B. Le rameau de connexion (pour relie le tunnel avec le puits de ventilation).



C. Le puits de ventilation

Figure 8 : Ouvrages importants de projet

Annexe C

| UNIFIED SOIL CLASSIFICATION AND SYMBOL CHART | | |
|---|--|--|
| COARSE-GRAINED SOILS (more than 50% of material is larger than No. 200 sieve size.) | | |
| GRAVELS More than 50% of coarse fraction larger than No. 4 sieve size | Clean Gravels (Less than 5% fines) | |
| | GW | Well-graded gravels, gravel-sand mixtures, little or no fines |
| | GP | Poorly-graded gravels, gravel-sand mixtures, little or no fines |
| | Gravels with fines (More than 12% fines) | |
| | GM | Silty gravels, gravel-sand-silt mixtures |
| | GC | Clayey gravels, gravel-sand-clay mixtures |
| SANDS 50% or more of coarse fraction smaller than No. 4 sieve size | Clean Sands (Less than 5% fines) | |
| | SW | Well-graded sands, gravelly sands, little or no fines |
| | SP | Poorly graded sands, gravelly sands, little or no fines |
| | Sands with fines (More than 12% fines) | |
| | SM | Silty sands, sand-silt mixtures |
| | SC | Clayey sands, sand-clay mixtures |
| FINE-GRAINED SOILS (50% or more of material is smaller than No. 200 sieve size.) | | |
| SILTS AND CLAYS Liquid limit less than 50% | ML | Inorganic silts and very fine sands, rock flour, silty of clayey fine sands or clayey silts with slight plasticity |
| | CL | Inorganic clays of low to medium plasticity, gravelly clays, sandy clays, silty clays, lean clays |
| | OL | Organic silts and organic silty clays of low plasticity |
| SILTS AND CLAYS Liquid limit 50% or greater | MH | Inorganic silts, micaceous or diatomaceous fine sandy or silty soils, elastic silts |
| | CH | Inorganic clays of high plasticity, fat clays |
| | OH | Organic clays of medium to high plasticity, organic silts |
| HIGHLY ORGANIC SOILS | PT | Peat and other highly organic soils |

| LABORATORY CLASSIFICATION CRITERIA | | |
|------------------------------------|---|--|
| GW | $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ greater than 4; $C_c = \frac{D_{30}}{D_{10} \times D_{60}}$ between 1 and 3 | |
| GP | Not meeting all gradation requirements for GW | |
| GM | Atterberg limits below "A" line or P.I. less than 4 | Above "A" line with P.I. between 4 and 7 are borderline cases requiring use of dual symbols |
| GC | Atterberg limits above "A" line with P.I. greater than 7 | |
| SW | $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ greater than 4; $C_c = \frac{D_{30}}{D_{10} \times D_{60}}$ between 1 and 3 | |
| SP | Not meeting all gradation requirements for GW | |
| SM | Atterberg limits below "A" line or P.I. less than 4 | Limits plotting in shaded zone with P.I. between 4 and 7 are borderline cases requiring use of dual symbols. |
| SC | Atterberg limits above "A" line with P.I. greater than 7 | |

Determine percentages of sand and gravel from grain-size curve. Depending on percentage of fines (fraction smaller than No. 200 sieve size), coarse-grained soils are classified as follows:

Less than 5 percent GW, GP, SW, SP
 More than 12 percent GM, GC, SM, SC
 5 to 12 percent Borderline cases requiring dual symbols

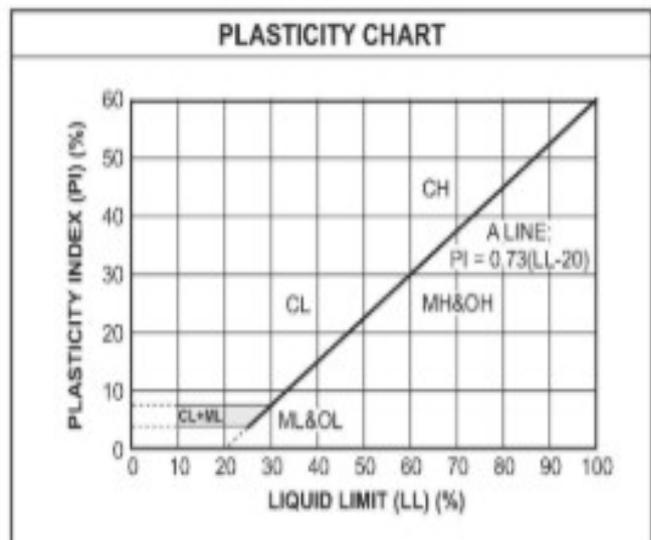


Figure 1 : Unified Soil Classification System USCS

| Classement selon la nature | | | | Classement selon l'état hydrique | |
|--|----------------|--|--|--|--------------------------------|
| Paramètres de nature Premier niveau de classification | Classe | Paramètres de nature Deuxième niveau de classification | Sous classe fonction de la nature | Paramètres d'état | Sous classe fonction de l'état |
| D _{max} ≤ 50 mm et Tamisat à 80 μm > 35% | A Sols fins | VBS ≤ 2,5 ^(*) ou I _p ≤ 12 | A₁ Limos peu plastiques, loess, silts alluvionnaires, sables fins peu pollués, arènes peu plastiques... | IPI ^(*) ≤ 3 ou w _n ≥ 1,25 w _{OPN} | A ₁ th |
| | | | | 3 < IPI ^(*) ≤ 8 ou 1,10 ≤ w _n < 1,25 w _{OPN} | A ₁ h |
| | | | | 8 < IPI ≤ 25 ou 0,9 w _{OPN} ≤ w _n < 1,1 w _{OPN} | A ₁ m |
| | | | | 0,7 w _{OPN} ≤ w _n < 0,9 w _{OPN} | A ₁ s |
| | | | | w _n < 0,7 w _{OPN} | A ₁ ts |
| | | 12 < I _p ≤ 25 ^(*) ou 2,5 < VBS ≤ 6 | A₂ Sables fins argileux, limons, argiles et marnes peu plastiques arènes... | IPI ^(*) ≤ 2 ou I _c ^(*) ≤ 0,9 ou w _n ≥ 1,3 w _{OPN} | A ₂ th |
| | | | | 2 < IPI ^(*) ≤ 5 ou 0,9 ≤ I _c ^(*) < 1,05 ou 1,1 w _{OPN} ≤ w _n < 1,3 w _{OPN} | A ₂ h |
| | | | | 5 < IPI ≤ 15 ou 1,05 < I _c ≤ 1,2 ou 0,9 w _{OPN} ≤ w _n < 1,1 w _{OPN} | A ₂ m |
| | | | | 1,2 < I _c ≤ 1,4 ou 0,7 w _{OPN} ≤ w _n < 0,9 w _{OPN} | A ₂ s |
| | | | | I _c > 1,3 ou w _n < 0,7 w _{OPN} | A ₂ ts |
| | | 25 < I _p ≤ 40 ^(*) ou 6 < VBS ≤ 8 | A₃ Argiles et argiles marnées, limons très plastiques... | IPI ^(*) ≤ 1 ou I _c ^(*) ≤ 0,8 ou w _n ≥ 1,4 w _{OPN} | A ₃ th |
| | | | | 1 < IPI ^(*) ≤ 3 ou 0,8 ≤ I _c ^(*) < 1 ou 1,2 w _{OPN} ≤ w _n < 1,4 w _{OPN} | A ₃ h |
| | | | | 3 < IPI ≤ 10 ou 1 < I _c ≤ 1,15 ou 0,9 w _{OPN} ≤ w _n < 1,2 w _{OPN} | A ₃ m |
| | | | | 1,15 < I _c ≤ 1,3 ou 0,7 w _{OPN} ≤ w _n < 0,9 w _{OPN} | A ₃ s |
| | | | | I _c > 1,3 ou w _n < 0,7 w _{OPN} | A ₃ ts |
| | | I _p > 40 ^(*) ou VBS > 8 | A₄ Argiles et argiles marnées, très plastiques... | Valeurs seuils des paramètres d'état, à définir à l'appui d'une étude spécifique | |
| | | | | A ₄ h | |
| | | | | A ₄ m | |
| | | | | A ₄ s | |

Figure 2 : G.T.R classification des sols fins de classe A

| Valeurs de résistance à la compression uniaxiale σ_c | Termes descriptifs de résistance |
|---|----------------------------------|
| $\sigma_c > 200$ MPa | Résistance extrêmement élevée |
| 100 MPa < σ_c < 200 MPa | Résistance très élevée |
| 50 MPa < σ_c < 100 MPa | Résistance élevée |
| 25 MPa < σ_c < 50 MPa | Résistance moyenne |
| 5 MPa < σ_c < 25 MPa | Résistance faible |
| 1 MPa < σ_c < 5 MPa | Résistance très faible |
| $\sigma_c < 1$ MPa | Résistance extrêmement faible |

Classification des résistances des roches selon AFTES
(Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain)

| Valeurs du module de Young | Termes descriptifs de raideur |
|----------------------------|-------------------------------|
| E > 50 GPa | Matrice extrêmement raide |
| 20 GPa < E < 50 GPa | Résistance très raide |
| 5 GPa < E < 20 GPa | Matrice raide |
| 1 GPa < E < 5 GPa | Matrice moyennement raide |
| 0,1 GPa < E < 1 GPa | Matrice peu raide |
| E < 0,1 GPa | Matrice très peu raide |

Classification des raideurs des roches selon AFTES
(Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain)

Figure 3 : Classification de résistance à la compression simple et les raideurs des roches selon AFTES

AFTES

Tableau 1 : Classe de porosité de la matrice rocheuse selon

| Classes | Porosité n | Termes descriptifs de porosité |
|-----------|----------------|--------------------------------|
| P1 | 0 % < n < 1% | Porosité très faible |
| P2 | 1 % < n < 5% | Porosité faible |
| P3 | 5 % < n < 15% | Porosité moyenne |
| P4 | 15 % < n < 30% | Porosité forte |
| P5 | n > 30% | Porosité très forte |

PARAMÈTRES DRAINÉS DES SOLS COHÉSIFS

Détermination de ϕ' et c' L'angle de frottement effectif (ϕ') et la cohésion effective (c') des sols cohésifs ont été déterminés sur la base des résultats des essais de cisaillement direct et des essais triaxiales. L'information provenant de ces essais-là a été complétée avec des valeurs de (ϕ') et (c') calculées à partir de d'autres propriétés physiques des sols concernés, en utilisant des corrélations depuis longtemps éprouvées. Plusieurs auteurs ont démontré que l'angle de frottement effectif (ϕ') des sols cohésifs peut être corrélé avec l'indice de plasticité (IP). Pour déterminer le ϕ' , nous avons utilisé la corrélation proposée par :

- Mitchell (1976): $\sin \phi' = 0,8 - 0,094 \cdot \ln IP$
- Michel Dysli & walter (2011) $\phi' \approx 34,5 - 0,40 Ip, 0 < Ip$

Pour l'estimation de la cohésion effective (c') et balisage de l'angle de frottement effectif (ϕ') calculé selon les corrélations proposés précédemment, 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' .

Tableau 2 : Valeurs typiques de c' et ϕ' selon Wilun & Starzewski (1975)

| Type of soil | | $I_D =$ | Density index of cohesionless soils | | | | |
|--------------|--|---|--|-------------|---------|-------------------|--------|
| | | | 1.0 | 0.67 | 0.33 | 0 | |
| cohesionless | inorganic | gravels, tills, hoggins, 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 $J < 10\%$ | 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° | |
| | | c'_u | 50-40 | 40-30 | 30-20 | 20-3 | |
| | | ϕ_u | 20°-16° | 16°-12° | 12°-7° | 7°-5° | |
| | sand-clays, sand-silt-clays, silt-clays $J = 10-30\%$ | ϕ' | 23°-20° | 20°-17° | 17°-12° | 12°-8° | |
| | c' | 60-50 | 50-40 | 40-30 | 30-5 | | |
| | ϕ_u | 15°-12° | 12°-9° | 9°-5° | 5°-2° | | |
| | sandy clays, clays, silty clays $J > 30\%$ | 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° | | |
| organic | organic silts, peats, etc. | | all strength parameters to be determined from laboratory tests | | | | |

