

REPUBLIQUE ALGERIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE



جامعة باجي مختار عنابة

BADJI MOKHTAR UNIVERSITY –ANNABA  
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR –ANNABA



Faculté des Sciences de la Terre

Département des Mines

## THÈSE

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de Doctorat en Construction des  
mines

**Option :** Conception d'ouvrages souterrains

**Thème**

### ETUDE DE L'INTERACTION DU COUPLE 'MASSIF ROCHEUX- SOUTÈNEMENT /REVETEMENT ' D'UN TUNNEL – CAS METRO D'ALGER

Présentée par :

**Mr. BOUDJELLAL Djamel Eddine**

**Devant le jury composé de :**

|                       |     |                                       |            |
|-----------------------|-----|---------------------------------------|------------|
| Mr. BOUKELLOUL M/Laid | Pr  | Université Badji Mokhtar – Annaba     | Président  |
| Mr. HAFSAOUI Abdellah | Pr  | Université Badji Mokhtar – Annaba     | Rapporteur |
| Mr. BOUNOUALA Mohamed | Pr  | Université Badji Mokhtar – Annaba     | Examineur  |
| Mr. HADJI Riheb       | MCA | Université Ferhat Abbas – Sétif       | Examineur  |
| Mr. MAMEN Belgacem    | MCA | Université Abbès Laghrour – Khenchela | Examineur  |

**01 Juillet 2020**

# REMERCIEMENTS

*Avant toute chose, en cette mémorable occasion, je tiens à remercier notre SEIGNEUR LE TOUT PUISSANT de m'avoir donné force, santé et patience pour mener à bien ce modeste travail.*

*Ma plus profonde gratitude va bien évidemment à mon directeur de thèse HAFSSAOUI Abdellah, qui m'a proposé ce travail de thèse et qui m'a encouragé, soutenu et orienté tout au long de ces quatre années de recherche. Ma sincère reconnaissance va également à mon co-directeur de thèse TALHI Korichi.*

*Je tiens à exprimer ici mon profond respect et ma gratitude à Monsieur JOURDAIN Robert et Pr. BENSIHAMDI Salim pour avoir eu confiance en moi et pour son précieux soutien spécialement pendant la période de recherche.*

*Je remercie également le président de jury Pr. BOUKELLOUL M/Laid et les membres de jury: Pr. BOUNOUALA Mohamed, Dr. HADJI Riheb et Dr. MAMEN Belgacem d'avoir accepté d'examiner mon travail, j'exprime également ma reconnaissance à Monsieur AKRAM B, qui m'a fourni toutes les données pour le tunnel de l'extension A de la ligne 1, et à toutes les personnes dans l'Entreprise Métro d'Alger qui m'ont fait l'honneur de bien vouloir guider mes pas tout au long de ce travail. Leurs conseils, leurs encouragements.*

*Je remercie aussi Monsieur BEN HEMAIDA Yazid pour la traduction des documents.*

*Ma reconnaissance va à toute ma famille qui m'a supporté durant cette période. Enfin, je salue tous mes collègues de génie minier et mes amis proches.*

## إهداء خاص

أهدي ثمرة جهدي و تعبتي إلى :  
والدتي التي لطالما سقتني الحب والحنان ورأيت العالم بنور عينيها أطال الله في عمرها .  
إلى والدي الذي سقاني دروسا لم ولن أنساها ما حبيت .  
إلى أخي وسندي الذي لطالما كان والدا ومرشدا لي فلم يبخل علي بشيء ووفر لي كل شيء أخي عبد النور وزوجته آسيا .  
إلى الذي لطالما كان بجانبنا في تقلبات الحياة بخلوها ومرها أخي ناصر .  
إلى أخي بشير المفكرة التي أكتب عليها كل ما هو جميل في الحياة فكان بطريقة ما أنا بصورة أخرى .  
إلى روح جدي الطاهرة الذي بقي حيا بقلبي (رحمه الله) .  
إلى روح عمي المسعود عمرون (رحمه الله) الذي تمنى أن يراني أعلق وسام النجاح لكن القدر شاء أن يفارق الحياة قبل ذلك أقول له فارقت الحياة جسدا لكنك معي روحا .  
إلى الكتاب الذي أتصفح وأقرأ منه كل يوم درسا في الأدب والأخلاق والمعاملة فكان الكتاب الذي لن يفارقني (عمي محمد بوجلال) .  
إلى جدتي التي شقت سعادتي من إسمها ودعواتها .  
إلى أخواتي اللواتي لطالما كن الوقود الذي يدفعني للنجاح فكانوا ساعة ابتسامتي وكل الأوقات سعادتي : مليكة، مسعودة، وردة وصغيرتي صبرينة .  
إلى إخوتي : حمزة، محمد و أصيل الذين هم جزئي ونصفي وكلي .  
إلى أبناء أخواتي : وهاج، مهيب، مغيث، الأميرة جنة، محبوبتي مهجة، الماسة إستهلل و الدرة آزاد .  
إلى الشخص الذي علمني ما لم تعلمني إياه المدرسة، الجامعة وحتى الحياة بحد ذاتها (عمي المبارك بوقرة) .  
إلى الشخص الذي جعلني أجد نفسي عندما عوضني كل لحظة حرمتني إياها الحياة في رحلة بحثي عن هدي أقول له مدين لك أنا بأنا (سعيد قارة علي) .  
إلى عمي أحمد جريدة المرأة التي تعكس كل الصفات الطيبة الموجودة في الحياة .  
إلى صديقي سليم مجي الذي لطالما جسد الهدوء والأخلاق والطيبة في صورة بشرية .  
إلى عمي صالح شودار المرشد الناصح طوال عدة سنوات .  
إلى عمي الصادق محشوش الذي لطالما لم يبخل علي بالدعاء والاحترام .  
إلى أستاذي يزيد بن حميدة الذي جمع كل الصفات التي ذكرتها سابقا أقول له دمت فخرا لي ولكل من يعرفك .  
إلى كل معلم أو أستاذ في جميع الأطوار الدراسية التي مررت بها من الابتدائي إلى مرحلة الجامعة أقول لكم شكرا ولولا فضلكم بعد الله عز وجل ما كنت لأصل إلى هذه النقطة .  
إلى كل أصدقائي وكل من يعرفني ولم يسعني المقام لذكره .  
إلى كل من يقرأ هذا العمل المتواضع أتمنى أن تخلص (ي) بالدعاء لي ولأحبتي (ترحموا على روح جدي الساسي و روح عمي المسعود عمرون رحمهم الله) .

## ملخص

في المناطق الحضرية، يمكن أن يتسبب الحفر في فعل اضطرابات كبيرة في الهياكل المشيدة، مع حدوث عواقب بشرية و اقتصادية هائلة.

لضمان الاستقرار الأفضل للنفق، و للقيام بالاختيار الأنسب لأساليب الحفر، يجب اتخاذ العديد من التدابير الاحترازية خلال مراحل العمل المختلفة.

- اختيار المعدات وفقا لطبيعة التضاريس.
- تحديد موقع المياه الجوفية.
- سلوك التضاريس بالتوازي مع حفر النفق.

دراسة التفاعل بين الكتلة الصخرية والدعم يتم تحقيقه بواسطة طريقة احتواء التقارب . تم تطوير الأساليب المستخدمة وذلك من أجل تحديد العوامل التي يعتمد عليها التفاعل بين الكتلة الصخرية والدعم لإنشاء مخطط مناسب لبناء النفق.

من أجل متابعة نهج الدعم المؤقت، استخدمنا الطرق التجريبية والتحليلية وللتحقق من صحة الحلول المقترحة استخدمنا طريقة احتواء التقارب. سمحت لنا هذه الأخيرة بالتعرف على العوامل الهامة التي يجب تقديمها أثناء العملية الحسابية الأكثر تفصيلا بواسطة طريقة العناصر المحددة من خلال برنامج بلاكسيس "PLAXIS".

نتائج المحاكاة في النقطة الكيلومترية (-0+625) تمكننا من التأكد بأن الدعم الذي تم النظر فيه بواسطة الطريقة التجريبية تم ضبطه لدعم من نوع S3 (حزام داعم HEB 160 بمسافة 1 متر + خرسانة مسلحة بمسافة 0.28 متر).

الغرض من هذا العمل هو تطوير حل واضح لتقييم التفاعل بين الكتلة الصخرية والدعم لنفق موجود في بيئة حضرية (حالة: مترو الجزائر).

لقد أظهرت الطرق التي استخدمناها فعالية الدعم في النفق مع ضرورة استخدام الدعم المسبق عند عبور الأفق Sa (شيست ذو نفاذية كبيرة).

أظهرت أيضا النتائج المتحصل عليها تفوق النمذجة العددية على الطرق الحسابية التقليدية.

**كلمات مفتاحية:** نفق، حفر، احتواء التقارب، تفاعل، كتلة صخرية، دعم، مترو، بلاكسيس "PLAXIS".

## Résumé

Dans les zones fortement urbanisées, le creusement d'ouvrage peut en effet engendrer des désordres importants aux structures existantes, avec des conséquences humaines et économiques non négligeables.

Pour assurer une meilleure stabilité du tunnel et faire le bon choix des méthodes de creusement, plusieurs mesures de précaution doivent être prises durant les différentes phases des travaux.

- Le choix du matériel d'après la nature des terrains.
- Localisation des nappes aquifères.
- Le comportement des terrains en parallèle avec le creusement du tunnel.

L'étude de l'interaction du massif rocheux-soutènement a été réalisée selon la méthode convergence-confinement. De plus, les méthodes utilisées ont été développées pour déterminer les facteurs intervenant au cours de l'interaction massif rocheux-soutènement et d'établir un organigramme structurel pour la réalisation du tunnel.

Afin de dimensionner en première approche le soutènement provisoire nous avons utilisé les méthodes empiriques et analytiques, puis afin de valider les solutions proposées nous avons utilisé la méthode convergence-confinement. Cette dernière nous a permis de définir les paramètres importants à introduire lors d'un calcul plus élaboré par la méthode des éléments finis à travers le logiciel PLAXIS.

Les résultats de la simulation au (PK-0+625) nous pouvons affirmer que le soutènement jugé par la méthode de classification empirique ajusté pour le soutènement du type S3 (cintre HEB 160 avec un espacement de 1m + béton projeté d'une épaisseur de 0,28m).

L'objet de ce travail de thèse est le développement d'une solution explicite pour l'évaluation de l'interaction du massif rocheux-soutènement pour un tunnel en milieu urbain (cas: Métro d'Alger).

Les méthodes que nous avons employées ont approuvées l'efficacité du soutènement appliqué au niveau du tunnel avec une recommandation de l'utilisation d'un pré-soutènement à la traversé de l'horizon Sa (schistes très altérés).

Les résultats ont également montrés la nette supériorité de la modélisation numérique devant les méthodes de calculs classiques.

**Mots clés :** Tunnel, creusement, convergence-confinement, interaction, massif rocheux, soutènement, Métro, PLAXIS.

## Abstract

In heavily urbanized areas, the digging may, indeed, cause major disruptions to the existing structures, with human and economic consequences not negligible.

To ensure a better stability of the tunnel and make the right choice of methods of digging, several precautionary measures must be taken during the different phases of the work.

- The choice of equipment according to the nature of the land.
- Location of aquifers.
- The behaviour of the land in parallel with the digging of the tunnel.

The study on the interaction between an excavated massif and excavation support was conducted using the convergence-confinement method. Moreover, methods were used developed to determine the factors intervening during the interaction of the rock and support and to establish a structural flowchart for the conduct of the tunnel.

In order to dimension the temporary support in first approach, we used the empirical and analytical methods, and then to validate the solutions we used the convergence-confinement method. This latter has allowed us to define the important parameters to introduce during a more developed calculation by the method of finite elements through the PLAXIS software.

The results of the simulation at (PK-0 + 625) we can say that the support judged by the empirical classification method adjusted for type S3 support (HEB 160 hanger with a spacing of 1m + shotcrete with a thickness of 0.28m).

The object of this thesis work is the development of an explicit solution for the evaluation of the interaction of the rock mass-retaining structure for a tunnel in the urban environment (case: subway of Algiers).

The methods that we used have approved the effectiveness of a retaining structure applied at the level of the tunnel with a recommendation of the use of a pre-retaining structure to the crossed of the horizon Sa (very deteriorated schist).

The results have also shown the clear superiority of the numerical modelling compared to the methods of classical calculations.

**Keywords:** Tunnel, Digging, convergence-confinement, interaction, rock massive, support, Metro, PLAXIS.

# TABLE DES MATIERES

|                                                                                |          |
|--------------------------------------------------------------------------------|----------|
| <b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>                                              | <b>1</b> |
| <b>CHAPITRE 1.....</b>                                                         | <b>3</b> |
| <b>Etude bibliographique.....</b>                                              | <b>3</b> |
| 1. Introduction.....                                                           | 4        |
| 2. Méthode de calcul des tunnels.....                                          | 4        |
| 2.1. Méthodes empiriques et semi-empiriques de pré-dimensionnement.....        | 4        |
| 2.2. Les méthodes analytiques.....                                             | 4        |
| 2.2.1. Les méthodes analytiques élastiques.....                                | 5        |
| 2.2.2. Les Méthodes analytiques élasto-plastique.....                          | 6        |
| 2.2.2.1. Méthode de convergence-confinement.....                               | 6        |
| 1. Introduction.....                                                           | 6        |
| 2. Définition de la convergence.....                                           | 7        |
| 3. Hypothèses.....                                                             | 8        |
| 4. L'application de la méthode convergence-confinement.....                    | 8        |
| 5. Limites d'utilisation de la méthode convergence-confinement.....            | 9        |
| 6. Principe général de la méthode convergence-confinement.....                 | 9        |
| 7. Détermination du taux de déconfinement à l'application du soutènement.....  | 11       |
| 8. Méthodes fondées sur la convergence du tunnel non soutenu.....              | 12       |
| 8.1. Comportement élastique du massif.....                                     | 12       |
| 8.2. Comportement élasto-plastique du massif.....                              | 12       |
| 9. Méthodes fondées sur la convergence du tunnel soutenu.....                  | 13       |
| 10. Le comportement mécanique des soutènements.....                            | 14       |
| 10.1. Anneau circulaire d'épaisseur constante $e$ ( $e \ll R$ ).....           | 14       |
| 10.2. Cintres métalliques circulaires espacés appliqués contre le terrain..... | 14       |
| 10.3. Soutènement par boulons.....                                             | 15       |
| 10.4. Béton projeté.....                                                       | 15       |
| 2.3. Les méthodes numériques.....                                              | 15       |
| 1. Introduction.....                                                           | 15       |
| 2. Principe de la méthode.....                                                 | 16       |
| 3. Application au calcul des ouvrages souterrains.....                         | 16       |
| 4. Maillage et conditions aux limites.....                                     | 16       |
| 5. Loi rhéologique des matériaux.....                                          | 17       |
| 6. Résolution du système.....                                                  | 17       |
| 7. Principes de code de calcul.....                                            | 17       |
| 7.1. Les lois de comportement dans PLAXIS.....                                 | 18       |
| A. Modèle de MOHR-COULOMB.....                                                 | 18       |
| B. Le modèle HARDENING Soil (HSM).....                                         | 20       |
| 3. Exécution du creusement d'un tunnel en milieu urbain.....                   | 22       |

|                                                                                       |           |
|---------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| 4. Méthode de creusement.....                                                         | 23        |
| 4.1. La méthode d'excavation par section (séquentielle).....                          | 23        |
| 4.1.1. Le creusement à pleine section.....                                            | 23        |
| 4.1.2. Le creusement en demi-section.....                                             | 23        |
| 4.1.3. Le creusement en section divisée.....                                          | 24        |
| 4.2. Exécution du creusement dans un milieu rocheux.....                              | 24        |
| 4.2.1. Creusement à l'explosif.....                                                   | 24        |
| 4.3. Creusement mécanique des tunnels.....                                            | 26        |
| 4.3.1. Creusement à attaque ponctuelle.....                                           | 27        |
| 4.3.2. Creusement au tunnelier (Tunnel Boring Machine TBM).....                       | 28        |
| 4.3.3. Exécution du creusement dans les terrains meuble.....                          | 29        |
| 4.3.3.1. Les différents types de boucliers.....                                       | 30        |
| 5. Conclusion.....                                                                    | 30        |
| <b>CHAPITRE 2.....</b>                                                                | <b>31</b> |
| <b>Contexte du tunnel de l'extension 'A' de la ligne 1.....</b>                       | <b>31</b> |
| <b>Partie 1 : Présentation et description du projet.....</b>                          | <b>32</b> |
| 1. Introduction.....                                                                  | 32        |
| 2. Description de l'extension 'A' de la Ligne 1.....                                  | 33        |
| 3. Description des ouvrages de l'extension 'A' de la Ligne 1.....                     | 34        |
| 3.1. Station ALI BOUMENDJEL.....                                                      | 34        |
| 3.2. Station Place des Martyrs.....                                                   | 34        |
| 3.3. Puits de ventilation PV1.....                                                    | 35        |
| 3.4. Puits de ventilation PV2.....                                                    | 35        |
| 3.5. Projet à étudier.....                                                            | 35        |
| <b>Partie 2 : Reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques.....</b> | <b>36</b> |
| 1. Introduction.....                                                                  | 36        |
| 2. Les objectifs de ces études sont représentatifs.....                               | 36        |
| 3. Galerie de reconnaissance.....                                                     | 37        |
| 4. Reconnaissances géologiques.....                                                   | 38        |
| 4.1. Moyens de reconnaissances géologiques.....                                       | 38        |
| 4.1.1. Inventaire des données géologiques existantes.....                             | 38        |
| 4.1.2. Levé géologique de surface.....                                                | 39        |
| 4.1.3. Géophysique.....                                                               | 39        |
| 4.1.4. Sondages.....                                                                  | 39        |
| 5. Reconnaissances hydrogéologiques.....                                              | 39        |
| 5.1. Moyens de reconnaissances hydrogéologiques.....                                  | 40        |
| 5.1.1. Inventaires des données existantes.....                                        | 40        |
| 5.1.2. Levé hydrogéologique de surface.....                                           | 40        |
| 5.1.3. Géophysique.....                                                               | 40        |
| 5.1.4. Sondages.....                                                                  | 40        |
| 6. Reconnaissances géotechniques.....                                                 | 41        |
| 6.1. Moyens de reconnaissances géotechniques.....                                     | 41        |
| 6.1.1. Inventaires des données existantes.....                                        | 41        |

|                                                                                                                             |           |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| 6.1.2. Géophysique.....                                                                                                     | 41        |
| 6.1.3. Sondages.....                                                                                                        | 41        |
| 6.1.4. Essais de laboratoire.....                                                                                           | 42        |
| 6.1.5. Sondage carotté.....                                                                                                 | 42        |
| 7. Conditions tectoniques.....                                                                                              | 45        |
| 8. Conditions sismiques.....                                                                                                | 45        |
| 8.1. Les zones sismiques.....                                                                                               | 46        |
| 9. Présentation et description des conditions géologiques et hydrogéologiques du site<br>(Extension 'A' de la ligne 1)..... | 47        |
| 9.1. Programme de reconnaissance.....                                                                                       | 47        |
| 9.1.1. Sondages réalisés.....                                                                                               | 48        |
| 10. Conditions géologiques du site (Extension 'A' de la ligne 1).....                                                       | 50        |
| 10.1. Formations récentes.....                                                                                              | 50        |
| 10.2. Roches métamorphiques.....                                                                                            | 50        |
| 11. Conditions hydrogéologiques du site (Extension 'A' de la ligne 1).....                                                  | 51        |
| 11.1. Piézomètres.....                                                                                                      | 52        |
| 12. Résultats des essais.....                                                                                               | 53        |
| 12.1. Echantillon des sols.....                                                                                             | 53        |
| 12.1.1. Essais de pénétration dynamique ( $N_{spt}$ ).....                                                                  | 53        |
| 12.1.2. Essais pressiométriques.....                                                                                        | 54        |
| 12.1.3. Pression limite et module pressiométrique.....                                                                      | 54        |
| 12.2. Echantillons des roches.....                                                                                          | 54        |
| 12.2.1. Identification.....                                                                                                 | 54        |
| 12.2.2. Essais de compression uniaxiale.....                                                                                | 54        |
| 12.2.3. Essai de résistance à la traction (essai Brésilien).....                                                            | 55        |
| 12.2.4. Essais de perméabilités du type "Lugeon".....                                                                       | 56        |
| 13. Conclusion.....                                                                                                         | 57        |
| <b>CHAPITRE 3.....</b>                                                                                                      | <b>58</b> |
| <b>Evaluation des charges.....</b>                                                                                          | <b>58</b> |
| 1. Introduction.....                                                                                                        | 59        |
| 2. Types et origines des poussées souterraines.....                                                                         | 59        |
| 2.1. Poussées de détente.....                                                                                               | 59        |
| 2.2. Poussées géologiques (Poussées souterraines réelles).....                                                              | 60        |
| 2.3. Poussées de gonflement.....                                                                                            | 60        |
| 3. Les différentes méthodes de calcul des charges.....                                                                      | 61        |
| 3.1. Evaluation des pressions verticales $\sigma_v$ .....                                                                   | 61        |
| 3.1.1. Théorie de TERZAGHI.....                                                                                             | 61        |
| 3.1.2. Théorie de BIERBAÜMER.....                                                                                           | 62        |
| 3.1.3. Théorie des pressions des terres.....                                                                                | 63        |
| 3.1.4. Théorie de PROTODIAKONOV.....                                                                                        | 64        |
| 3.2. Evaluation des pressions horizontales $\sigma_h$ .....                                                                 | 65        |
| 3.2.1. Théorie de TERZAGHI.....                                                                                             | 66        |
| 3.2.2. L'expérience SOVIETIQUE.....                                                                                         | 66        |
| 3.2.3. Théorie de PROTODIAKONOV.....                                                                                        | 67        |
| 3.2.4. Méthode de COULOMB-RANKINE.....                                                                                      | 67        |

|                                                                                                                                                            |           |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| 3.2.5. Théorie des pressions des terres.....                                                                                                               | 68        |
| 3.3. Evaluation de la pression agissant au niveau du radier.....                                                                                           | 69        |
| 3.3.1. Méthode de TSIMBAREVITCH.....                                                                                                                       | 69        |
| 3.3.2. Méthode de TERZAGHI.....                                                                                                                            | 71        |
| 3.4. Evaluation des pressions hydrostatiques.....                                                                                                          | 72        |
| 3.5. Charges et surcharges utiles.....                                                                                                                     | 72        |
| 3.5.1. Charges intérieures.....                                                                                                                            | 72        |
| 3.5.2. Charges extérieures provenant de la surface du terrain.....                                                                                         | 73        |
| 4. Calculs des charges agissant sur le soutènement du tunnel.....                                                                                          | 73        |
| 4.1. Application du Calcul des charges au PK : 29+375 (profil C).....                                                                                      | 73        |
| 4.1.1. Hauteur maximale d'équilibre pour la poussée de détente.....                                                                                        | 73        |
| 4.1.2. Calcul des charges verticales $\sigma_v$ .....                                                                                                      | 73        |
| 4.1.2.1. Théorie de TERZAGHI.....                                                                                                                          | 73        |
| 4.1.2.2. Théorie de BIERBAÜMER.....                                                                                                                        | 74        |
| 4.1.2.3. Théorie des pressions des terres.....                                                                                                             | 76        |
| 4.1.2.4. Théorie de PROTODIAKONOV.....                                                                                                                     | 76        |
| 4.1.3. Calcul des charges horizontales $\sigma_h$ .....                                                                                                    | 77        |
| 4.1.3.1. Théorie de TERZAGHI.....                                                                                                                          | 77        |
| 4.1.3.2. L'expérience SOVIETIQUE.....                                                                                                                      | 77        |
| 4.1.3.3. Théorie de PROTODIAKONOV.....                                                                                                                     | 78        |
| 4.1.3.4. Méthode de COULOMB-RANKINE.....                                                                                                                   | 78        |
| 4.2. Détermination de la pression au niveau du radier au PK-0+625.....                                                                                     | 79        |
| 4.2.1. Méthode de TSIMBAREVITCH.....                                                                                                                       | 79        |
| 5. Conclusion.....                                                                                                                                         | 82        |
| <b>CHAPITRE 4.....</b>                                                                                                                                     | <b>83</b> |
| <b>Etude de l'interaction du couple 'massif rocheux- soutènement ' d'un tunnel par la méthode convergence-confinement (PK : -0+625).....</b>               | <b>83</b> |
| 1. Introduction.....                                                                                                                                       | 84        |
| 2. Application de la méthode convergence-confinement (PK : -0+625).....                                                                                    | 84        |
| 2.1. Calcul de la convergence.....                                                                                                                         | 85        |
| 2.1.1. Module de cisaillement.....                                                                                                                         | 85        |
| 2.1.2. Résistance en compression du massif.....                                                                                                            | 85        |
| 2.1.3. Coefficient de butée.....                                                                                                                           | 86        |
| 2.1.4. Le taux de déconfinement à la fin de la phase élastique.....                                                                                        | 86        |
| 2.1.5. La contrainte radiale correspondant à la fin de la phase élastique.....                                                                             | 86        |
| 2.1.6. Convergence à l'interaction de la courbe caractéristique du terrain en comportement élastique et de l'axe de la convergence en paroi $u_{R0}$ ..... | 86        |
| 2.1.7. La convergence à la fin de la phase élastique.....                                                                                                  | 87        |
| 2.1.8. Calcul des déplacements dans la zone plastique.....                                                                                                 | 87        |
| 2.1.9. Prise en compte de la gravité.....                                                                                                                  | 88        |
| 2.2. Le confinement.....                                                                                                                                   | 89        |
| 2.2.1. L'hypothèse d'application de la méthode est vérifiée.....                                                                                           | 89        |
| 2.2.2. La raideur du cintre.....                                                                                                                           | 90        |
| 2.2.3. La pression maximale de cintre HEB160.....                                                                                                          | 90        |
| 2.2.4. Déplacement de cintre HEB160.....                                                                                                                   | 91        |

|                                                                                                                               |            |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| 2.2.5. L'Epaisseur de béton projeté.....                                                                                      | 91         |
| 2.2.6. La raideur du béton projeté.....                                                                                       | 91         |
| 2.2.7. Pression maximale de béton projeté.....                                                                                | 91         |
| 2.2.8. Déplacement du béton.....                                                                                              | 92         |
| 2.2.9. Pression maximal de soutènement (béton + Cintre).....                                                                  | 92         |
| 2.2.10. Déplacement du soutènement (cintre +béton projeté).....                                                               | 92         |
| 2.2.11. Déplacement final du soutènement.....                                                                                 | 93         |
| 3. Validation du soutènement par la méthode des éléments finis.....                                                           | 94         |
| 3.1. Introduction.....                                                                                                        | 94         |
| 3.2. Simulation numérique (PK -0+625).....                                                                                    | 94         |
| 3.2.1. Caractéristiques du soutènement provisoire du type S3.....                                                             | 94         |
| 3.2.1.1. Béton projeté.....                                                                                                   | 94         |
| 3.2.1.2. Combinaison (béton projeté+ cintre HEB160).....                                                                      | 95         |
| 3.2.1.3. Conception du modèle.....                                                                                            | 95         |
| 3.2.1.4. Phasage exécutif.....                                                                                                | 96         |
| 3.3. Résultats obtenus.....                                                                                                   | 96         |
| 3.3.1. Les déplacements verticaux (Champ des déplacements verticaux).....                                                     | 96         |
| 3.3.2. Les déplacements horizontaux (Champ des déplacements horizontaux).....                                                 | 97         |
| 3.3.3. Les déformations au niveau de la voûte, du radier et des piédroits.....                                                | 97         |
| 4. Conclusion.....                                                                                                            | 98         |
| <b>CHAPITRE 5.....</b>                                                                                                        | <b>99</b>  |
| <b>Etude des phénomènes résultants par le creusement d'un tunnel.....</b>                                                     | <b>99</b>  |
| <b>Partie 1 : Mouvements engendrés par le creusement d'un tunnel.....</b>                                                     | <b>100</b> |
| 1. Introduction.....                                                                                                          | 100        |
| 2. Description générale des mouvements de sol.....                                                                            | 100        |
| 3. Méthodes de prédictions du tassement.....                                                                                  | 101        |
| 3.1. Méthodes empiriques ou semi-empiriques.....                                                                              | 101        |
| 3.1.1. Tassement dans le profil en travers.....                                                                               | 101        |
| 3.1.2. Mouvements horizontaux.....                                                                                            | 104        |
| 3.1.3. Relation entre le déplacement en clef de tunnel et le tassement en surface.....                                        | 104        |
| 3.1.4. Perte de volume.....                                                                                                   | 105        |
| 3.2. Méthode analytique.....                                                                                                  | 106        |
| 3.3. Méthodes numériques non empiriques.....                                                                                  | 106        |
| 4. Application numérique.....                                                                                                 | 107        |
| 4.1. Calcul de tassement de surface.....                                                                                      | 107        |
| 4.1.1. Première méthode : (Théorie de tassements selon HERZOG).....                                                           | 107        |
| 4.1.2. Deuxième méthode SAGASTA (1980).....                                                                                   | 108        |
| 5. Conclusion.....                                                                                                            | 109        |
| <b>Partie 2 : Analyse des résultats numériques et confrontation avec les mesures in-situ (PK : 0+11,0+24) tronçon D9.....</b> | <b>110</b> |

|                                                                                                   |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 1. Introduction.....                                                                              | 110 |
| 2. Établissement d'un modèle de référence pour le métro d'Alger.....                              | 110 |
| 2.1. Modèle bidimensionnel 2D.....                                                                | 110 |
| 2.1.1. Partie I : input.....                                                                      | 110 |
| 2.1.1.1. Hypothèses géométriques et géotechniques.....                                            | 110 |
| A. Coupe géologique et géométrie de modèle.....                                                   | 110 |
| B. La géométrie du modèle.....                                                                    | 111 |
| C. La géométrie du tunnel.....                                                                    | 111 |
| D. Conditions aux limites.....                                                                    | 113 |
| E. Caractéristiques des matériaux.....                                                            | 113 |
| 1. Présentation des éléments structuraux utilisés.....                                            | 113 |
| 2. Modélisation de la voûte parapluie.....                                                        | 114 |
| 3. Détermination du module équivalent.....                                                        | 115 |
| 4. Propriétés des sols.....                                                                       | 116 |
| 5. Génération du maillage.....                                                                    | 116 |
| F. Conditions initiales.....                                                                      | 117 |
| 1. Conditions hydrauliques.....                                                                   | 117 |
| 2. Contraintes initiales.....                                                                     | 118 |
| 2.1.2. Partie II : Calcul.....                                                                    | 118 |
| 2.1.2.1. Insertion du coefficient de déconfinement ( $\beta$ ).....                               | 118 |
| 2.1.2.2. Modélisation de creusement de tunnel NATM.....                                           | 119 |
| 2.1.3. Parti III : Résultats obtenus.....                                                         | 121 |
| 2.1.3.1. Les déplacements.....                                                                    | 123 |
| A. En clé de voute.....                                                                           | 123 |
| B. En surface.....                                                                                | 123 |
| 2.1.3.2. Les différentes courbes de déplacements.....                                             | 124 |
| 2.1.3.3. Interprétation des résultats.....                                                        | 125 |
| 2.1.3.4. La contrainte moyenne dans le terrain et les différentes forces dans le soutènement..... | 125 |
| 2.2. Modèle tridimensionnel 3D.....                                                               | 127 |
| 2.2.1. Partie I : Input.....                                                                      | 127 |
| 2.2.1.1. Hypothèses géométriques et géotechniques.....                                            | 127 |
| A. La géométrie du modèle.....                                                                    | 127 |
| B. Génération du maillage 3D.....                                                                 | 128 |
| C. Génération de la pression interstitielle.....                                                  | 129 |
| 2.2.2. Partie II : Calcul.....                                                                    | 130 |
| 2.2.2.1. Modélisation de l'excavation de tunnel NATM.....                                         | 130 |
| 2.2.2.2. Les phases de calcul.....                                                                | 130 |
| 2.2.3. Parti III : Résultats obtenus.....                                                         | 131 |
| 2.2.3.1. Interprétation.....                                                                      | 133 |
| 2.2.3.2. Les déplacements.....                                                                    | 133 |
| A. En clé de voûte.....                                                                           | 133 |
| B. En surface.....                                                                                | 133 |
| C. La courbe de déplacement verticale maximal du bâtiment.....                                    | 134 |
| D. En front de taille.....                                                                        | 135 |
| E. Le déplacement horizontal.....                                                                 | 135 |
| 1. Les points plastiques.....                                                                     | 136 |
| 3. Contrôle de tassement par les cibles monitoring dans le chantier.....                          | 136 |

|                                                                                         |            |
|-----------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| 3.1. Les courbes de tassements mesurés in-situ par les observations topographiques..... | 136        |
| 3.1.1. Courbes de tassements de bâtiment 01.....                                        | 136        |
| 3.1.2. Courbes de tassements de surface avoisinant le bâtiment 01.....                  | 137        |
| 3.2. Comparaison entre différents résultats.....                                        | 137        |
| 4. Les résultats de modélisation.....                                                   | 138        |
| 4.1. Les déplacements.....                                                              | 138        |
| 4.1.1. Le déplacement total.....                                                        | 138        |
| 4.1.2. Déplacement vertical.....                                                        | 139        |
| 4.1.3. Déplacement horizontal suivant l'axe X.....                                      | 139        |
| 4.1.4. Déplacement horizontal suivant l'axe Z.....                                      | 140        |
| 5. Conclusion.....                                                                      | 140        |
| <b>CHAPITRE 6.....</b>                                                                  | <b>141</b> |
| <b>Analyse de la stabilité du front de taille.....</b>                                  | <b>141</b> |
| 1. Introduction.....                                                                    | 142        |
| 2. Principaux facteurs influant sur la stabilité du front de taille.....                | 142        |
| 3. Méthodes d'analyse de la stabilité du front de taille.....                           | 142        |
| 3.1. Tunnels en terrains cohérents.....                                                 | 142        |
| 3.2. Tunnels en terrains frottant.....                                                  | 144        |
| 4. Etude d'équilibre du front de taille.....                                            | 144        |
| 4.1. Coefficient de poussée des terres au repos $K_0$ .....                             | 145        |
| 4.2. Etude de l'équilibre globale.....                                                  | 145        |
| 4.2.1. Bloc inférieur.....                                                              | 145        |
| 4.2.2. Bloc supérieur.....                                                              | 146        |
| A. La friction $T_R$ .....                                                              | 146        |
| 5. Renforcement du front par des boulons d'encrages.....                                | 146        |
| 5.1. La méthode du professeur MURAYAMA.....                                             | 146        |
| A. Détermination du nombre de boulons.....                                              | 149        |
| 5.2. La méthode d'ANAGNOSTOU et KOVARI.....                                             | 149        |
| 6. Calcul de stabilité du front de taille.....                                          | 151        |
| 6.1. Etude de l'équilibre global.....                                                   | 152        |
| 6.1.1. Blocs inférieur.....                                                             | 152        |
| 6.1.2. Blocs supérieur.....                                                             | 152        |
| 6.2. La méthode de renforcement du front par MURAYAMA.....                              | 153        |
| 6.2.1. Calcul des forces agissantes sur le front.....                                   | 153        |
| 6.3. Méthode ANAGNOSTOU et KOVARI.....                                                  | 156        |
| 7. Conclusion.....                                                                      | 157        |
| <b>CHAPITRE 7.....</b>                                                                  | <b>158</b> |
| <b>Soutènement et revêtement .....</b>                                                  | <b>158</b> |
| 1. Introduction.....                                                                    | 159        |

|                                                                                             |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 2. Méthode de calcul des tunnels.....                                                       | 159 |
| 2.1. Méthodes empiriques et semi-empiriques de pré-dimensionnement.....                     | 159 |
| 2.1.1. Classification de l'AFTES.....                                                       | 159 |
| 2.1.2. Classification de BIENIAWSKI.....                                                    | 163 |
| A. La résistance à la compression simple ou essai FRANKLIN (pour les roches dures).....     | 163 |
| B. Rock Quality Designation (R.Q.D).....                                                    | 163 |
| C. L'espacement des joints.....                                                             | 164 |
| D. La qualité des discontinuités de la roche.....                                           | 164 |
| E. Les conditions hydrologiques.....                                                        | 164 |
| F. Orientation des discontinuités.....                                                      | 164 |
| 2.1.3. Classification de BARTON.....                                                        | 166 |
| 2.1.3.1. Origine et principe de la méthode.....                                             | 166 |
| 2.1.3.2. Calcul de l'indice de qualité Q du rocher et autres paramètres.....                | 166 |
| 2.1.3.3. Domaine d'application du Q-system.....                                             | 168 |
| A. Détermination du mode de soutènement.....                                                | 168 |
| B. Détermination des efforts.....                                                           | 168 |
| C. Détermination du module de déformabilité du massif.....                                  | 169 |
| 2.1.4. Méthode de l'indice de résistance géologique GSI (Geological Strength Index).....    | 170 |
| 3. Calculs empiriques pour l'extension du tronçon 1 (PK -0+594,4 jusqu'au PK -0+744,4)..... | 171 |
| 3.1. Le GSI « Geological Strength Index » (HOEK et BROWN, 1995).....                        | 171 |
| 3.1.1. Pour (Sa).....                                                                       | 171 |
| 3.1.2. Pour (Sb).....                                                                       | 172 |
| 3.2. Classification BIENIAWSKI.....                                                         | 172 |
| 3.2.1. Pour (Sa).....                                                                       | 172 |
| 3.2.2. Pour (Sb).....                                                                       | 174 |
| 3.3. Classification de l'AFTES.....                                                         | 175 |
| 3.3.1. Pour (Sa).....                                                                       | 175 |
| 3.3.2. Résultats.....                                                                       | 176 |
| 3.3.3. Pour (Sb).....                                                                       | 176 |
| 3.3.4. Résultats.....                                                                       | 177 |
| 4. Application au PK :-0+625.....                                                           | 177 |
| 4.1. Classification selon BIENIAWSKI.....                                                   | 177 |
| 4.2. Adaptation de la classification de BIENIAWSKI.....                                     | 178 |
| 4.3. Classification AFTES.....                                                              | 179 |
| 4.4. Résultats.....                                                                         | 180 |
| 5. Les différents types des soutènements.....                                               | 180 |
| 5.1. Les soutènements agissant par supportage.....                                          | 180 |
| 5.1.1. Les cintres.....                                                                     | 180 |
| 5.2. Les soutènements agissant par confinement.....                                         | 184 |
| 5.2.1. Béton projeté.....                                                                   | 184 |
| 5.2.2. Boulons à ancrage ponctuel.....                                                      | 185 |
| 5.2.3. Boulons à ancrage réparti.....                                                       | 185 |
| 5.2.4. Boulonnage par barre nervurée foncée dans le terrain.....                            | 185 |
| 5.3. La combinaison béton projeté-boulons.....                                              | 185 |
| 5.4. Soutènement au front de taille.....                                                    | 185 |
| 6. Cas du tronçon 1 (PK -0+594,4 jusqu'au PK -0+744,4).....                                 | 186 |
| 6.1. Soutènement type S1.....                                                               | 187 |

|                                                               |     |
|---------------------------------------------------------------|-----|
| 6.2. Soutènement type S2.....                                 | 187 |
| 6.3. Soutènement type S3.....                                 | 187 |
| 7. Revêtement définitif.....                                  | 188 |
| 7.1. Revêtement en béton coffré sans radier.....              | 188 |
| 7.2. Revêtement en béton coffré avec radier contre-voûté..... | 188 |
| 7.3. Revêtement en béton projeté.....                         | 188 |
| 7.4. Revêtement en voussoirs préfabriqués.....                | 189 |
| 8. Etanchéité.....                                            | 189 |
| 8.1. Les raisons de l'étanchéité.....                         | 190 |
| 8.2. Choix du système d'étanchéité.....                       | 190 |
| 8.3. Type de produit d'étanchéité.....                        | 190 |

|                    |     |
|--------------------|-----|
| 9. Conclusion..... | 191 |
|--------------------|-----|

|                                                     |            |
|-----------------------------------------------------|------------|
| <b>CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS .....</b> | <b>192</b> |
|-----------------------------------------------------|------------|

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

### **ANNEXE A**

### **ANNEXE B**

### **ANNEXE C**

### **ANNEXE D**

# LISTE DES FIGURES

|                                                                                                                   |           |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>CHAPITRE 1 : Etude bibliographique.....</b>                                                                    | <b>3</b>  |
| Fig.1. Les contraintes et les déplacements.....                                                                   | 6         |
| Fig.2. Extrusion et instabilité au front de taille d'un tunnel (d'après LUNARDI 2008).....                        | 8         |
| Fig.3. La pression fictive voisinage du front taille.....                                                         | 9         |
| Fig.4. Représentation graphique de la méthode convergence-confinement.....                                        | 10        |
| Fig.5. Courbes de convergence, de confinement et assemblage.....                                                  | 11        |
| Fig.6. Principe de similitude (B. CORBETTA et N. MINH).....                                                       | 13        |
| Fig.7. Éléments de base dans le maillage dans PLAXIS <sup>2D</sup> (gauche) et PLAXIS <sup>3D</sup> (droite)..... | 18        |
| Fig.8. Courbe intrinsèque du modèle de MOHR-COULOMB.....                                                          | 19        |
| Fig.9. Définition du module d'Young à 50 % de la rupture.....                                                     | 19        |
| Fig.10. Courbe hyperbolique pour la relation contrainte-déformation SCHANZ et al (1999).....                      | 21        |
| Fig.11. Creusement à pleine section.....                                                                          | 23        |
| Fig.12. Creusement par demi- section.....                                                                         | 24        |
| Fig.13. Creusement en section divisée.....                                                                        | 24        |
| Fig.14. Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif.....                                           | 25        |
| Fig.15. Brise roche.....                                                                                          | 27        |
| Fig.16. Tunnelier à front pressurisé.....                                                                         | 28        |
| <b>CHAPITRE 2 : Contexte du tunnel de l'extension 'A' de la ligne 1.....</b>                                      | <b>31</b> |
| <b>Partie 1. Présentation et description du projet.....</b>                                                       | <b>32</b> |
| Fig.1. La ligne du métro d'Alger.....                                                                             | 32        |
| Fig.2. Plan de la ligne 1 extension A.....                                                                        | 34        |
| Fig.3. Géométrie du tunnel.....                                                                                   | 36        |
| <b>Partie 2 : Reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques.....</b>                             | <b>36</b> |
| Fig.4. Exemple de galerie de reconnaissance.....                                                                  | 38        |
| Fig.5. Carte des intensités maximales observées au nord d'Algérie (1716-2003).....                                | 46        |
| Fig.6. Extrait de la carte de zonage sismique du territoire national.....                                         | 47        |
| Fig.7. Extrait de la Carte Géologique 1:50 000, feuilles 21 et 22 de Chéragas et d'Alger...                       | 51        |
| <b>CHAPITRE 3 : Evaluation des charges.....</b>                                                                   | <b>58</b> |
| Fig.1. Processus d'affaissement du coin de voûte surmontant une excavation.....                                   | 60        |
| Fig.2. Hypothèse de base de la théorie de la poussée souterraine de TERZAGHI.....                                 | 62        |
| Fig.3. Répartition de la poussée du souterrain selon BIERBAÜMER.....                                              | 63        |
| Fig.4. Théorie des poids des terres.....                                                                          | 64        |
| Fig.5. Théorie de PROTODIAKONOV.....                                                                              | 64        |
| Fig.6. Théorie de TERZAGHI.....                                                                                   | 66        |
| Fig.7. L'expérience SOVIETIQUE.....                                                                               | 67        |
| Fig.8. Méthode de COULOUMB-RANKINE.....                                                                           | 68        |
| Fig.9. Calcul des poussées sur le radier d'après TSIMBARIEVITCH.....                                              | 69        |

|                                                                                                                                                           |            |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| Fig.10. Calcul des poussées au niveau du radier d'après TERZAGHI.....                                                                                     | 71         |
| <b>CHAPITRE 4 : Etude de l'interaction du couple 'massif rocheux- soutènement ' d'un tunnel par la méthode convergence-confinement (PK : -0+625).....</b> | <b>83</b>  |
| Fig.1. La courbe caractéristique du terrain (convergence).....                                                                                            | 88         |
| Fig.2. Prise en compte de l'effet de la gravité dans le calcul de la courbe caractéristique du terrain.....                                               | 89         |
| Fig.3. La courbe de confinement.....                                                                                                                      | 93         |
| Fig.4. La courbe convergence-confinement.....                                                                                                             | 93         |
| Fig.5. Géométrie et maillage des éléments pris en compte dans le modèle.....                                                                              | 96         |
| Fig.6. Déplacement vertical en 2D.....                                                                                                                    | 97         |
| Fig.7. Déplacement horizontal en 2D.....                                                                                                                  | 97         |
| Fig.8. Les déformations au niveau de la voûte, du radier et des piédroits.....                                                                            | 98         |
| <b>CHAPITRE 5 : Etude des phénomènes résultants par le creusement d'un tunnel.....</b>                                                                    | <b>99</b>  |
| <b>Partie 1. Mouvements engendrés par le creusement d'un tunnel.....</b>                                                                                  | <b>100</b> |
| Fig.1. Cuvette de tassement en 3D.....                                                                                                                    | 101        |
| Fig.2. Loi normalisée pour représenter la distribution transversale des tassements (PECK 1969).....                                                       | 102        |
| Fig.3. Tassement dans les tunnels selon HERZOG.....                                                                                                       | 103        |
| Fig.4. Schéma de perte de volume de sol autour du tunnel.....                                                                                             | 105        |
| Fig.5. Mouvement du sol.....                                                                                                                              | 105        |
| Fig.6. Cuvette de tassement.....                                                                                                                          | 108        |
| <b>Partie 2 : Analyse des résultats numériques et confrontation avec les mesures in-situ (PK : 0+11,0+24) tronçon D9.....</b>                             | <b>110</b> |
| Fig.7. Le profil géologique de tronçon D9.....                                                                                                            | 111        |
| Fig.8. Vue en coupe du projet.....                                                                                                                        | 111        |
| Fig.9. Dimensions de tunnel.....                                                                                                                          | 112        |
| Fig.10. Modèle géométrique du projet.....                                                                                                                 | 113        |
| Fig.11. Les conditions aux limites suivant le plan (X, Y).....                                                                                            | 113        |
| Fig.12. Principe de la méthode d'homogénéisation.....                                                                                                     | 115        |
| Fig.13. Cellule de base représentative du sol renforcé.....                                                                                               | 115        |
| Fig.14. Maillage du modèle.....                                                                                                                           | 117        |
| Fig.15. Conditions hydrauliques initiales.....                                                                                                            | 117        |
| Fig.16. Génération des contraintes initiales.....                                                                                                         | 118        |
| Fig.17. Insertion du coefficient de déconfinement $\beta$ ( $\beta = 1 - \Sigma M$ stage) aux modèles PLAXIS.....                                         | 118        |
| Fig.18. L'activation de la charge.....                                                                                                                    | 119        |
| Fig.19. Creusement de la calotte 1 avec l'activation de soutènement.....                                                                                  | 120        |
| Fig.20. Creusement de la calotte 2 avec l'activation de soutènement.....                                                                                  | 120        |
| Fig.21. Creusement total de tunnel avec l'activation de soutènement.....                                                                                  | 121        |
| Fig.22. Maillage déformé en présence du tunnel.....                                                                                                       | 121        |
| Fig.23. Déplacement total de la structure en surface.....                                                                                                 | 122        |
| Fig.24. Le déplacement total en clé de voûte.....                                                                                                         | 123        |
| Fig.25. Le déplacement total de la surface où il y a la surcharge.....                                                                                    | 123        |

|                                                                                     |     |
|-------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Fig.26. Les différents points.....                                                  | 124 |
| Fig.27. Les courbes de tassement (modèle 2D).....                                   | 125 |
| Fig.28. Force axial.....                                                            | 125 |
| Fig.29. Force de cisaillement.....                                                  | 126 |
| Fig.30. Moment de flexion.....                                                      | 126 |
| Fig.31. Les contraintes moyennes.....                                               | 127 |
| Fig.32. La géométrie du modèle en 3D.....                                           | 128 |
| Fig.33. Schéma représente l'avancement de creusement.....                           | 128 |
| Fig.34. Modèle 3D adopté, vue du maillage 3D.....                                   | 129 |
| Fig.35. Condition de la pression interstitielle.....                                | 129 |
| Fig.36. La forme du modèle 3D du projet lors de l'excavation.....                   | 131 |
| Fig.37. Le tassement effectué sous bâtiment a l'état initial.....                   | 131 |
| Fig.38. Déplacement total de la structure.....                                      | 132 |
| Fig.39. Représentation du déplacement vertical.....                                 | 132 |
| Fig.40. Cuvette au niveau de la clé de voûte.....                                   | 133 |
| Fig.41. Représentation de la cuvette de tassement.....                              | 134 |
| Fig.42. Le tassement maximal du bâtiment lors de creusement.....                    | 134 |
| Fig.43. Déplacement du front.....                                                   | 135 |
| Fig.44. Le déplacement horizontal le long d'une section verticale (3,86 mm).....    | 135 |
| Fig.45. Représentation des points plastiques.....                                   | 136 |
| Fig.46. Tassement de bâtiment 01.....                                               | 136 |
| Fig.47. Tassement en surface.....                                                   | 137 |
| Fig.48. Comparaison entre les résultats de modèle 2D-3D et les mesures in-situ..... | 138 |
| Fig.49. Déplacement total.....                                                      | 138 |
| Fig.50. Déplacement vertical.....                                                   | 139 |
| Fig.51. Déplacement suivant l'axe X.....                                            | 139 |
| Fig.52. Déplacement suivant l'axe Z.....                                            | 140 |

## **CHAPITRE 6 : Analyse de la stabilité du front de taille..... 141**

|                                                                  |     |
|------------------------------------------------------------------|-----|
| Fig.1. Rupture du front de taille en terrain cohérent.....       | 143 |
| Fig.2. Mécanisme de rupture d'après CHAMBON et CORTE (1994)..... | 144 |
| Fig.3. Schéma blocs supérieurs et inférieurs.....                | 145 |
| Fig.4. Mécanisme de rupture selon MURAYAMA.....                  | 147 |
| Fig.5. L'équilibre au front de taille.....                       | 147 |
| Fig.6. Mécanisme de rupture selon HORN (1961).....               | 150 |
| Fig.7. Les efforts agissant sur le front de taille.....          | 151 |

## **CHAPITRE 7 : Soutènement et revêtement ..... 158**

|                                                                                                                                                     |     |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Fig.1. Tenue de l'excavation suivant la classe de rocher de Classification de BIENIAWSKI.....                                                       | 165 |
| Fig.2. Relation entre Q et les catégories de soutènement BARTON and al (1974).....                                                                  | 169 |
| Fig.3. Estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheuse, d'après HOEK et BROWN (1995).....                              | 171 |
| Fig.4. Intervalles des valeurs de GSI qui ont été estimées pour les horizons Sa et Sb (rapport géologique réalisé par le bureau d'étude CENOR)..... | 172 |
| Fig.5. Cintres métalliques lourds.....                                                                                                              | 181 |
| Fig.6. Méthode voûte parapluie en 3D.....                                                                                                           | 182 |
| Fig.7. Voûtes parapluies successives et emboîtées.....                                                                                              | 182 |

|                                                    |     |
|----------------------------------------------------|-----|
| Fig.8. Arc cellulaire (LUNARDI).....               | 183 |
| Fig.9. Méthode pré-découpage et pré-voûte.....     | 184 |
| Fig.10. Anneau renforcé.....                       | 184 |
| Fig.11. Etanchéité d'un tunnel.....                | 190 |
| Fig.12. Mise en place du système d'étanchéité..... | 191 |

# LISTE DES TABLEAUX

|                                                                                                                                                           |            |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| <b>CHAPITRE 1 : Etude bibliographique.....</b>                                                                                                            | <b>3</b>   |
| Tableau 1. Recommandations pour l'utilisation du « smooth blasting » en souterrain par HOEK (1980).....                                                   | 26         |
| <b>CHAPITRE 2 : Contexte du tunnel de l'extension 'A' de la ligne 1.....</b>                                                                              | <b>31</b>  |
| <b>Partie 2. Reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques.....</b>                                                                      | <b>36</b>  |
| Tableau 1. Classification du massif rocheux par rapport à l'état d'altération selon la Société internationale de mécanique des roches.....                | 44         |
| Tableau 2. Classification du massif rocheux par rapport au degré de fracturation.....                                                                     | 44         |
| Tableau 3. Classification selon la consistance.....                                                                                                       | 44         |
| Tableau 4. Classification selon la compacité.....                                                                                                         | 45         |
| Tableau 5. Principaux séismes en Algérie.....                                                                                                             | 46         |
| Tableau 6. Interprétation conjoint des sondages fait au chantier.....                                                                                     | 49         |
| Tableau 7. Résumé des lectures réalisées dans les piézomètres installés.....                                                                              | 52         |
| Tableau 8. Résultats des mesures de $[N_{SPT} \text{ mesuré et de } (N1)_{60}]$ .....                                                                     | 53         |
| Tableau 9. Les caractéristiques du terrain d'après les résultats de l'SPT.....                                                                            | 53         |
| Tableau 10. Caractéristiques du massif rocheux.....                                                                                                       | 54         |
| Tableau 11. Résumé des résultats des essais de compression uniaxiale.....                                                                                 | 55         |
| Tableau 12. Essais Lugeon- résumé des résultats.....                                                                                                      | 56         |
| Tableau 13. Paramètres géotechniques retenus pour les calculs.....                                                                                        | 57         |
| <b>CHAPITRE 3 : Evaluation des charges.....</b>                                                                                                           | <b>58</b>  |
| Tableau 1. Coefficient de résistance des roches $f$ d'après PROTODIAKONOV.....                                                                            | 65         |
| Tableau 2. Les valeurs $X1$ , $X2$ et $X3$ d'après la théorie de COULOMB-RANKINE.....                                                                     | 68         |
| Tableau 3. Coefficient de résistance $n_0$ en fonction de $\phi$ .....                                                                                    | 72         |
| Tableau 4. Les différentes hauteurs et poids spécifique de chaque couche.....                                                                             | 76         |
| Tableau 5. Tableau récapitulatif des résultats $\sigma_v$ .....                                                                                           | 79         |
| Tableau 6. Tableau récapitulatif des résultats $\sigma_h$ .....                                                                                           | 79         |
| <b>CHAPITRE 4 : Etude de l'interaction du couple 'massif rocheux- soutènement ' d'un tunnel par la méthode convergence-confinement (PK : -0+625).....</b> | <b>83</b>  |
| Tableau 1. Les paramètres utilisés pour le calcul de la convergence dans les parois du tunnel.....                                                        | 85         |
| Tableau 2. Les différentes valeurs de la courbe convergence-confinement.....                                                                              | 87         |
| Tableau 3. Caractéristiques du cintre HEB 160.....                                                                                                        | 90         |
| Tableau 4. Caractéristiques du béton projeté C25/30.....                                                                                                  | 92         |
| Tableau 5. Pression maximal de soutènement.....                                                                                                           | 92         |
| Tableau 6. Déplacement de soutènement.....                                                                                                                | 93         |
| Tableau 7. Caractéristiques du béton à introduire.....                                                                                                    | 95         |
| Tableau 8. Caractéristiques du cintre HEB 160.....                                                                                                        | 95         |
| Tableau 9. Caractéristiques de la superstructure d'après la combinaison (béton projeté+ cintre HEB160).....                                               | 95         |
| <b>CHAPITRE 5 : Etude des phénomènes résultants par le creusement d'un tunnel.....</b>                                                                    | <b>99</b>  |
| <b>Partie 1. Mouvements engendrés par le creusement d'un tunnel.....</b>                                                                                  | <b>100</b> |
| Tableau 1. Estimation de « i » à partir des relations empiriques.....                                                                                     | 103        |

|                                                                                                                                        |            |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| Tableau 2. Estimation de « $S_{max}$ » à partir des relations empiriques.....                                                          | 104        |
| Tableau 3. Relations empiriques permettant l'estimation de $V_s/V_t$ .....                                                             | 106        |
| Tableau 4. Les paramètres du terrain.....                                                                                              | 107        |
| Tableau 5. Les paramètres du terrain.....                                                                                              | 108        |
| <b>Partie 2 : Analyse des résultats numériques et confrontation avec les mesures in-situ (PK : 0+11,0+24) tronçon D9.....</b>          | <b>110</b> |
| Tableau 6. Les propriétés géométriques de la section de tunnel NATM.....                                                               | 112        |
| Tableau 7. Caractéristiques mécaniques de béton projeté et cintres.....                                                                | 114        |
| Tableau 8. L'homogénéisation de voûte parapluie.....                                                                                   | 115        |
| Tableau 9. Caractéristiques des sols.....                                                                                              | 116        |
| Tableau 10. Les différents taux de déconfinement $\beta$ .....                                                                         | 119        |
| Tableau 11. Valeurs de taux déconfinement.....                                                                                         | 130        |
| <b>CHAPITRE 6 : Analyse de la stabilité du front de taille.....</b>                                                                    | <b>141</b> |
| Tableau 1. Critère de classification des sols purement cohérents.....                                                                  | 143        |
| Tableau 2. Paramètres du bloc inférieur.....                                                                                           | 146        |
| Tableau 3. Paramètres du bloc supérieur.....                                                                                           | 146        |
| Tableau 4. Paramètres du bloc inférieur.....                                                                                           | 152        |
| Tableau 5. Paramètres du bloc supérieur.....                                                                                           | 152        |
| Tableau 6. Paramètres utilisés pour le calcul.....                                                                                     | 153        |
| Tableau 7. Les différents paramètres intervenants dans l'étude d'équilibre.....                                                        | 153        |
| Tableau 8. Tableau récapitulatif pour l'étude d'équilibre.....                                                                         | 154        |
| <b>CHAPITRE 7 : Soutènement et revêtement .....</b>                                                                                    | <b>158</b> |
| Tableau 1. Recommandation relative à la hauteur de couverture de l'ouvrage.....                                                        | 161        |
| Tableau 2. Synthèse des critères de l'AFTES.....                                                                                       | 161        |
| Tableau 3. Choix du type de soutènement en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités d'après AFTES (1974)..... | 162        |
| Tableau 4. Classification des roches par RQD.....                                                                                      | 164        |
| Tableau 5. Classification de l'espacement des diaclases DEERE (1964).....                                                              | 164        |
| Tableau 6. Classification par note globale du RMR.....                                                                                 | 165        |
| Tableau 7. Tableau de soutènements de BIENIAWSKI.....                                                                                  | 166        |
| Tableau 8. Classification de la qualité de la roche d'après BARTON.....                                                                | 168        |
| Tableau 9. Classification de (Sa) selon BIENIAWSKI.....                                                                                | 173        |
| Tableau 10. Classification de (Sb) selon BIENIAWSKI.....                                                                               | 174        |
| Tableau 11. Synthèse des recommandations de l'AFTES pour l'horizon (Sa).....                                                           | 176        |
| Tableau 12. Synthèse des recommandations de l'AFTES pour l'horizon (Sb).....                                                           | 177        |
| Tableau 13. Classification de (Sa) selon BIENIAWSKI.....                                                                               | 178        |
| Tableau 14. Pré-dimensionnement du phasage constructif et du soutènement selon ROMANA.....                                             | 179        |
| Tableau 15. Classification des classes rocheuses selon BIENIAWSKI et ROMANA RUIZ.....                                                  | 186        |
| Tableau 16. Pré-dimensionnement du phasage constructif et du soutènement selon ROMANA RUIZ.....                                        | 187        |

# NOTATIONS ET ABRÉVIATIONS

|                 |                                                                                  |
|-----------------|----------------------------------------------------------------------------------|
| $A$             | L'aire de la section du cintre.                                                  |
| $C$             | La cohésion initiale du terrain.                                                 |
| $\sigma_r$      | Pression fictive.                                                                |
| $\sigma_0$      | Contrainte initiale verticale.                                                   |
| $\lambda$       | Taux de déconfinement.                                                           |
| $u$             | Le déplacement.                                                                  |
| $P_i$           | La pression.                                                                     |
| $u_d$           | Le déplacement radial.                                                           |
| $\nu$           | Coefficient de poisson de sol.                                                   |
| $\lambda_d$     | Taux de déconfinement.                                                           |
| $R$             | Rayon de l'excavation.                                                           |
| $K_{SN}$        | Module de rigidité normale du soutènement.                                       |
| $K_{SF}$        | Module de rigidité en flexion.                                                   |
| $E_a$           | Le module d'Young de l'acier.                                                    |
| $I$             | Le moment d'inertie du profilé.                                                  |
| $L$             | La longueur des boulons.                                                         |
| $\Phi$          | Le diamètre des boulons.                                                         |
| $E_b$           | Le module d'Young du matériau constituant la tige du boulon.                     |
| $Q$             | Indice de qualité (Tunnelling Quality Index).                                    |
| $\sigma_n$      | Contrainte normale.                                                              |
| $\tau$          | Contrainte de cisaillement.                                                      |
| $\phi$          | L'angle de frottement interne du matériau.                                       |
| $\psi$          | Angle de dilatance.                                                              |
| $E_{50}$        | Module sécant dans un essai triaxial qui caractérise le cisaillement.            |
| $E_{oed}$       | Module tangent dans un essai œdométrique qui contrôle le comportement volumique. |
| $E_{ur}$        | Le module de déchargement-rechargement.                                          |
| $E_{50}^{ref}$  | Module d'Young triaxial.                                                         |
| $E_{oed}^{ref}$ | Module d'Young œdométrique.                                                      |
| $E_{ur}^{ref}$  | Module d'Young en déchargement-rechargement.                                     |
| $m$             | Qui contrôle la dépendance contrainte/rigidité selon une fonction de puissance.  |
| $D$             | Diamètre du tunnel.                                                              |
| $h$             | Hauteur de la couverture du sol.                                                 |
| $F_{max}$       | Charge de rupture.                                                               |
| $b$             | La largeur de l'excavation.                                                      |
| $\alpha$        | Angle au sommet du profil d'équilibre.                                           |
| $H_t$           | La hauteur de l'excavation.                                                      |
| $\sigma_v$      | La charge active verticale descendante en voute du tunnel.                       |
| $H$             | Hauteur de terrain décomprimé au-dessus de la voûte.                             |
| $B$             | Rayon de la section circulaire de la parabole de charge.                         |
| $\gamma$        | Le poids volumique du terrain.                                                   |
| $f$             | Coefficient de résistance calculé pour différents terrains.                      |
| $\sigma_h$      | La charge horizontale.                                                           |
| $K_a$           | Coefficient de poussée active.                                                   |
| $K_0$           | Coefficient des terres au repos.                                                 |
| $X_1$           | Coefficient d'influence de la cohésion du terrain.                               |
| $X_2$           | Coefficient d'influence de la genèse du terrain.                                 |
| $X_3$           | Coefficient rhéologique.                                                         |

|                 |                                                                                                                                       |
|-----------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| E               | Module élastique moyen du massif.                                                                                                     |
| G               | Module de cisaillement.                                                                                                               |
| $\sigma_c$      | Résistance en compression du massif.                                                                                                  |
| $K_p$           | Coefficient de butée.                                                                                                                 |
| $\lambda_e$     | Le taux de déconfinement à la fin de la phase élastique.                                                                              |
| $\sigma_{Re}$   | La contrainte radiale correspondant à la fin de la phase élastique.                                                                   |
| $u_{R0}$        | Convergence à l'interaction de la courbe caractéristique du terrain en comportement élastique et de l'axe de la convergence en paroi. |
| $u_{Re}$        | La convergence à la fin de la phase élastique.                                                                                        |
| $u_0$           | Déplacement radial au front du tunnel.                                                                                                |
| $K_c$           | La raideur du cintre.                                                                                                                 |
| $\sigma_{cmax}$ | La pression maximale.                                                                                                                 |
| $u_c$           | Déplacement de cintre.                                                                                                                |
| $K_b$           | La raideur du béton projeté.                                                                                                          |
| $S_x$           | Tassement vertical à l'abscisse x.                                                                                                    |
| $S_{max}$       | Tassement maximale en surface.                                                                                                        |
| $S_{clé}$       | Tassement en clé de tunnel.                                                                                                           |
| $V_s$           | Le volume de la cuvette de tassement en surface.                                                                                      |
| $U_y$           | Mouvement horizontal d'un point du terrain à distance y de l'axe du tunnel.                                                           |
| $\delta_y$      | Tassement du point à la distance y de l'axe du tunnel.                                                                                |
| $V_t$           | La perte de volume.                                                                                                                   |
| EI              | Rigidité flexionnelle et normale.                                                                                                     |
| EA              | Rigidité normale.                                                                                                                     |

## LISTE DES ABREVIATIONS

|       |                                                                |
|-------|----------------------------------------------------------------|
| AFTES | L'Association Française des Travaux en Souterrain.             |
| NATM  | New Austrian Tunnelling Method.                                |
| TBM   | Tunnel Boring Machine.                                         |
| R.Q.D | Rock Quality Designation.                                      |
| RMR   | Rock Mass Rating.                                              |
| GSI   | Geological Strength Index : l'indice de résistance géologique. |
| HSM   | Hardening Soil Model.                                          |

## INTRODUCTION GENERALE

Depuis des centaines d'années, poussé par la curiosité et la nécessité, l'homme a tenté d'exploiter les espaces souterrains. Aujourd'hui dans nos villes modernes, la réalisation des ouvrages souterrains et en particulier la construction de métro s'impose. Ce fait est dicté par le développement démographique accéléré ce qui permettra une fluidité du transport et son efficacité.

D'un autre côté la réalisation des cavités souterrains et leur équipement continuent de défier les spécialistes compte tenu des dangers liés au creusement des tunnels. C'est pourquoi la recherche de nouvelles solutions afin d'améliorer constamment les techniques, les équipements et les matériaux utilisés dans la construction des tunnels s'impose dans les conditions affectées de mouvements du sol induits par les travaux dont l'extension A de la ligne 1 du métro d'Alger en fait partie .

En milieu urbain, les ouvrages souterrains sont généralement creusés à faible profondeur pour des causes économiques et environnementales, mais ce choix peut induire des déformations au niveau des terrains adjacents et au-dessus de l'ouvrage et par conséquent l'affectation des infrastructures à la surface. Cependant l'amplitude de déformation dépend des conditions géologiques, géotechniques, de la géométrie de l'ouvrage souterrain et de la méthode d'excavation.

L'ingénieur se trouve ainsi face à deux problèmes majeurs: d'une part assurer le bon déroulement des travaux en préservant la stabilité de l'ouvrage, et d'autre part, contrôler les déformations du massif encaissant pour éviter l'interaction avec les constructions avoisinantes.

Dans les zones fortement urbanisées, le creusement d'ouvrage peut en effet engendrer des désordres importants aux structures existantes, avec des conséquences humaines et économiques non négligeables. Ainsi, dès la phase de projet, l'estimation correcte des tassements est nécessaire afin de concevoir les systèmes de soutènement et pré-soutènement les plus adaptés au site où l'ouvrage va être réalisé. Ces systèmes peuvent ensuite être corrigés si nécessaire sur la base des mesures prises in situ pendant les travaux .

Le creusement du tunnel est une opération très délicate où la moindre erreur peut causer des dégâts très importants et très coûteux. Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, faire le bon choix des méthodes de creusement, plusieurs mesures de précaution doivent être prises durant les différentes phases des travaux.

Ces travaux nécessitent la connaissance des principaux paramètres suivants :

- La nature des terrains rencontrés pour le choix du matériel;
- La localisation des nappes aquifères pour leur rabattement et leur drainage;
- Le comportement des terrains pour le dimensionnement de l'ouvrage.

L'objet de ce travail de thèse est le développement d'une solution explicite pour l'évaluation de l'interaction du massif rocheux-soutènement pour un tunnel en milieu urbain (cas: Métro d'Alger). Cet objectif peut être atteint par l'application de la méthode de calcul de convergence-confinement. Cette méthode permet la détermination des facteurs de l'interaction du terrain-soutènement et le choix du soutènement approprié.

La présente thèse comporte sept chapitres. Dans le premier chapitre est exposée une étude bibliographique assez fournie où nous avons fait ressortir les aspects généraux des constructions souterraines, les différentes méthodes de calcul des tunnels, les étapes d'investigation et les techniques de creusement ainsi que les conditions dans lesquelles ces méthodes sont applicables.

Le deuxième chapitre décrit le projet de l'extension 'A' de la ligne 1 du métro d'Alger et fait ressortir de manière synthétique les principales caractéristiques des contextes géologiques, hydrogéologiques, tectoniques, sismiques et géotechniques de l'extension. Les nombreuses reconnaissances effectuées en prévision de la réalisation de l'extension vont nous permettre à réaliser cette recherche.

Le troisième chapitre comporte les calculs des charges agissant sur les constructions souterraines et provoquées par la poussée des couches constituant le terrain. Le calcul des sollicitations d'un ouvrage souterrain dépend de l'état des contraintes géostatiques du massif, c'est-à-dire l'état des contraintes existant avant le creusement du tunnel. Cet état de contrainte est supposé connu par les méthodes classiques de calcul de ces ouvrages souterrains.

Le quatrième chapitre est consacré à l'élaboration d'une méthode explicite de détermination de l'interaction du massif rocheux-soutènement pour l'extension A de la ligne 1 se trouvant en milieu urbain. Pour se faire deux méthodes de calcul de convergence-confinement méthode analytique et méthode numériques au moyen du logiciel PLAXIS ont été utilisées pour déterminer les facteurs de l'interaction du massif rocheux-soutènement afin de choisir le soutènement approprié.

Le cinquième chapitre de cette thèse présente l'analyse des déformations et des déplacements du sol par modélisation numérique (2D et 3D) au moyen du logiciel PLAXIS en introduisant les mesures prélevées in situ. Le but est d'obtenir un modèle de référence qui facilite la prévision des tassements de surface dans d'autres points kilométriques ayant les mêmes caractéristiques.

Le sixième chapitre fait l'objet d'une étude des méthodes usuelles de calcul de la stabilité du front de taille d'un tunnel résultant des travaux expérimentaux, semi – empiriques et théoriques ainsi que de l'observation in situ.

Le septième chapitre de cette thèse comporte quelques méthodes de calcul de soutènement des ouvrages souterrains en phase d'avant-projet. Après stabilisation des convergences, en mettant en place un soutènement provisoire, on doit prévoir un revêtement définitif pour la construction du tunnel.

# **CHAPITRE 1**

## **ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE.**

### 1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons présenter les différentes méthodes de calcul, de creusement et de soutènement des ouvrages souterrains, l'existence d'une multitude de variantes, offre au projeteur une grande liberté, et la possibilité de faire le choix qui combine entre le facteur économique et surtout sécuritaire.

Commençons par des définitions relatives au tunnel, ce dernier est une cavité souterraine, il peut être créé naturellement ou bien être l'œuvre de l'être humain pour des besoins divers, mais il est conçu essentiellement pour le transport des personnes, des matériaux ou bien d'eau.

La voute est la partie supérieure du tunnel, son point culminant s'appelle la clé de voute. Dans les sections qui ont la forme du « fer à cheval », les segments plus ou moins verticaux s'appellent les piédroits, la base de la section est le radier.

La face du massif qu'on gratte en creusant s'appelle le front de taille, les matériaux arrachés au massif s'appellent déblais. Les déformations que subit le diamètre de la section transversale sont dites convergences, des déplacements peuvent se produire au niveau du front de taille ce phénomène s'appelle extrusion.

Le creusement des tunnels engendre des perturbations plus ou moins importantes dans l'équilibre interne du massif environnant, créant ainsi des déformations et des déplacements de sol. En zones urbaines, les tassements résultant de ce phénomène peuvent affecter la stabilité des ouvrages avoisinants. Ces désordres peuvent avoir des conséquences humaines et économiques non négligeables.

### 2. Méthode de calcul des tunnels

#### 2.1. Méthodes empiriques et semi-empiriques de pré-dimensionnement

Pour calculer ou concevoir un tunnel, certains auteurs ont proposé des synthèses sous forme de classifications. Ces méthodes, rapides d'emploi et donc économiques, reposent sur différents paramètres géotechniques. C'est donc le choix de ces paramètres et la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage qui va faire la différence d'une méthode à l'autre.

Au stade des études préliminaires, on dimensionne fréquemment les ouvrages souterrains à partir des classifications des massifs rocheux, ces méthodes sont en effet rapides d'emploi, donc économiques.

Il existe de nombreuses méthodes de classification se basant sur différents paramètres géotechniques. C'est le choix de ces paramètres et la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage qui font la différence d'une méthode à l'autre.

Les méthodes les plus utilisées actuellement sont :

- Classifications de l'AFTES.
- Classification de BIENIAWSKI.
- Classification de BARTON.
- Méthode de l'indice de résistance géologique GSI (*Geological Strength Index*).

#### 2.2. Les méthodes analytiques.

Les méthodes analytiques permettent de déterminer quantitativement les paramètres de dimensionnement à partir d'un modèle, destiné à schématiser le comportement de l'ouvrage sous l'effet des sollicitations qui lui sont appliquées. Ainsi, permettent

rapidement d'obtenir des ordres de grandeur des paramètres de calcul et d'estimer l'influence de certains paramètres sur la réponse de l'ensemble terrain-soutènement. Toutefois, leur domaine d'application directe est limité en raison des hypothèses de calcul très restrictives sur lesquelles elles reposent. Les méthodes analytiques se basent sur des hypothèses simples visant à simplifier la modélisation du problème rencontré.

Ces simplifications portent sur les hypothèses suivantes :

- La géométrie : le tunnel est supposé à section circulaire et d'axe horizontal;
- La stratigraphie : on ne prend en compte qu'une seule couche de terrain supposée homogène;
- La loi de comportement du sol : supposée élastique linéaire ou élasto-plastique;
- L'état initial de contraintes est supposé isotrope et homogène;
- Les formules sont exprimées dans le plan et dans le cadre des petites déformations.

Les méthodes analytiques peuvent se diviser en deux groupes :

- Méthode analytique élastique.
- Méthode analytique élasto-plastique.

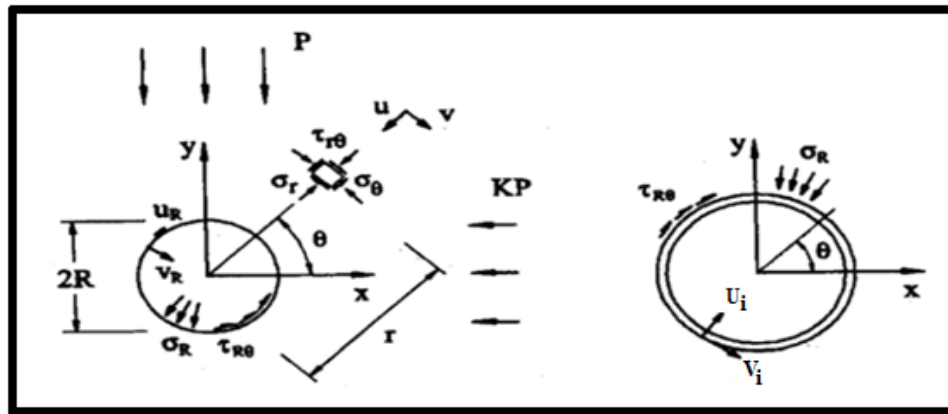
### 2.2.1. Les méthodes analytiques élastiques

Sont des méthodes qui traitent l'entourage de l'excavation comme un milieu élastique. Nous citons essentiellement les auteurs ayant développé des méthodes de calcul destinées à évaluer les mouvements dans le massif, sans entrer cependant dans le détail des équations :

- GOUDMAN-SHI (1982).
- EINSTAIN-SCHWARTZ (1979).
- KIRSCH (1898).
- LAME (1852).
- WARBURTON.

La plupart de ces méthodes utilisent les hypothèses susmentionnées, et leur calcul se fait par ces étapes :

- Calculer les contraintes ( $\sigma_r$ ,  $\sigma_\theta$ ,  $\tau_{r\theta}$ ) et les déformations dans le sol dus aux champs initiaux des contraintes. Ensuite, les déplacements initiaux  $U_i$  et  $V_i$  peuvent être calculés après intégration (figure 1).



*Fig. 1. Les contraintes et les déplacements.*

- Calcul de la contrainte totale et le champ de déplacement supplémentaire dans le sol ainsi que les contraintes de contact à l'interface sol-soutènement. Le champ de déplacement supplémentaire résulte du déplacement pour une excavation circulaire causé par des contraintes externes (excavation) moins les déplacements causé par les contraintes in-situ.
- Calcul des forces internes dans le soutènement.

Ces trois étapes de calcul ci-dessus mènent aux équations finales qui donnent le déplacement radial  $u$ , le déplacement tangentiel  $v$ , effort axial  $N$  et moment  $M$  dans le soutènement.

### 2.2.2. Les Méthodes analytiques élasto-plastique

Sont des méthodes qui rendent en compte le développement d'une zone plastique autour de la cavité souterraine due de l'excavation du tunnel. Parmi les analyses élasto-plastiques on a :

- Théorème limite [CAQUOT, ATKINSON, MÜHLHAUS] (1950).
- PANET (1979).
- Convergence-confinement (1980)

#### 2.2.2.1. Méthode de convergence-confinement

##### 1. Introduction

L'utilisation de cette méthode a été suggérée par FENNER (1938) ensuite reprise par PACHER (1964), cité par AFTES (2002). Le défaut principal de ces premières approches était de ne pas tenir compte des déformations du terrain qui interviennent avant la mise en place du soutènement. Pour traiter ce défaut, LOMBARDI (1973) a proposé une méthode en utilisant une ligne caractéristique du « noyau », une notion de convergence au front, alors que PANET (1973) ont proposé de prendre en compte les déformations qui interviennent avant la mise en place du soutènement par le truchement du taux de déconfinement. Cette méthode a fait par ailleurs l'objet de recommandations de l'AFTES (2002).

Pour ramener le problème tridimensionnel à un problème de déformation plane, on admet que la pression initiale  $\sigma_0$  supportée par le noyau cylindrique de terrain avant son excavation (qui est égale à la contrainte géostatique initiale du terrain) n'est pas

réduite brutalement à zéro en deçà du front de taille du fait de sa disparition, mais qu'elle se réduit progressivement au fur et à mesure que l'on s'éloigne du front, ce qui correspond en fait à l'effet d'arc-boutement longitudinal.

Le problème de l'étude de la déformation du terrain encaissant et de la convergence des parois au voisinage du front est ainsi ramené à l'étude de la convergence dans une section plane lorsque l'on fait décroître progressivement à partir de  $\sigma_0$  la pression centripète exercée sur la paroi ou pression de confinement.

La méthode de convergence-confinement permet d'analyser l'interaction entre le massif et le soutènement. C'est une méthode de dimensionnement du tunnel simple pour tenir compte des conditions de mise en œuvre du soutènement derrière le front de taille au prix d'une simplification des lois de comportement et d'une homogénéisation d'un certain nombre de zones du massif (SVOBODA et al 2010).

Elle conduit à un pré dimensionnement satisfaisant du soutènement et elle oriente au stade de l'avant-projet, le choix des caractéristiques de soutènement et donne l'ordre de grandeur des déformations à attendre.

### 2. Définition de la convergence

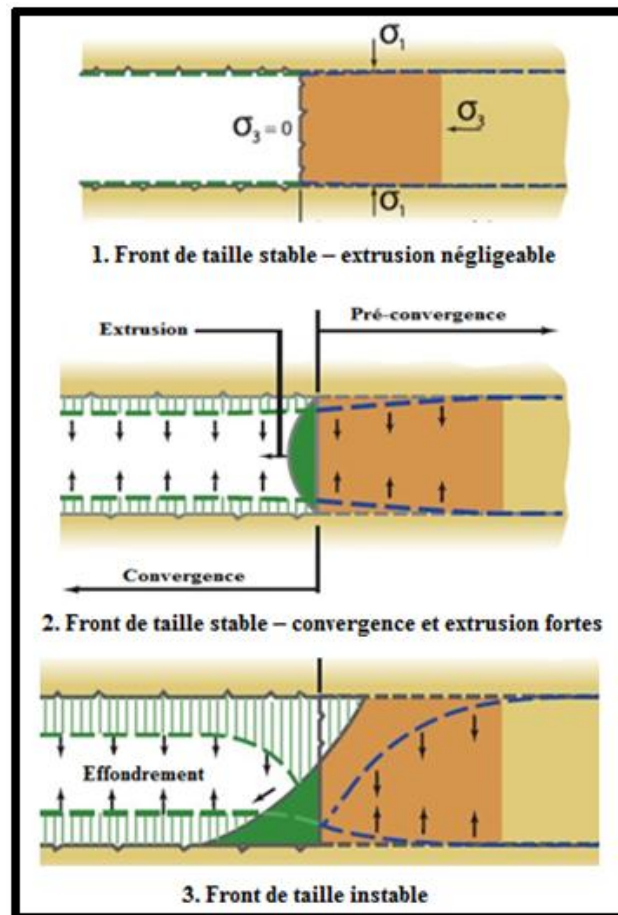
La convergence des tunnels est la variation de la distance entre deux points situés sur la paroi des tunnels (PANET, 1982). Lorsque les deux points sont diamétralement opposés, la convergence peut, dans la plupart des cas, être assimilée à la somme des deux déplacements radiaux. La convergence est en fonction de la distance  $x$  entre la section de mesure et le front de taille, du temps  $t$  qui s'est écoulé depuis le passage du front de taille au niveau de la section de mesure, de la distance non soutenue  $d$  derrière le front de taille et de la rigidité du soutènement  $K_s$ , soit de façon générale :

$$C = C[x(t), d, K_s]$$

Des renseignements très utiles de l'amplitude et de la variation de l'extrusion en fonction de la distance au front de taille peuvent être tirés, notamment pour la mise en œuvre de pré-soutènement ou de pré-confinement. Trois situations du front de taille peuvent être distinguées schématiquement (figure 2):

- Le front de taille est stable et l'extrusion au front de taille est faible;
- Le front de taille est stable mais présente une extrusion notable liée aux déformations en avant du front de taille;
- Le front de taille est instable et s'écroule.

Les deux premières situations constituent le domaine d'application courant de la méthode convergence-confinement. En ce qui concerne la troisième situation on peut se référer aux recommandations CLOUTERRE 1991.



**Fig.2.** Extrusion et instabilité au front de taille d'un tunnel (d'après LUNARDI 2008).

### 3. Hypothèses

L'utilisation de développements analytiques, telle que dans la méthode de convergence-confinement (SHAHROUR et GHORBANBEIGI 1996), pour dimensionner les soutènements des ouvrages souterrains impose une réduction du nombre de facteurs à prendre en considération. En effet, la méthode de convergence-confinement est une méthode de calcul simple mais suffisante dans bien des cas (CORBETTA et al, 1991). Elle sacrifie la géométrie de l'ouvrage, l'anisotropie du comportement mécanique du massif, l'anisotropie des contraintes pour tenir compte de facteurs jugés plus importants sur l'équilibre final. Ainsi, l'hypothèse de l'axisymétrie a été faite (DIAS [2011], GAUDRY et al [2017]).

### 4. L'application de la méthode convergence-confinement

- Définir et tracer la courbe caractéristique de la convergence du terrain (court terme et long terme);
- Déterminer la pression admissible et la rigidité du soutènement et tracer sa courbe caractéristique (anneau de béton, voussoirs, boulons ou cintres);
- Déterminer le taux de déconfinement  $\lambda_d$  à la pose du soutènement/revêtement par différentes méthodes;
- Déterminer la pression et le déconfinement à l'équilibre du terrain et du soutènement/revêtement ainsi que le coefficient de sécurité obtenu par rapport à la pression admissible dans le soutènement/revêtement;

- Déterminer l'étendue de la zone de terrain plastifié en fonction du déconfinement (rayon plastique).

## 5. Limites d'utilisation de la méthode convergence-confinement

La méthode Convergence – Confinement permet de traiter le cas de tunnels circulaires, réalisés dans un massif homogène isotrope (AFTES, 2002). On admet que les contraintes initiales sont isotropes ( $K_0 = 1$ ) et que le tunnel est suffisamment profond pour que l'on puisse négliger le gradient de contrainte au voisinage du tunnel (couverture minimale de l'ordre de 3 à 4 diamètres) (CARRANZA et FAIRHURST, 2000). Le soutènement est supposé exercer une pression radiale uniforme sur les parois de l'excavation.

D'autre part, pour que l'on puisse étudier le problème en état plan de déformation, la longueur du tunnel sera suffisamment importante. La déformation longitudinale sera alors considérée comme nulle.

## 6. Principe général de la méthode convergence-confinement

La méthode convergence confinement permet de se ramener à un calcul bidimensionnel en déformation plane dans un plan perpendiculaire à l'axe du tunnel, en supposant que tout se passe comme si la convergence était due à la diminution d'une pression de soutènement fictive avec l'éloignement du front de taille (PANET, 1995). Par convention, cette pression fictive est notée:

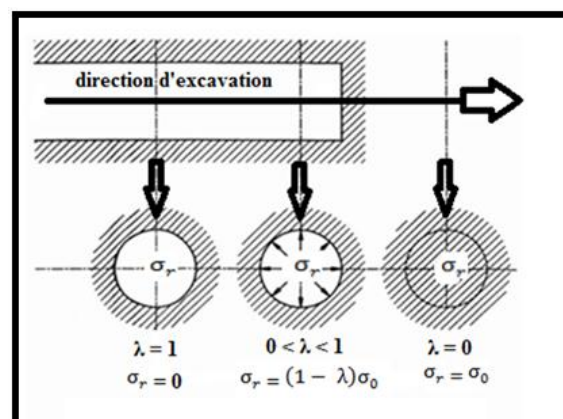
$$\sigma_r = (1 - \lambda)\sigma_0$$

$\sigma_0$  Étant la contrainte initiale verticale et  $\lambda$  le taux de déconfinement.

L'état initial en avant du front et à une distance suffisante pour négliger son influence correspond à  $\lambda = 0$ . Au fur et à mesure que le creusement se rapproche de la section considérée, puis la dépasse et s'en éloigne,  $\lambda$  croît progressivement de 0 à 1 (figure 3).

En faisant décroître le paramètre  $\lambda$ , le terrain est déconfiné et ce déconfinement provoque un déplacement  $u$  de l'excavation donné par une relation qui représente la loi de convergence du massif :

$$f_m(\sigma_r, u) = 0$$



**Fig.3.** La pression fictive voisinage du front taille.

Le comportement du soutènement lié à la contrainte s'exerçant à son intrados et au déplacement, est représenté par la relation suivante :

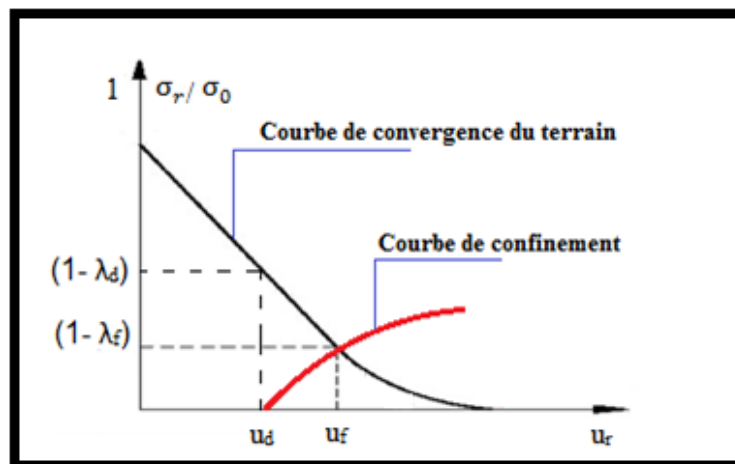
$$f_s(\sigma_r, u) = 0$$

Dans le cas le plus classique, le soutènement est mis en place à une certaine distance  $d$  du front de taille, appelée distance non soutenue, pour laquelle un déplacement du tunnel  $u_d(d)$  s'est déjà produit. La valeur  $\lambda$  du taux de déconfinement, qui correspond au déplacement  $u_d$  est  $\lambda_d$ . Cette relation peut donc s'écrire :

$$f[\sigma_r, (u - u_d)] = 0$$

La notion de taux de déconfinement est essentielle dans cette méthode et la détermination de sa valeur  $\lambda_d$  au moment de la mise en place du soutènement en constitue la principale difficulté (BERNAUD et ROUSSET 1992, NGUYEN et GUO 1993).

Dans le cas le plus simple, on peut donner de la méthode convergence-confinement une représentation graphique très facile (figure 4) :



**Fig.4.** Représentation graphique de la méthode convergence-confinement.

Lors de la mise en place d'un soutènement, une pression se développe dans celui-ci. En déconfinant (diminution de la contrainte dans le terrain), la pression dans le soutènement augmente de façon linéaire élastique jusqu'à atteindre un état d'équilibre (intersection des courbes des contraintes terrain/soutènement).

Pour modéliser l'excavation de la galerie, nous supposons d'abord la cavité remplie d'un liquide à une pression  $P_i$  correspondant à l'état initial isotrope  $P$  (ARISTAGHES et AUTUORI 1996, SHAHROUR et GHORBANBEIGI 1996).

- **Comportement du massif**

En diminuant la pression  $P_i$ , on provoque un déplacement radial  $u$  correspondant à la décompression du massif. Cette pression  $P_i$  est diminuée depuis la valeur  $P$  jusqu'à la pression nulle. Dans un premier temps, le comportement du terrain est élastique linéaire et la courbe de pression déplacement est linéaire. Dans un second temps, lorsque le critère de résistance du matériau du massif est atteint sur les parois de la cavité, une zone décomprimée apparaît autour du tunnel (figure 5).

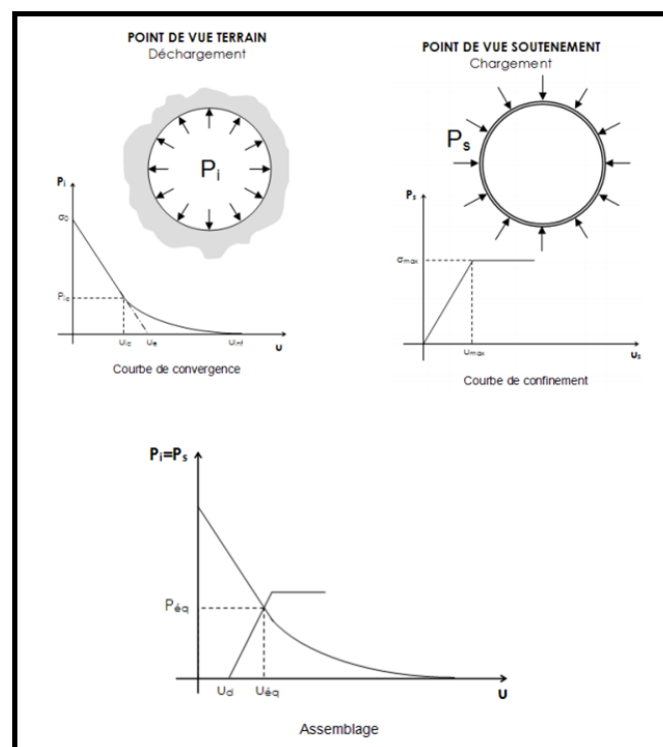
Elle s'étend vers l'intérieur du massif au fur et à mesure que la pression  $P_i$  décroît. La courbe est appelée courbe caractéristique du massif excavé.

- **Comportement du soutènement**

Avec le même système d'axes, nous pouvons aussi représenter le déplacement radial du soutènement en fonction de la pression extérieure  $P_i$  qui lui est appliquée. Sa courbe caractéristique est une droite si nous supposons que son comportement est élastique linéaire. Son origine est décalée de la valeur  $u_{s0}$  pour tenir compte de la convergence qui s'est déjà produite lors de sa mise en place (figure 5).

- **L'équilibre final**

Qui permet de déterminer la pression de soutènement, est obtenu en superposant les deux courbes caractéristiques sur un même graphique. Le point d'intersection  $i$  définit alors le point d'équilibre (figure 5).



**Fig.5.** Courbes de convergence, de confinement et assemblage.

## 7. Détermination du taux de déconfinement à l'application du soutènement

La détermination du taux de déconfinement  $\lambda_d$  qui correspond à la convergence qui s'est produit avant que le soutènement n'interagisse avec le terrain est le problème le plus délicat de la méthode convergence-confinement.  $\lambda_d$  est déterminé à partir de la loi de convergence :

$$f[(1 - \lambda_d) \sigma_0, u_d] = 0$$

En effet, le choix de  $\lambda_d$  revient donc à déterminer la valeur du déplacement radial  $u_d$  à la distance non soutenue  $d$  à l'arrière du front de taille. Ce paramètre dépend essentiellement de la distance non soutenue à l'arrière du front de taille. Mais il

dépend également de la loi de comportement du terrain et dans une moindre mesure, de la rigidité du soutènement.

La précision du calcul de la pression de soutènement est étroitement liée à la précision avec laquelle  $\lambda_d$  est déterminé. Elle dépend de la pente de la courbe de convergence dans la zone de l'intersection avec la courbe de confinement. Il convient dans chaque cas d'évaluer l'incidence de l'incertitude sur la valeur de  $\lambda_d$  sur la valeur de la pression de soutènement.

De manière générale, le déplacement radial  $u_d$  peut être écrit comme :

$$u_d = u_0 + \lambda_d (u_\infty + u_0)$$

Où:

$$\lambda_d = 1 - \left[ \frac{mR}{mR + \xi d} \right]^2$$

$m$  et  $\xi$  sont deux coefficients qui dépendent de la loi de comportement du terrain.

Les errements courants consistent à prendre pour  $u_0$  et  $u_\infty$  les valeurs correspondant au cas du tunnel non soutenu. De ce fait,  $u_\infty$  n'est pas le déplacement radial à l'équilibre du tunnel soutenu et la valeur  $u_d$  est une approximation par excès.

Des méthodes dites implicites qui considèrent les valeurs correspondant au cas du tunnel soutenu ont été développées plus récemment.

## 8. Méthodes fondées sur la convergence du tunnel non soutenu

### 8.1. Comportement élastique du massif

On peut écrire les relations suivantes :

$$u_\infty = \frac{\sigma_0 \cdot R}{2.G}$$

$$u_0 = \alpha_0 u_\infty$$

Où :  $\alpha_0 = 0,25$  ;  $m = 0,75$  ;  $\xi = 1$ . Donc  $\lambda_d$  est déterminé comme :

$$\lambda_d = 1 - 0,75 \left[ \frac{0,75 R}{0,75 R + d} \right]^2$$

En réalité le taux de déconfinement au front de taille dépend du coefficient de poisson. Pour  $0,2 < \nu < 0,5$ , il varie quasi linéairement entre 0,2 et 0,3. Mais pour  $\frac{d}{R} > 0,25$ , le taux de déconfinement est pratiquement indépendant du coefficient de poisson.

### 8.2. Comportement élasto-plastique du massif

On détermine  $u_d$  en appliquant par rapport au cas du comportement élastique du massif le principe de similitude proposé par BERNAUD CORBETTA et NGUYEN

MINH (figure 6). Ce principe consiste à obtenir la courbe  $u_r = (x)$  dans le cas élasto-plastique comme la transformée de la courbe correspondante en élasticité par l'homothétie de centre O et de rapport  $\frac{1}{\xi}$ .

Le déplacement radial final du tunnel non soutenu est écrit sous la forme :

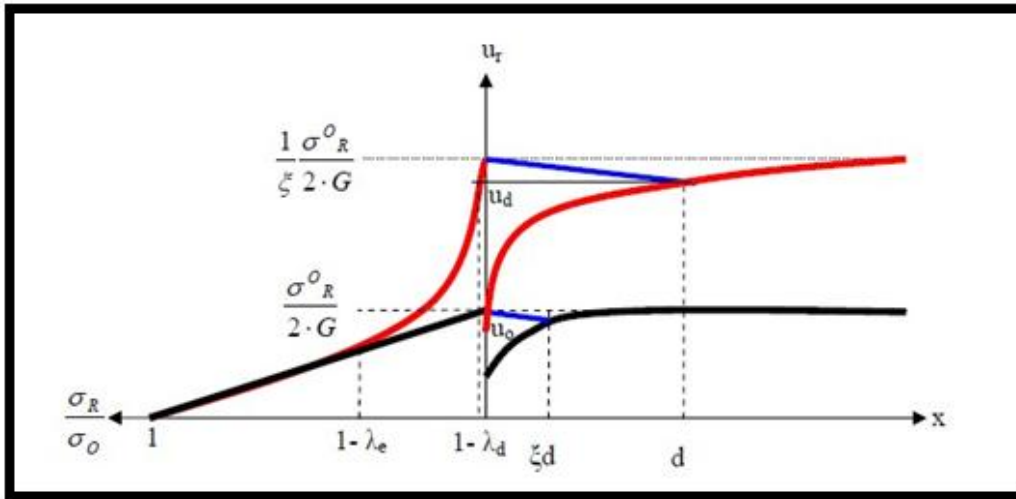
$$u_{\infty} = \frac{1}{\xi} \frac{\sigma_0 \cdot R}{2 \cdot G}$$

Et  $\lambda_d$  devient :

$$\lambda_d = 1 - \left[ \frac{0,75 R}{0,75 R + \xi d} \right]^2$$

Donc le déplacement radial à la distance non soutenue d, est déterminé par :

$$u_d = u_{\infty} \left[ 1 - \left[ \frac{0,75 R}{0,75 R + \xi d} \right]^2 \right]$$



**Fig.6.** Principe de similitude (B. CORBETTA et N. MINH).

## 9. Méthodes fondées sur la convergence du tunnel soutenu

Ces méthodes tiennent compte du fait que la rigidité du soutènement limite la convergence en avant et en arrière du front de taille. Par conséquent le coefficient  $\lambda_d$  est inférieur à celui déterminé par les méthodes décrites ci-dessus. Cet effet est évidemment d'autant plus important que le soutènement soit plus rigide et est mis en place plus près du front de taille.

Des méthodes dites implicites ont été mises au point, d'une part, par BERNAUD et ROUSSET et, d'autre part, par N. MINH et GUO. Ces méthodes donnent des résultats voisins. N. MINH et Guo définissent deux paramètres :

$$A = 1 - \frac{u_{\infty}}{u_{ns\infty}} \text{ et } B = 1 - \frac{u_d}{u_{nsd}}$$

Où :  $u_{ns\infty}$  et  $u_{nsd}$  sont respectivement les valeurs de  $u_{\infty}$  et  $u_d$  dans le cas du tunnel non soutenu.

Ils ont alors établi la relation générale :

$$B = A[0,45 + 0,42 A^2]$$

Les deux équations précédentes permettent alors de déterminer  $u_{\infty}$  et  $u_d$ . Dans le cas du comportement élastique linéaire, ils ont donné la valeur du taux de déconfinement  $\lambda_d$  en fonction de  $\frac{d}{R}$  et du module de rigidité normale du soutènement rapporté au module de cisaillement du massif élastique :  $K_{SN} = \frac{K_{SN}}{2.G}$ .

Dans le cas du comportement élastique non linéaire ou élasto-plastique du massif, il n'y a pas de solution explicite et il faut faire appel à des méthodes itératives pour déterminer  $\lambda_d$ . Des itérations successives sur A et B sont faites à partir de la valeur obtenue dans le cas du tunnel non soutenu et on les fait jusqu'à ce que l'on obtienne une précision satisfaisante entre deux itérations successives.

## 10. Le comportement mécanique des soutènements

Le soutènement s'oppose à la convergence des parois du tunnel en exerçant une pression qu'on appelle couramment pression de soutènement. La pression de soutènement  $P_s$  croît avec la rigidité du soutènement et est limitée par la résistance de ce dernier.

Dans le cas d'une galerie de section circulaire de rayon R, on définit le module de rigidité normale du soutènement  $K_{SN}$  par l'expression :

$$P_s = K_{SN} \frac{u_R}{R}$$

On se limite ici au domaine de comportement linéaire du soutènement.

Dans le cas axisymétrique, ce seul module définit la rigidité du soutènement, mais, lorsque les conditions axisymétriques ne sont pas satisfaites, il convient également de définir un module de rigidité en flexion  $K_{SF}$ .

Les modules de rigidité de différents types de soutènement sont donnés ci-dessous :

### 10.1. Anneau circulaire d'épaisseur constante e ( $e \ll R$ )

$$K_{SN} = \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} \times \frac{e}{R}$$

$$K_{SF} = \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} \times \frac{I}{R}$$

### 10.2. Cintres métalliques circulaires espacés appliqués contre le terrain

$$K_{SN} = \frac{E_a \cdot A}{s \cdot R} \quad \text{et} \quad K_{SF} = \frac{E_a \cdot I}{s \cdot R^3}$$

Avec:

$A$  : est l'aire de la section du cintre.

$E_a$ : est le module d'Young de l'acier.

$I$  : est le moment d'inertie du profilé.

Ces expressions supposent que les cintres sont en contact quasiment continu avec le terrain.

### 10.3. Soutènement par boulons

Pour les boulons à ancrage ponctuel avec un espacement longitudinal  $S_i$  et un espacement transversal  $S_t$  :

$$\frac{1}{K_{SN}} = \frac{S_t S_i}{R} \left[ \frac{4L}{\pi \Phi^2 E_b} + Q \right] \quad \text{et} \quad K_{SF} = 0$$

Avec:

$L$  : est la longueur des boulons.

$\Phi$  : est le diamètre des boulons.

$E_b$ : est le module d'Young du matériau constituant la tige du boulon.

$Q$  : est un paramètre qui permet de prendre en compte les déformations qui se produisent au niveau de l'ancrage et de tête des boulons.

### 10.4. Béton projeté

Les soutènements en béton projeté sont très largement utilisés. La rigidité qu'il convient d'introduire dans l'analyse de l'interaction terrain- soutènement doit tenir compte, d'une part de l'âge du béton projeté et d'autre part de la continuité ou non de la coque. La raideur croissante du matériau dans son jeune âge constitue un facteur favorable à son adaptation aux convergences (recommandation AFTES sur le béton projeté).

## 2.3. Les méthodes numériques

### 1. Introduction

Les méthodes numériques sont apparues dans les années 70, elles étaient d'abord utilisées pour les structures métalliques mais elles incluent aujourd'hui les géomatériaux. Elles ont pour principales qualités une grande rapidité et une grande précision.

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

Ces méthodes sont ainsi généralement utilisées au niveau du projet après un certain nombre d'études au moyen de méthodes empiriques et analytiques.

### 2. Principe de la méthode

Ces méthodes consistent à utiliser un modèle mathématique dans lequel l'interaction entre le terrain et le revêtement de l'ouvrage est prise en compte en considérant qu'ils constituent à eux deux un solide composite:

- On considère un milieu bi ou tridimensionnel;
- Le milieu est divisé en petits éléments de surface ou de volume appelés « éléments finis »;
- Ces éléments sont reliés entre eux par un nombre fini de points appelés « points nodaux », qui transmettent les efforts d'un élément à un autre, les déplacements des nœuds constituent les inconnus du problème;
- Une fonction relie les déplacements des nœuds aux déplacements des éléments (fonction d'interpolation);
- La fonction de déplacements définit donc l'état de déformation dans l'élément, et par conséquent, en fonction des propriétés du matériau, et l'état de contraintes;
- En fonction des propriétés et caractéristiques du matériau, on définit la matrice de raideur qui fait correspondre à chaque champ de déplacements un champ de sollicitation, selon la relation suivante :

$$\{F\} = [K] \cdot \{U\}$$

Avec :

$\{F\}$  Vecteur des sollicitations;

$\{U\}$  Vecteur des déplacements;

$[K]$  Matrice de rigidité.

Résoudre le problème revient alors à résoudre l'équation  $\{F\} = [K] \cdot \{U\}$ , dont les déplacements  $U$  sont les inconnus, et où tout chargement se traduit en forces appliquées aux nœuds.

### 3. Application au calcul des ouvrages souterrains

Grâce au traitement incrémental qu'offre la méthode des éléments finis, elle permet de tenir compte simultanément des paramètres suivants :

- La bidimensionnel ou tridimensionnalité du problème ;
- L'état de contrainte initial ;
- La géométrie de l'excavation ;
- Les propriétés de déformation du terrain et son hétérogénéité éventuelle;
- Les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments du soutènement ;
- Les techniques de réalisation de l'ouvrage, les différentes phases d'exécution des travaux, en particulier la non-simultanéité de l'excavation et la mise en place du soutènement.

### 4. Maillage et conditions aux limites

Le modèle peut présenter des symétries ou des antisymétries, qu'on exploite en traitant la moitié du tunnel, après avoir imposé les conditions de symétrie ou d'antisymétrie adéquates.

Si les conditions aux limites ne sont pas connues, le model devra être étendu loin de l'ouvrage pour que les conditions imposées n'influent pas.

Si l'excavation doit s'effectuer en plusieurs phases, les parties à excaver ainsi que le soutènement qui sera introduit doivent être maillés.

Les éléments utilisés sont des éléments de surface (ou de volume) simples tels que le triangle ou le quadrilatère ou des éléments linéaires (barres et poutres).

### 5. Loi rhéologique des matériaux

Dans cette étape, on introduit les propriétés du matériau ainsi que leur loi de comportement (élastique, élasto-plastique, fluage, fragilité, etc).

### 6. Résolution du système

La résolution du système  $\{F_i\} = [K_i].\{\Delta U_i\}$  conduit à obtenir un incrément de déplacement  $\{\Delta U_i\}$  et un incrément de contrainte  $\{\Delta \sigma_i\}$  qui s'ajoute à l'état précédent pour obtenir l'état suivant :

$$\{U_{i+1}\} = \{U_i\} + \{\Delta U_i\}$$

$$\{\sigma_{i+1}\} = \{\sigma_i\} + \{\Delta \sigma_i\}$$

Les différences entre un programme et un autre portent sur les points suivants:

Le type de méthode (éléments finis, différences finies

- La plus ou moins grande finesse du maillage ;
- L'étendue du modèle étudié ;
- Le type de matrice (rigidité ou flexibilité) caractérisant les éléments ;
- L'étude en section plane ou en tridimensionnel ;
- La possibilité d'introduire des lois de comportements différentes de l'élasticité linéaire ;
- La possibilité de tenir compte des anisotropies du milieu ;
- La possibilité de tenir compte des discontinuités du milieu et de la surface de contact entre le terrain et le revêtement.

Pour l'étude numérique du projet nous allons utiliser le code PLAXIS <sup>2D</sup> et <sup>3D</sup>.

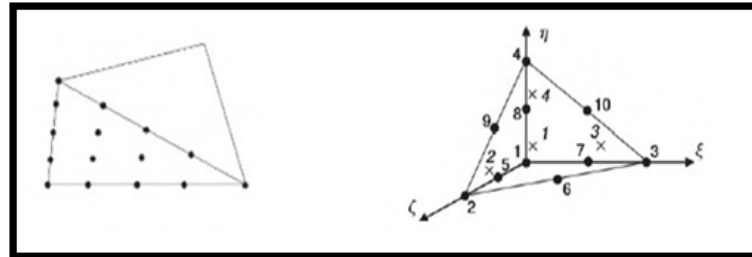
### 7. Principes de code de calcul

Le code commercial PLAXIS se base sur la méthode aux éléments finis. Ce code bidimensionnel a été développé en premier lieu à l'Université Technologique de Delft en 1987 pour analyser initialement les digues en sols mous. Son champ d'application s'est ensuite étendu à différents types de problèmes comme les fondations superficielles, les soutènements, les remblais et les excavations (BRINKGREVE et al 2001 et 2002).

L'algorithme général du code PLAXIS consiste à résoudre un système d'équations algébriques non linéaires selon un processus itératif pour déterminer les champs de déplacements aux différents nœuds du maillage, le champ des contraintes et les états de rupture du sol. Une fois mis en œuvre le modèle sur une section plane (PLAXIS <sup>2D</sup>) ou tridimensionnelle (PLAXIS <sup>3D</sup>) et avoir défini la lithologie du massif, le code

génère automatiquement le maillage. Les éléments sur lesquels se base le maillage et qui ont été choisis dans le cadre de cette étude sont les suivants (figure 7):

- Éléments triangulaires avec 15 nœuds dans la modélisation PLAXIS <sup>2D</sup>;
- Éléments tétraédriques avec 10 nœuds dans PLAXIS <sup>3D</sup>.



**Fig.7.** Éléments de base dans le maillage dans PLAXIS <sup>2D</sup> (gauche) et PLAXIS <sup>3D</sup> (droite).

À partir des conditions aux limites et hydrauliques et des valeurs de  $K_0$  imposées, l'état de contraintes initiales du massif est calculé. Ensuite, les codes de calcul permettent de définir les différentes phases qui simulent le processus d'excavation. Chaque phase du calcul implique un changement dans l'état de contraintes et de déformations du massif. Le code cherche alors à atteindre un équilibre pour ce nouvel état par le biais de plusieurs pas de calculs, appelés « load steps ». Dans chaque pas de calcul, les erreurs d'équilibre sont réduites à travers une série d'itérations. Cette procédure se termine lorsque le nouvel état est atteint où lors qu'il y a rupture dans le sol.

## 7.1. Les lois de comportement dans PLAXIS

Il existe plusieurs modèles dans PLAXIS, parmi les modèles que nous avons:

- Le modèle MOHR-COULOMB.
- Le modèle HARDENING soil.

### A. Modèle de MOHR-COULOMB

Cette loi élastique parfaitement plastique est utilisée pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sable), des sols cohérents à long terme (argiles et limons) et de certaines roches.

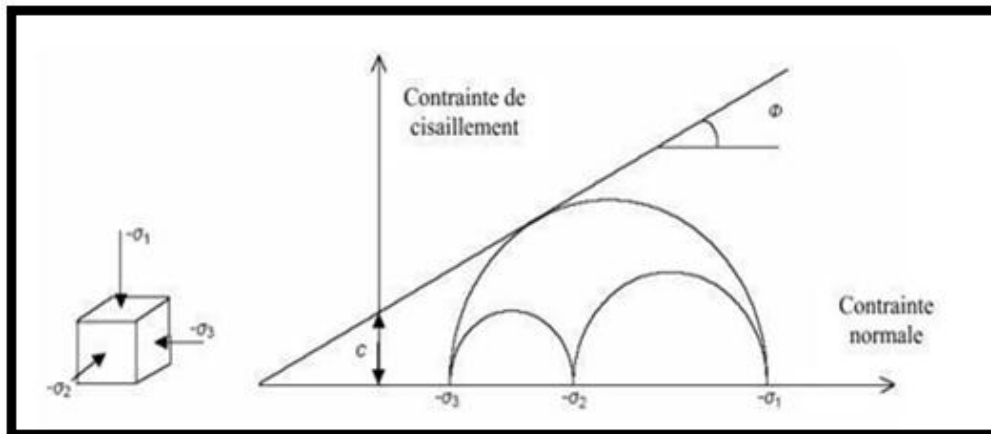
La partie élastique du comportement est définie par l'élasticité linéaire isotrope de Hooke.

Dans le plan de MOHR, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c$$

Où:

$\sigma_n$  et  $\tau$  sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et  $c$ ,  $\varphi$  sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure 8).



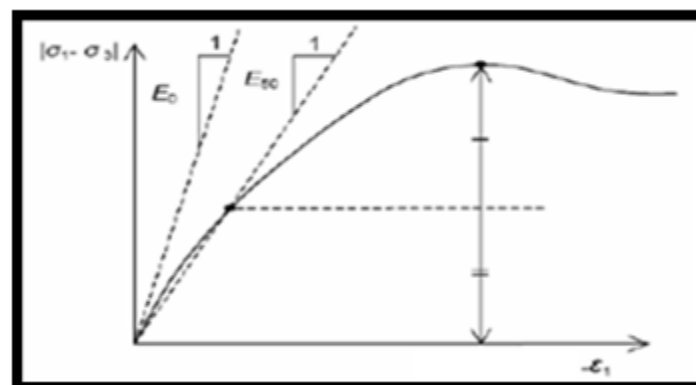
**Fig.8.** Courbe intrinsèque du modèle de MOHR-COULOMB.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres, les deux premiers sont  $E$  et  $\nu$  (paramètres d'élasticité) Les deux autres sont  $c$  et  $j$ . Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

### 1. Module d'Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de MOHR-COULOMB, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine.

Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (figure 9).



**Fig.9.** Définition du module d'Young à 50 % de la rupture.

### 2. Coefficient de Poisson

Il est conseillé de prendre une valeur allant de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson.

Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure  $K_0$  ou chargement gravitaire).

Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

### 3. Angle de frottement

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement du pic soit l'angle de frottement du palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35 degrés peuvent considérablement allonger le temps de calcul. On peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de MOHR - COULOMB.

### 4. Cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en condition non drainées avec  $\phi_u = 0$ , PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur: ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre.

### 5. Angle de dilataance

Le dernier paramètre est l'angle de dilataance noté  $\psi$ ; c'est le paramètre le moins courant.

Il peut cependant être facilement évalué par la règle suivante:

$$\psi = \phi - 30^\circ \text{ pour } \phi > 30^\circ$$

$$\psi = 0^\circ \text{ pour } \phi < 30^\circ$$

Le cas où  $\psi < 0^\circ$  correspond à des sables très lâches.

La valeur  $\psi = 0^\circ$  correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilataance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes.

## B. Le modèle HARDENING Soil (HSM)

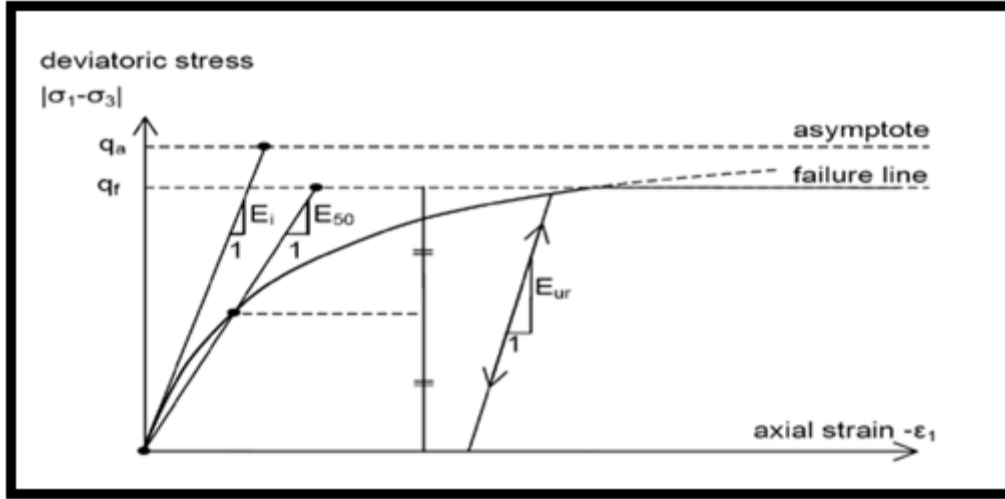
Le modèle HARDENING Soil (HSM) s'appuie sur les modèles à double écrouissage développé par SCHANZ et al. (1999). Le critère plastique adopté est celui de MOHR-COULOMB (M-C). Un écrouissage plastique avant la rupture est pris en compte au lieu du comportement purement élastique supposé dans le modèle M-C. La rigidité du sol est décrite à l'aide de trois raideurs:

$E_{50}$ : Raideur triaxiale en chargement (plus précisément le module sécant à 50% de la résistance, (figure 10).

$E_{oed}$ : Raideur œdométrique.

$E_{ur}$ : Raideur triaxiale en déchargement-rechargement.

Le module en déchargement peut être donc distingué de celui en chargement.



**Fig.10.** Courbe hyperbolique pour la relation contrainte-déformation SCHANZ et al (1999).

### 1. Courbe « contrainte-déformation » et surface de charge

Le modèle HSM dérive du modèle hyperbolique de DUNCAN - CHANG (1970) car il en reprend, en les améliorant, les formulations hyperboliques et il est adapté à tous les types de sols. La relation entre les déformations axiales ( $\varepsilon_1$ ) et la contrainte déviatorique ( $q$ ) est la suivante :

$$\varepsilon_1 = \frac{q_a}{2.E_{50}} \cdot \frac{q}{q_a - q}$$

Où  $q_a$  est l'asymptote de la contrainte de rupture .Elle est liée à la contrainte de rupture maximale  $q_f$  de la façon suivante :

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \text{ avec } q_f = (c' \cot \varphi' - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi'}{R_f (1 - \sin \varphi')}$$

Avec  $R_f = 0,9$  pour la plupart des sols.

Le module  $E_{50}$  dépend du niveau de contrainte et il détermine l'ampleur des deux déformations : élastiques et plastiques. Il est donné par l'expression :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c' \cot \varphi' + \sigma'_3 \cdot \sin \varphi'}{c' \cot \varphi' + p^{ref} \cdot \sin \varphi'} \right)^m$$

Dans cette expression,  $E_{50}^{ref}$  est le module de référence qui correspond à la pression de confinement de référence (100 kPa par défaut). En ce qui concerne le paramètre  $m$ , une valeur typique de 0,5 pour le sable et 1,0 pour l'argile sont suggérées.

Le module élastique  $E_{ur}$  détermine, avec le coefficient de Poisson,  $\nu_{ur}$  le comportement du sol lors de déchargement-rechargement. Il dépend lui aussi du niveau de contrainte et sa définition est la suivante :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c' \cot \varphi' + \sigma'_3}{c' \cot \varphi' + p^{ref}} \right)^m$$

## 2. Paramètres du modèle HARDENING Soil

Les paramètres du modèle HARDENING Soil se regroupent en trois catégories:

- Paramètres plastiques de MOHR-COULOMB :

$c'$  : cohésion du sol.

$\phi'$  : angle de frottement interne.

$\psi$  : angle de dilatance.

- Paramètres basiques pour la raideur :

$E_{50}^{ref}$  : Module d'Young triaxial.

$E_{oed}^{ref}$  : Module d'Young œdométrique.

$E_{ur}^{ref}$  : Module d'Young en déchargement-rechargement.

( $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$  Par défaut);

$m$  : exposant du niveau de contrainte (une valeur de 0,5 est souvent retenue).

- Paramètres avancés :

$\nu_{ur}$  : Coefficient de poisson en décharge-recharge (par défaut  $\nu_{ur} = 0.2$ ).

$p_{ref}$  : Contrainte de référence (par défaut  $p_{ref} = 100$ ).

$k_0^{nc}$  : Consolidation (par défaut:  $k_0^{nc} = 1 - \sin \phi$ ).

$R_f$  : Coefficient à la rupture  $\frac{q_f}{q_a}$  (par défaut  $R_f = 0,9$ ).

$\sigma_{tension}$  : Résistance à la traction (par défaut  $\sigma_{tension} = 0$ ).

$C_{increment}$  :  $C_f$  modèle de Mohr-Coulomb (par défaut  $C_{increment} = 0$ ).

## 3. Exécution du creusement d'un tunnel en milieu urbain

Le creusement des tunnels dans des sites urbains est une opération assez compliquée car elle est reliée à plusieurs paramètres qui peuvent affecter le sol et les structures en surface. Suivant les différents modes de creusement, l'excavation des terrains peut se faire en fonction du type du terrain rencontré, de la géométrie de l'ouvrage et de sa profondeur. Les techniques de construction doivent assurer la stabilité du terrain, l'économie, la rapidité et la sécurité (JANIN, 2012).

Les problèmes posés au concepteur et au réalisateur des tunnels en milieu urbain sont particulièrement nombreux et délicats pour les ouvrages du type métro et ce, en raison de leurs dimensions transversales importantes et de multiples contraintes.

Le choix du procédé est influencé par :

- L'existence dans le voisinage d'ouvrages de construction souterraine;
- Les propriétés des sols;
- La présence des canalisations enterrées;
- Le trafic de surface en cours des travaux;
- Les projets de constructions nouvelles qui peuvent avoir une incidence sur la conception et les conditions d'exécution des souterrains;
- Le cout de la réalisation.

## **4. Méthode de creusement**

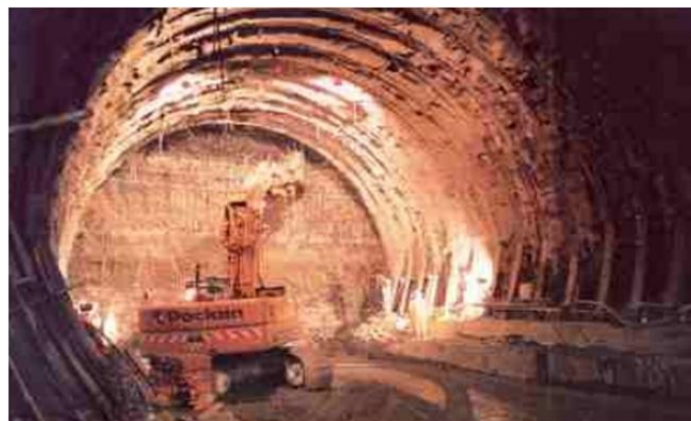
### **4.1. La méthode d'excavation par section (séquentielle)**

La multiplication des phases a pour but de sécuriser les travaux par le fait qu'à la fin de chaque phase, le massif traité autour de l'excavation converge et s'auto-équilibre tout en réduisant les contraintes appliquées sur le soutènement. Cette faculté du terrain à s'auto-soutenir a, semble-t-il, été exploitée pour la première fois par des ingénieurs et chercheurs autrichiens dont RABCEWICZ (1965) dans le but de concevoir une nouvelle approche pour l'excavation des ouvrages souterrains. Leurs études ont débouché sur la conception de la Nouvelle Méthode Autrichienne pour l'excavation des tunnels (NATM : New Austrian Tunnelling Method). Une définition officielle de la NATM a été publiée en 1980 par le Comité National Autrichien pour la Construction des Cavités, membre de l'AITES (Association Internationale de Travaux En Souterrain) : “ La nouvelle méthode autrichienne de construction de tunnels suit une conception qui utilise le terrain autour de la cavité (sol ou roche) comme élément de support par activation d'un anneau de terrain portant ”.

L'excavation pour NATM peut se faire suivant différents modes d'attaque, en fonction de la qualité du terrain rencontré (MARCHER et al 2006, MÖLLER et VERMEER 2006, RABCEWICZ 1988, SVOBODA et MAŠÍN 2011, VYDROVA 2015) :

#### **4.1.1. Le creusement à pleine section**

Cette méthode de creusement consiste à excaver la totalité de la section transversale du tunnel en une seule phase (figure 11). Elle est couramment utilisée pour la plupart des tunnels creusés dans des roches de bonnes ou d'assez bonnes caractéristiques géo-mécaniques, 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.



*Fig.11. Creusement à pleine section.*

#### **4.1.2. Le creusement en 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 temps (figure12). Un soutènement doit éventuellement être mis en

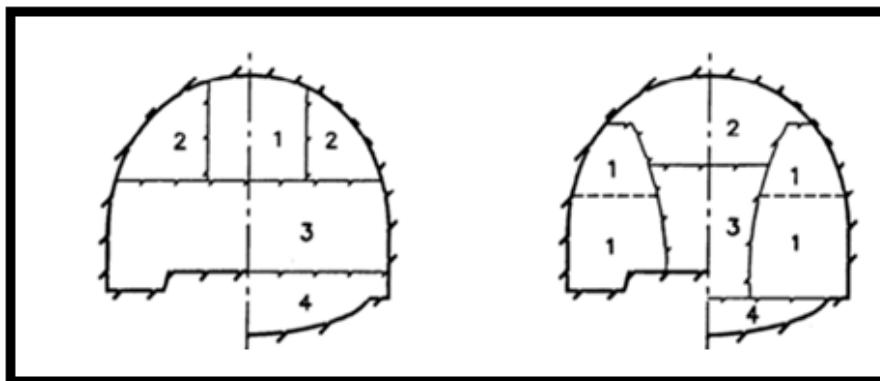
place en partie supérieure (cintres, blindage, béton projeté, béton) avant le creusement de la partie inférieure. Cette technique est conseillée pour des tunnels de qualité moyenne et des grandes sections, car elle permet de mieux maîtriser les problèmes de stabilité vue la dimension réduite du front de taille, et de limiter des ébranlements dans le massif encaissant.



*Fig.12. Creusement par demi- section.*

### 4.1.3. Le creusement en 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 est 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 (figure 13). Par cette méthode, la stabilité des sections excavées est plus facile à maîtriser et la dépression des terrains est plus limitée.



*Fig.13. Creusement en section divisée.*

## 4.2. Exécution du creusement dans un milieu rocheux

### 4.2.1. Creusement à l'explosif

L'abattage avec emploi d'explosifs a été pendant de nombreuses années la méthode la plus utilisée pour l'excavation des tunnels dans les roches de dureté moyenne à

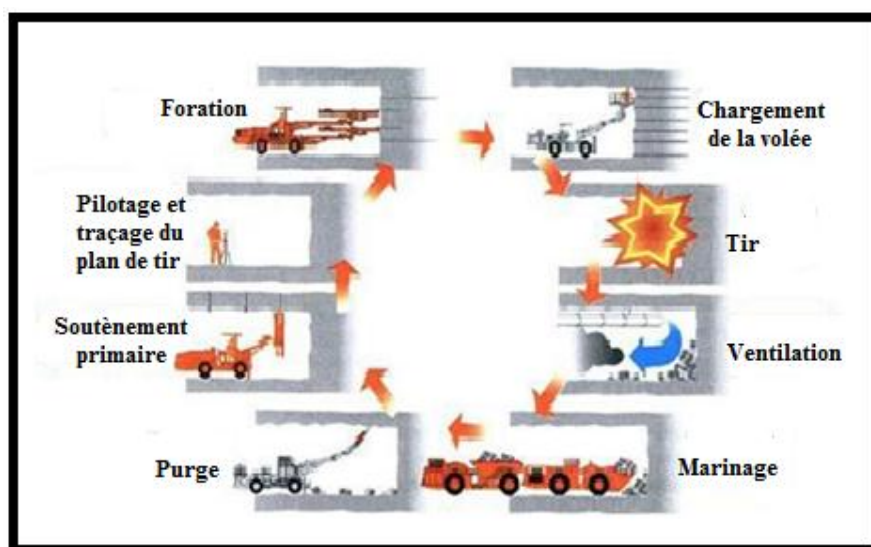
élever (figure 14). La technique de l'excavation à l'explosif est très ancienne mais reste encore, dans de nombreuses situations, la plus économique. La poudre noire (salpêtre + charbon + soufre) fut longtemps utilisée, avant que n'apparaissent des produits plus performants, tels la dynamite ou les émulsions mais plus dangereux. En souterrain on utilise des explosifs brisants (vitesse de détonation  $> 4000$  m/s) dont l'effet sur la roche est double:

- L'énergie de choc véhiculée par une onde fissure le terrain;
- L'énergie de gaz, engendrée par le dégagement d'un important volume de gaz à haute température et pression, ouvre ces fissures et disloque le matériau. Le "surplus" de cette énergie expulse les blocs disloqués.

Les vibrations produites par l'usage d'explosifs lors de la construction d'un tunnel sont susceptibles d'endommager celui-ci ou, plus souvent, la structure rocheuse dans le voisinage de celui-ci. En effet, une partie de l'énergie explosive utilisée pour fragmenter et abattre la matrice rocheuse se propage et se dissipe dans l'environnement du tunnel sous forme d'ondes vibratoires qui s'amortissent avec la distance.

C'est pourquoi, afin d'évaluer ce phénomène et son incidence sur la réalisation des travaux, il a procédé à une étude préalable des vibrations et, si besoin est, des procédures de contrôles sont préconisées.

Les risques étant directement liés à la proximité, l'expérience montre qu'il convient de faire un inventaire dans une bande minimale de 200 mètres autour de l'axe du projet. Au-delà de cette distance, les amplitudes des vibrations sont généralement très faibles mais dans un contexte géologique particulier (horizon de marnes faisant office de réflecteur par exemple) des oscillations peuvent être ressenties beaucoup plus loin (1 à 2 kilomètres).



*Fig.14. Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif.*

### A. Procédé à l'explosif

Le choix d'un plan de tir est d'une grande importance dans la réalisation d'un tunnel, tant par ses aspects économiques que techniques. D'une manière générale, l'explosif en souterrain doit être utilisé comme un outil de découpage de la roche.

La première étape d'un plan de tir consiste à créer une cavité initiale en direction de laquelle on pourra abattre la roche : c'est le rôle du bouchon. De nombreux modèles de bouchons ont été utilisés. Les bouchons à trous parallèles tendent à se généraliser en raison de la simplification du travail de foration du au parallélisme de tous les trous d'une volée et parce que les machines actuelles de foration (les jumbos) qui équipent la plupart des chantiers de tunnels l'imposent pratiquement.

### **B. Découpage soigné à l'explosif**

Deux techniques de découpage du rocher à l'explosif sont utilisées pour ébranler au minimum le rocher laissé en place autour de l'excavation : le « smooth blasting » et le pré découpage ces deux techniques reposent sur un même principe .On effectue le tir simultané des forages de réglage en voûte et piédroits dans des conditions telles que seule la fissure reliant les forages tirés simultanément puisse se développer. Ceci nécessite des forages parfaitement parallèles, rapprochés et peu chargés.

Avec le pré découpage, les forages de réglage sont mis à feu après le tir d'un bouchon élargi et avant le tir principal (forages de dégraissage). Le succès de cette méthode, qui donne en général de bons résultats à l'air libre, nécessite en souterrain des trous de gros diamètre très rapprochés pour pouvoir s'opposer à l'état de contrainte du rocher et pour permettre le développement de la fissure.

Le pré découpage apporte par voie de conséquence une complication certaine à l'avancement. Habituellement le surcoût lié à son utilisation ne se justifie que pour des ouvrages spéciaux, tels que les intersections de tunnels par exemple.

Avec le « smooth blasting » (tableau 1), les forages de réglage sont mis à feu après les forages de dégraissage comme dans un plan de tir classique; mais ils sont plus rapprochés et moins chargés. L'effet bénéfique est moins spectaculaire qu'avec le pré découpage, mais il est suffisamment marqué pour que ce procédé soit de plus en plus fréquemment utilisé sur les chantiers de tunnels. Il se traduit par un accroissement modéré du travail de foration facilement compensé par les économies sur les dispositifs de sécurité.

*Tableau 1. Recommandations pour l'utilisation du « smooth blasting » en souterrain par HOEK (1980).*

| <b>Diamètre des forages<br/>(mm)</b> | <b>Diamètre des<br/>charges (mm)</b> | <b>Quantité d'explosif<br/>Kg ANFO/m</b> | <b>Espacement (m)</b> |
|--------------------------------------|--------------------------------------|------------------------------------------|-----------------------|
| 25 - 32                              | 11                                   | 0.08                                     | 0.25 - 0.35           |
| 32 - 48                              | 17                                   | 0.20                                     | 0.50 - 0.70           |
| 51 - 64                              | 22                                   | 0.44                                     | 0.80 - 0.90           |

La longueur des forages, donc des volées, est généralement limitée à un maximum de 3 ou 4 m, 3 m étant applicable aux tunnels de faible section (20 m<sup>2</sup> ou moins) et 4 m aux tunnels de grande section (50 m<sup>2</sup> et plus).

### **4.3. Creusement mécanique des tunnels**

A la fin du 19e siècle, l'emploi de l'explosif dans les mines et les travaux souterrains a marqué vraiment une étape décisive pour le développement de ces travaux, il est vrai que l'une des préoccupations majeures des techniciens, aujourd'hui, est de s'affranchir des inconvénients liés à l'explosif qui sont essentiellement :

l'ébranlement et la désorganisation du terrain encaissant, les hors profils, les risques d'accidents spécifiques, les coûts induits par ces inconvénients, notamment en matière de soutènement et de revêtement.

Mais le passage du creusement à l'explosif au creusement mécanique s'est très longtemps heurté à un obstacle économique majeur à cause du coût relativement faible de l'énergie chimique contenue dans l'explosif par rapport à l'énergie mécanique, dite noble. La raréfaction des équipes de mineurs, personnel très spécialisé, a accéléré l'évolution, alors qu'une meilleure connaissance théorique des conditions d'attaque du terrain par des outils mécaniques et les progrès dans la configuration des têtes d'abattage permettaient d'en élargir le champ d'application à des gammes de terrains de plus en plus variées et d'en améliorer le rendement.

C'est en 1881 que la première machine de creusement mécanique d'un tunnel a été conçue et réalisée par le Colonel de Beaumont, lors des premiers travaux de reconnaissance en vue de la construction du tunnel sous la Manche. Cette machine, mue à l'air comprimé et destinée à être utilisée dans un matériau à la fois tendre, cohérent et relativement homogène, à savoir la craie bleue du Pas- de- Calais, a creusé avec succès 2,5 km de galerie de 2,14 m de diamètre en 1882 et 1883.

### 4.3.1. Creusement à attaque ponctuelle

Pour le creusement des terrains dont la cohésion est assez forte, des machines à attaque ponctuelle peuvent être utilisées. Ces machines permettent d'assurer la stabilité de l'ouvrage sans soutènement immédiat ou continu (figure 15). Aucune pression de confinement n'est donc appliquée au front de taille lors du creusement dans un mode ouvert. Les machines à attaque ponctuelle sont munies d'un bras articulé pour abattre progressivement le terrain du front. Ces machines mobiles peuvent être une adaptation directe des haveuses à pics de l'industrie minière, un Brise- Roche Hydraulique (BRH) ou bien simplement une pelle. Après l'excavation du sol, l'évacuation des déblais (le marinage) est réalisée à l'aide d'une pelle classique et d'un camion.



*Fig.15. Brise roche.*

- **L'avantage de Creusement à attaque ponctuelle**
  - Simultanéité des opérations d'abattage, de chargement et d'évacuation des roches;
  - Grande vitesse d'avancement;
  - La technique d'abatage n'entraîne pas d'ébranlement;
  - Découpage soigné de la section (pas de hors profils).

- **L'inconvénient de Creusement à attaque ponctuelle**

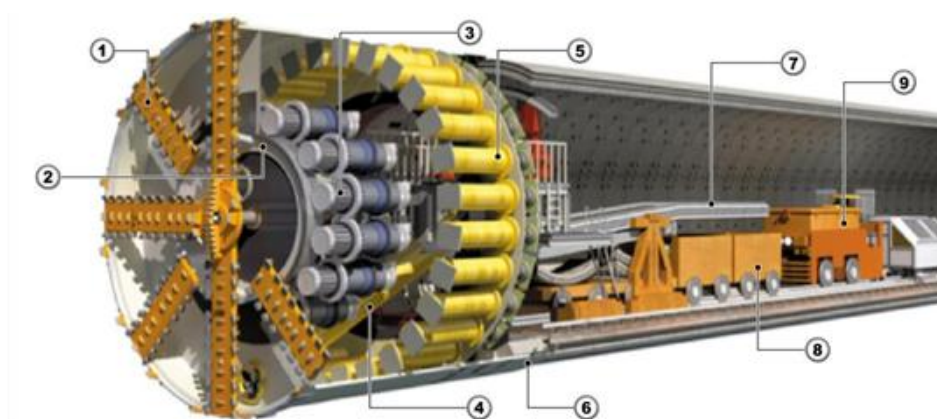
- Un coût élevé, mais plus avantageux que les tunneliers;
- Frais de démontage, de transport et de remontage du matériel en souterrain;
- Les têtes d'attaque s'usent très rapidement et leur changement est relativement coûteux;
- Beaucoup de poussières.

#### **4.3.2. Creusement au tunnelier (Tunnel Boring Machine TBM)**

Ce mode de creusement est utilisé pour les terrains à faible résistance, quand le front de taille ne peut pas assurer l'équilibre des pressions hydrostatiques ou de la pression des terres sans soutènement (ARSHAD et al 2016). Dans ce mode, le terrain est excavé en pleine section par des techniques mécanisées qui réalisent l'excavation des terrains et assurent également le soutènement latéral et frontal. Ces étapes peuvent être réalisées par les différents types de tunnelier par exemple le tunnelier dans la figure 16.

En fait, dans le cas de creusement par tunnelier, le front de taille est généralement pressurisé (mode fermé) mais il est possible aussi de creuser le terrain selon ses caractéristiques et les conditions hydrologiques dans un mode ouvert (sans appliquer la pression de confinement sur le front de taille pendant le creusement).

Le tunnelier est une machine conçue pour l'excavation des tunnels dans les sols à résistance moyenne jusqu'à forte (300 MPa). C'est une machine qui réunit tout ce qu'il faut pour construire automatiquement un tunnel dans des conditions optimales. En général, il creuse une section transversale circulaire (excavation en pleine section) en assurant : le soutènement du sol, la mise en place du revêtement définitif du tunnel et l'évacuation des déblais de l'excavation. Le tunnelier comporte trois parties essentielles :



**Fig.16.** Tunnelier à front pressurisé.

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

- La tête du tunnelier (la roue de coupe) : elle est munie d'outils qui peuvent fonctionner dans les deux sens de rotation pour excaver le sol. La tête de tunnelier assure aussi le soutènement du front de taille par l'application d'une pression de confinement sur la section creusée.
- Le bouclier : il contient trois parties principales : une chambre d'abattage (et de confinement selon le type de tunnelier), une structure intermédiaire recevant les vérins de poussée, une jupe métallique de forme conique qui protège les hommes pendant la pose du revêtement du tunnel, elle assure aussi le soutènement, empêche la convergence et permet d'injecter le vide.
- Le train suiveur : constitué de remorques successives où sont installés les différents ateliers nécessaires pour le contrôle et la mesure de l'avancement du chantier, l'évacuation des déblais, la surveillance de la mise en place du revêtement du tunnel.

Le soutènement des terrains effectué par le tunnelier lors du creusement (le confinement du front et la mise en place du revêtement) assure une diminution des mouvements du sol ce qui a une grande importance lors du creusement des sols de faible résistance et dans les zones sensibles aux mouvements du sol.

Il s'agit d'une zone projetée comme puits de travaux réservé pour l'entrée du tunnelier.

- **Avantages du Tunnelier**

- Le tunnelier permet d'atteindre des vitesses de creusement assez élevées de 15 à 30 m/jour théoriquement.
- Pas d'ébranlement, Ce qui assure une bonne tenue de la galerie.
- Pas d'hors profil, d'où une économie de béton.
- Le soutènement est facile et rapide (préfabriqué).
- Les équipes de personnel sont réduites, Ce qui permet d'augmenter le rendement (Homme / poste).
- La sécurité des chantiers est accrue.

- **Inconvénients du Tunnelier**

- Le temps de travail effectif de la machine ne dépasse pas 30%.
- Le tunnelier ne peut être valablement utilisé, qu'en terrain homogène.
- Tout accident géologique imprévu entraîne le blocage de la machine.
- Coût très élevé, d'où la difficulté ou la quasi impossibilité d'amortissement sur des tronçons, dont la longueur est inférieure à 2 Km.
- La géométrie du tunnel doit être circulaire, or ce n'est pas notre cas.
- Le coût excessivement élevé des outils de forage.

### 4.3.3. Exécution du creusement dans les terrains meuble

Parmi les différentes machines on peut citer Les boucliers; Les boucliers sont des machines conçues pour forer les tunnels dans les sols et les terrains meubles et aquifères, elles comportent un système de protection des parois de l'excavation entre le front de taille et le revêtement.

La progression de la machine est généralement assurée par une série de vérins prenant appui sur le revêtement posé à l'arrière. Pour les autres boucliers appelés boucliers doubles, la prise d'appui s'effectue sur un bouclier auxiliaire.

### **4.3.3.1. Les différents types de boucliers**

#### **1. Bouclier ouvert**

Laissant le front visible et accessible. Le front peut alors être attaqué sélectivement par un outil d'abattage tel qu'une fraise ou un bras excavateur.

#### **2. Boucliers rotatifs**

Equipé d'une tête rotative pleine section, la pression de la tête sur le terrain contribue au maintien du front de taille.

#### **3. Boucliers à air comprimé ou pressurisé**

Pour lesquels l'air comprimé améliore la stabilité du front de taille et limite le débit d'exhaure lorsque la foration a lieu sous la nappe. L'expérience montre que ce type de boucliers reste difficile à utiliser dans les terrains perméables et peu cohérents sous la nappe (sable, gravier).

#### **4. Boucliers à bentonite**

Pour lesquels une boue bentonitique en pression assure à la fois la stabilité du front de taille et le transport des déblais.

### **5. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons expliqué les aspects généraux des constructions souterraines, et les différentes méthodes de calcul des tunnels (méthodes empiriques et semi-empiriques, méthodes analytiques et méthodes numériques). La méthode de convergence-confinement est la plus utilisée pour l'analyse de l'interaction du massif rocheux-soutènement. Ensuite les étapes d'investigation et les techniques de creusement ainsi que les conditions dans lesquelles ces méthodes sont applicables pour la construction des tunnels.

# **CHAPITRE 2**

## **CONTEXTE DU TUNNEL DE L'EXTENSION 'A' DE LA LIGNE 1.**

## Partie 1 : présentation et description du projet.

### 1. Introduction

La ville d'Alger constitue depuis toujours un lieu de grande concentration d'activités humaines, économiques, commerciales et culturelles du pays. Cette concentration à entraîner une augmentation considérable des besoins en transport de la population algéroise, l'espace disponible restreint a fait du métro le mode de transport adéquat permettant d'atténuer la circulation dans la capitale.

L'idée du métro en Algérie remonte bien loin dans le temps. La première initiative revenait à l'administration coloniale, qui décida en 1955 d'entreprendre une étude pour la réalisation d'un métro à Alger, dont la construction d'une ligne de 14 km reliant BOLOGHINE à EI-HARRACH, qui devait être lancée, a été en fin de compte abandonnée.

En 1982, une étude de conception d'un moyen de transport de type métro a été menée à Alger dans le cadre d'une collaboration Franco-algérienne. Le lancement des études du métro d'Alger s'est concrétisé par la création de l'E.M.A (Entreprise du Métro d'Alger) qui avait pour rôle de veiller au bon déroulement des différentes étapes de ce projet de grande envergure, dont le lancement des travaux n'a débuté qu'en 1990.

Les études de conception générale ont abouti à la définition d'un schéma de réseau à long terme constitué de trois lignes, totalisant environ 56 Km avec 54 stations (figure 1). Toutefois, l'envergure du projet et les moyens financiers important à mettre en œuvre commandaient une démarche progressive dans la réalisation. La priorité a été donnée à la ligne 1 qui s'étend de HAI EL BADR à TAFOURAH Grande Poste sur 9 km, identifiée comme axe le plus chargé (21.000 personnes par heure et par direction en heure de pointe).



**Fig.1.** La ligne du métro d'Alger.

## 2. Description de l'extension 'A' de la Ligne 1

L'extension 'A' de la ligne 1 du Métro d'Alger, limitée au Sud par l'ouvrage du Puits de Ventilation 3, à partir duquel se déploie la ligne déjà construite, et au Nord, par le terminus situé près du Jardin de Prague, à travers lequel, dans le futur, sera accomplie une extension du réseau, regroupe des ouvrages de tailles conséquentes et d'une grande complexité, avec une composante souterraine prédominante.

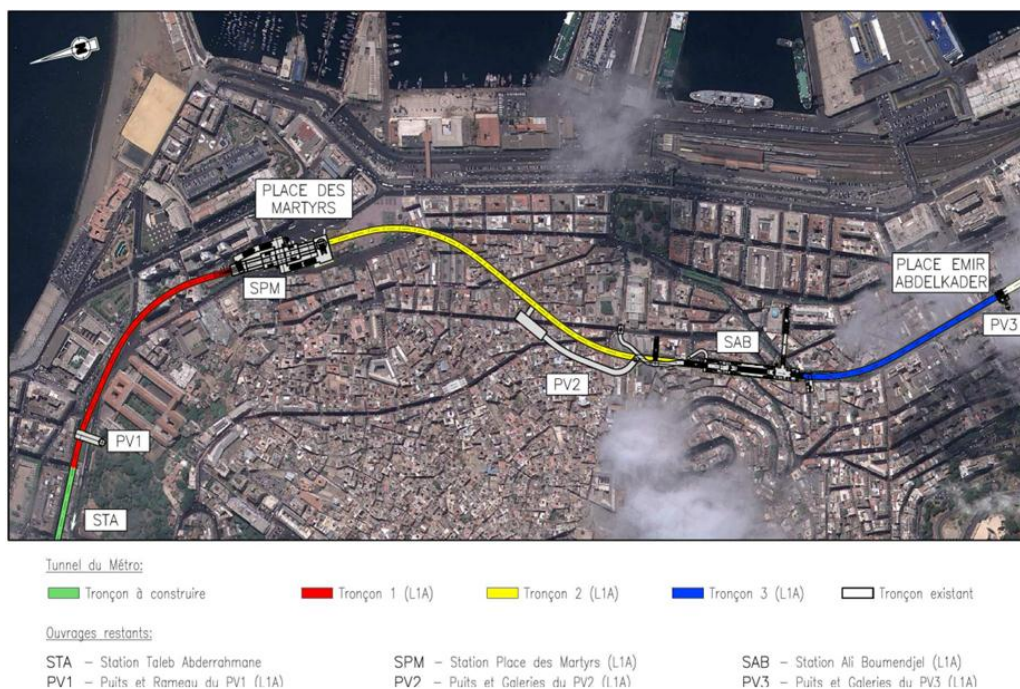
Le tracé, traversant la zone historique d'Alger, comprend un tunnel dans toute son extension et inclut (02) deux stations souterraines (ALI BOUMENDJEL et Place des Martyrs), ainsi que (04) quatre puits principaux (PV1), (PV3), ainsi que les puits Sud et Nord de la Station ALI BOUMENDJEL. Ces puits constituent les fronts d'attaque de l'ouvrage souterrain, à l'exception du PV3 et du Puits Nord de la Station ALI BOUMENDJEL.

Le tunnel se développe sur 1453 m et est constitué de trois parties principales, dont l'extension et la localisation sont indiquées comme suit :

- Partie localisée entre le km -0+594,381 et le km -0+181,121, d'une extension de 413,26 m, comprise entre le terminus du tunnel (au Nord) et la Station Place des Martyrs;
- Partie localisée entre le km -0+21,120 et le km 0+643,613, de 664,73 m d'extension, comprise entre la Station Place des Martyrs et la Station ALI BOUMENDJEL.
- Partie localisée entre le km 0+799,331 et le km 1+145,594, de 346,26 m d'extension, comprise entre la station ALI BOUMENDJEL et le Puits de Ventilation 3.

Notre travail, se portera sur le projet d'exécution du prolongement du tunnel du métro entre le terminus de l'Extension A de la Ligne 1, situé près du PV1 (Place EMIR ABDELKADER - Place des Martyrs) et la Station TALEB ABDERRAHMANE, appartenant au Métro d'Alger.

Le tronçon en analyse, d'une extension d'environ 150 m, sera attaqué à partir du terminus de l'Extension A. La Figure 2 montre la localisation de ce tronçon dans le contexte général de l'ouvrage.



*Fig.2. Plan de la ligne 1 extension A.*

### 3. Description des ouvrages de l'extension 'A' de la Ligne 1

#### 3.1. Station ALI BOUMENDJEL

La station ALI BOUMENDJEL se situe au croisement des rues ALI BOUMENDJEL et BEN M'HIDI LARBI, cette station donnant accès à la Place EMIR ABDEL KADER. Les principaux ouvrages prévus, au-delà de la galerie de station, sont liés aux trois accès à la station définis dans le projet d'architecture.

L'accès situé au sud se trouve implanté sur un espace occupé par un ancien immeuble démoli et comprend une excavation à ciel ouvert, réalisée à l'abri d'un puits de pieux, et un tunnel qui concrétisera une galerie d'accès à la station. Afin de profiter de cet accès comme ouvrage d'attaque au tunnel du métro, il a été prévu la réalisation d'un puits excavé selon la méthodologie séquentielle (NATM) et d'un rameau qui permettra, comme mentionné, le démarrage des travaux d'excavation du tunnel.

L'accès localisé à l'Est se trouve à une cote inférieure, près de la mosquée IBN BADIS. On prévoit la réalisation d'une tranchée permettant l'excavation d'un tunnel d'accès à la station lequel sera exécuté sous les fondations d'un édifice de grandes dimensions.

De la même façon, l'accès localisé au Nord prévoit également la création d'une rampe excavée à ciel ouvert, à partir duquel seront exécuté un tunnel et un puits associé au système de ventilation de la station.

#### 3.2. Station Place des Martyrs

La station Place des Martyrs se trouve sur la place du même nom, laquelle se situe dans une zone noble de la ville, partant de la Casbah et près du port d'Alger. Les principaux ouvrages prévus comprennent la réalisation d'un puits vertical qui

permettra et l'attaque à la station et celle au tunnel du Métro, puits qui sera par la suite intégré dans la solution définitive de la station comme puits de ventilation et de services, les galeries du corps de la station et les ouvrages associés aux accès, lesquels comprendront l'exécution de diverses galeries de moindre dimensions qui donneront accès en surface, tout comme un ensemble important d'ouvrage d'excavation à ciel ouvert.

La station présente une longueur totale de 113 m et une largeur d'axe de 17,12 m elle comprend plusieurs niveaux : sous-quai, hall inférieur, hall intermédiaire et hall supérieur. La profondeur maximale d'excavation est de 28 m à cause de la pente qui existe entre les deux stations (Place des Martyrs – ALI BOUMENDJEL), cette profondeur a été calculée pour éviter l'assainissement et les fondations des constructions avoisinantes.

Le système de supporte provisoire du puits se constitue essentiellement dans de rideaux micro pieux qui confinent le secteur à excaver.

### **3.3. Puits de ventilation PV1**

Le puits de ventilation PV1 se situe dans l'une des extrémités du tronçon mentionné du Métro d'Alger, proche de l'édifice de Lycée EMIR, Celui-ci est composé d'un puits vertical d'une profondeur approximative de 38 m. Au départ de sa base se crée un rameau jusqu'au tunnel de la ligne du métropolitain, d'approximativement 35m. L'intersection des deux galeries se fait de manière orthogonale, au km 0+528. Etant donné son positionnement, le puits de ventilation PV1 et le rameau serviront de front d'attaque au tunnel du métropolitain.

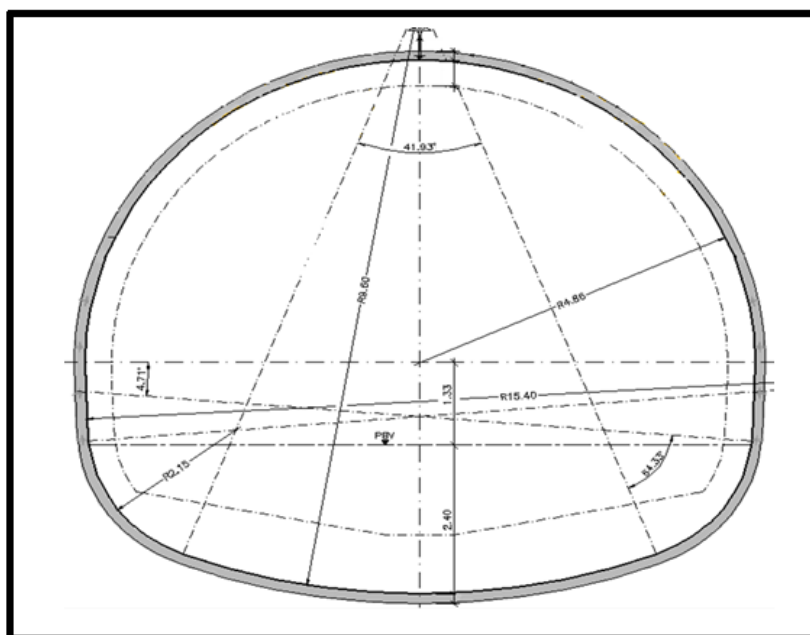
Le paramétrage de cet ouvrage a été, de fait, effectué en excavation verticale séquentielle (NATM) pour le puits à réaliser et en méthodologie séquentielle également, pour le rameau à excaver.

### **3.4. Puits de ventilation PV2**

Le puits de ventilation PV2 se situe à mi-chemin du tronçon du tunnel entre les stations Place des Martyrs et ALI BOUMENDJEL, implanté sur le site d'un ancien immeuble aujourd'hui démoli, dans une zone d'accès très difficile. Il s'agit d'un puits vertical de près de 30,0 m, à partir duquel sera créée une galerie pour l'installation des équipements de ventilation, galerie qui sera reliée au tunnel du métro au travers de trois rameaux, l'un d'eux dans l'alignement de l'axe du puits, ou soit, exécuté à partir de ce dernier. La galerie présente une extension de près de 60,0 m et rameaux sont d'une longueur un peu supérieure à 10,0m. Etant donné les difficultés d'accès au site d'implantation de ce puits, il n'est pas prévu de l'utiliser comme ouvrage d'attaque.

### **3.5. Projet à étudier**

Notre projet consiste à étudier un tunnel de section  $56 \text{ m}^2$ , localisé entre le PK 29+405 et le PK 29+255 sur une longueur de 150 m la figure 3 montre la géométrie du tunnel.



**Fig.3.** Géométrie du tunnel.

## **Partie 2 : Reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques.**

### **1. Introduction**

Les conditions géologiques, hydrogéologiques, tectoniques, sismiques et géotechniques sont des facteurs déterminants du degré de difficulté et du coût de réalisation d'un ouvrage souterrain. Non seulement ces conditions ont une grande influence sur le choix des méthodes d'excavation, de soutènement et du revêtement mais de plus leur connaissance permet de faire face à des problèmes imprévus, par exemple la traversée d'un accident géologique avec venue d'eau sous forte pression, c'est ce qui peut arriver de pire au concepteur d'un ouvrage.

Cette imprévision peut bloquer les travaux plusieurs mois, mettre en cause la sécurité du chantier, voir même compromettre la faisabilité de l'ouvrage.

Une bonne reconnaissance du sol le long du tracé nécessite au préalable des études géologiques, hydrogéologiques, sismiques et géotechniques celles-ci étant validées ou corrigées ensuite par des observations faites à tout stade des travaux.

### **2. Les objectifs de ces études sont représentatifs**

- Vérifier que le contexte géologique ne comporte pas d'unité structurale extrêmement défavorable au point de conférer au projet un caractère à très haut risque, tant technique que financier;
- S'assurer de la faisabilité technique du projet en confirmant la possibilité de mettre en œuvre, dans des conditions économiques raisonnables, les techniques de construction a priori les mieux adaptées au contexte géologique et géotechnique, pour assurer la stabilité de l'excavation et préserver l'intégrité de l'environnement.

Ces études ont une grande influence sur le choix de la méthode d'exécution (creusement, soutènement et revêtement) qui sont validées ou corrigées au stade des travaux. Parmi ces études on peut citer :

- **Le sondage** : généralement exécuté verticalement à partir de la surface du sol sur une profondeur donnée, il peut être aussi exécuté d'une façon oblique. Les points de sondage sont bien déterminés et sont espacés de quelques mètres tout le long de la portée du tunnel. On va calculer systématiquement:
  - Le taux de carottage qui est la longueur cumulée des éléments de carottes sur la profondeur de sondage multiplié par 100.
  - Le taux de carottage modifié RQD (rock quality désignation).

Le sondage permet d'établir une carte représentant les différentes couches.

- **La diagraphie** : les diagraphies permettent de se faire une idée des caractéristiques physiques des terrains à traverser ; elles sont effectuées dans des sondages qui sont simplement destructifs (ne comportent pas de carottage). Les diagraphies les plus utilisées sont :
  - L'examen photographique;
  - Le log sonique (mesure de la vitesse sismique);
  - Le log électronique (mesure de la résistivité).
- **L'exécution des puits** : L'insuffisance des résultats de sondages nous oblige à compléter ces informations par l'exécution des puits répartis sur toute la longueur du tunnel permettant ainsi de constater l'état du sol, ces caractéristiques et son comportement.
- **Creusement des galeries** : Malgré le coût élevé de la galerie et vu l'importance du projet, le creusement à partir des puits, des galeries de petite section, soutenue par des cardes sont creusé sur toute la longueur de tracé. Celle-ci nous permet aussi:
  - de prélever des échantillons pour effectuer des essais en laboratoire afin de corriger les études effectuées préalablement;
  - de vérifier la stabilité de l'excavation et du futur soutènement.

### 3. Galerie de reconnaissance

- Une galerie de reconnaissance est une galerie de dimension réduite inférieure à la section de l'ouvrage définitif dans laquelle elle s'inscrit (figure 4). Elle permet d'évaluer au mieux les difficultés de réalisation de l'ouvrage projeté. Ses objectifs peuvent être classés comme suit : Contribution directe à la construction : telles que, drainage des eaux d'infiltration ; traitement préalable des terrains depuis la galerie pilote et franchissement d'accidents géologiques reconnus ou supposés;
- Facilitation de l'exécution : telle que la réduction des sujétions des venues d'eau en pleine section ; réduction des vibrations des tirs à l'explosif des

abattages ultérieurs par création d'une surface libre de dégagement, information sur les terrains traversés;

- Reconnaissance géologique et géotechnique des terrains à l'avancement permettant l'analyse du comportement du terrain en section réduite et d'optimiser ainsi les méthodes de construction.

La galerie-pilote est alors réalisée préalablement en tant que galerie de reconnaissance. La réduction des aléas sources de réclamation de la part de l'entreprise, ainsi que l'accroissement des cadences d'avancement et la réduction des délais d'exécution sont à prendre en compte pour juger de l'intérêt d'une galerie pilote.



*Fig.4. Exemple de galerie de reconnaissance.*

#### **4. Reconnaissances géologiques**

Les reconnaissances et études géologiques doivent donner au concepteur du tunnel des éléments nécessaires pour la géologie régionale, l'histoire géologique et tectonique du massif ; l'inventaire et localisation des accidents (failles, zones fracturées, zones broyées, ...) ; et la description des terrains rencontrés selon leur nature pétrographique et minéralogique.

Pour ces raisons, on doit opter des moyens de reconnaissances géologiques importants tels que l'inventaire des données géologiques existantes (cartes géologiques, documents et études géologiques antérieures ... etc.) ; levé géologique de surface ; les prospections géophysiques et les sondages.

##### **4.1. Moyens de reconnaissances géologiques**

Ces moyens sont nombreux, ils ne sont pas exclusifs aux reconnaissances géologiques pour l'étude d'un ouvrage souterrain :

###### **4.1.1. Inventaire des données géologiques existantes**

Il est indispensable de réunir la quasi-totalité des données et documents existants sur le massif étudié, leur liste est généralement la suivante :

- Carte géologique (1 /50 000);
- Photographie aériennes (1 /15 000 environ);
- Document climatique et météorologique;

- Archives de construction d'ouvrages souterrains dans des conditions analogues ou situées à proximité;
- Relevé de cavités souterraines.

### 4.1.2. Levé géologique de surface

Le géologue doit l'effectuer avec le plus grand soin. Ceci permet souvent d'éviter des travaux d'investigation coûteux et permet une interprétation optimum des résultats de ces investigations. L'étendue de la zone à lever dépend de la complexité de l'environnement géologique de l'ouvrage.

Le levé géologique doit comporter :

- Le levé des affleurements;
- Inventaires des éléments concernant la tectonique (plissement, failles);
- L'étude des discontinuités (stratification, fissures,...) avec orientation réparties sur un diagramme.

### 4.1.3. Géophysique

Les prospections géophysiques sont un complément habituel du levé géologique. Le résultat ne peut être qu'une image globale sur la prévision de l'épaisseur des zones altérées, la structure du massif, l'appréciation de la qualité du rocher en profondeur, la détermination et la géométrie d'un accident.

Les méthodes les plus couramment employées dans le cadre du projet d'ouvrage souterrain sont la sismique réflexion et la résistivité électrique. Des applications de ces méthodes sont utilisées en sondage.

### 4.1.4. Sondages

Les renseignements tirés des sondages (en particulier des sondages carottes) sont de plus en plus précieux car ils permettent de voir la roche et de prélever des échantillons. Mais ils ne fournissent que des informations ponctuelles qui sont en général insuffisantes.

Le nombre de sondages est forcément limité vu leur coût élevé, surtout lorsque la couverture dépasse plusieurs centaines de mètres. L'exécution des sondages doit être envisagée en liaison étroite avec le levé géologique et les prospections géophysiques. Ils restent utilisés seuls quand on ne peut effectuer ni levé de surface ni géophysiques, par exemple en zone très urbanisée.

Dans le cas le plus fréquent, les résultats des sondages doivent permettre, avec un maximum d'efficacité, la confirmation des hypothèses concernant la structure du massif faites à partir du levé de surface et de l'étalonnage de la géophysique.

De plus les sondages permettent de prélever des échantillons aux fins d'essais de laboratoire et d'effectuer un certain nombre d'essais in situ (diagraphies, mesures de perméabilités in-situ,...).

## 5. Reconnaissances hydrogéologiques

Les reconnaissances et études hydrogéologiques doivent être effectuées en même temps que les reconnaissances et études géologiques. Elles ont pour but de déterminer les formations aquifères et les terrains imperméables ; le régime hydraulique (nappes,

circulations souterraines, ...) ; la perméabilité des terrains et les réseaux karstiques éventuels.

Ces renseignements permettent de définir la nature des venues d'eau possibles le long du tracé ; leur charge, leur débit, la composition chimique et minéralogique des eaux et les traitements envisageables (rabattement, drainage, étanchement, ...). Parmi les moyens de reconnaissance hydrogéologique à mettre en place, inventaire des données existantes ; levé hydrogéologique de surface (sources d'eau, puits) ; la méthode de résistivité électrique pour la recherche des nappes et les sondages (niveau piézométrique, la perméabilité, ...etc.).

### **5.1. Moyens de reconnaissances hydrogéologiques**

#### **5.1.1. Inventaires des données existantes**

- Documents et études donnant des indications sur les nappes et les caractéristiques hydrauliques des terrains dans la zone concernée (sondages antérieurs, pompes, ...);
- Documents climatiques et météorologiques;
- Archives de constructions et météorologiques;
- Archives de construction d'ouvrages souterrains dans les conditions analogues ou situés à proximité, puits de pompage en site urbain.

#### **5.1.2. Levé hydrogéologique de surface**

Il est effectué en même temps que le levé géologique et peut comprendre:

- Le relevé des sources, puits;
- Le relevé des zones d'infiltration;
- Les mesures de débit des sources et puits (à répéter pour pouvoir prendre en compte les variations saisonnières).

#### **5.1.3. Géophysique**

La méthode de résistivité électrique peut servir pour la recherche des nappes, pour la recherche de la profondeur et de la continuité d'un horizon étanche (argileux ou marneux) sous une formation perméable (calcaire ou gréseuse par exemple). L'interprétation des données électriques est délicate, elles doivent être étalonnées par sondages.

#### **5.1.4. Sondages**

Les sondages, quel que soit leur type, vont permettre d'effectuer des observations et des mesures in situ très utiles à la compréhension de l'environnement hydrogéologique de l'ouvrage projeté .Il s'agit principalement:

- D'observation pendant l'exécution du sondage comme pertes partielles ou totales du fluide de forage, venues d'eau dans le forage, traces de circulation d'eau repérées sur les carottes;
- De la pose de piézomètres pour préciser les niveaux de la ou des nappes, leur indépendance éventuelle, la réaction aux agents atmosphériques;

- D'essais in situ pour quantifier les caractéristiques des terrains (perméabilité) et de la nappe (Extension, coefficient d'emménagement, transmissivité,...).

### **6. Reconnaissances géotechniques**

Les reconnaissances et études géotechniques complètent celles réalisées par la géologie et l'hydrogéologie. Ils doivent permettre de préciser la description des terrains traversés, leur état de contraintes in situ et de prévoir leur comportement pendant l'exécution et l'exploitation de l'ouvrage et de définir les méthodes d'exécution, le dimensionnement des ouvrages, les précautions particulières et/ou les traitements à envisager pendant la construction pour compléter les classifications. Les moyens de reconnaissances géotechniques à mettre en œuvre sont : Inventaire des données existantes ; les sondages pour effectuer les mesures In situ et les essais de laboratoire. Les essais de laboratoire les plus utilisés dans le cadre des reconnaissances des ouvrages souterrains sont les essais pour la détermination des propriétés physiques (masse volumique, porosité, indices des vides, limites d'Atterberg, granulométrie et sédimentométrie, minéralogie, vitesse du son) et mécaniques (essais de cisaillement à la boîte, essais triaxiaux, essais œnométriques, essais de gonflement, essais de compression simple, essais Franklin et Brésilien).

#### **6.1. Moyens de reconnaissances géotechniques**

##### **6.1.1. Inventaires des données existantes**

- Document et études donnant des indications sur les caractéristiques mécaniques des sols et des roches dans des conditions analogues;
- Archives de construction d'ouvrages souterrains situés à proximité ou dans des massifs similaires.

##### **6.1.2. Géophysique**

Les modules dynamiques sont reliés aux vitesses sismiques des ondes longitudinales et transversales. Ils peuvent être déterminés par des essais sismiques simples à l'échelle de la dizaine de mètres par les méthodes (cross-hole, down-hole et up-hole) entre deux forages.

La méthode cross-hole permet de mesurer, entre deux points situés à la même cote dans deux forages, les vitesses des ondes longitudinales et transversales et ceci sur toute la profondeur des forages. On détermine ainsi les modules dynamiques et le coefficient de poisson suivant la direction verticale.

Les méthodes down-hole et up-hole permettent de mesurer entre deux forages ses mêmes vitesses avec des trajets proches de la verticale. Le down-hole est caractérisé par un sens émission-réception de haut en bas. On détermine alors les modules dynamiques et le coefficient de poisson suivant la direction verticale.

La petite sismique, méthode particulière, mise au point par B.SCHNEIDER, est généralement effectuée dans les galeries de reconnaissances.

##### **6.1.3. Sondages**

Ils vont permettre des mesures in situ et, éventuellement, des prélèvements d'échantillons (cas des sondages carotte) pour des essais de laboratoire.

Les principaux essais et mesures in situ sont :

- Les diagraphies en forage : elles donnent des informations sur les paramètres physiques des terrains;
- Le principal intérêt des diagraphies est d'effectuer de nombreuses corrélations, par exemple pour localiser des accidents particuliers ou préciser le détail de structures, à des prix bas (coût relativement peu élevé des sondages destructifs et des diagraphies et rapidité d'exécution des uns et autres);
- L'essai de pénétration statique peut donner des informations utilisables dans le cas d'un tunnel fore dans un sol ou une roche meuble et sous faible couverture et pour le dimensionnement des ouvrages de tête situés dans des sols.

### 6.1.4. Essais de laboratoire

On se bornera à citer les essais les plus utilisés dans le cadre des reconnaissances des ouvrages souterrains.

#### A. Les sols

- Essais d'identification : masse volumique, teneur en eau naturelle, indices des vides, limites d'Atterberg, granulométrie et sédimentométrie, minéralogie;
- Pour déterminer les caractéristiques mécaniques des sols et calculer la déformation de la surface : essais de cisaillement à la boîte, essais triaxiaux, essais œnométriques, essais de gonflement, essais de compression simple.

#### B. Les roches

- Densité sèche, porosité, teneur en eau naturelle, vitesse du son, essais de compression simple, mesures du module d'Young et du coefficient de poisson, essais Franklin et brésilien pour la détermination des caractéristiques mécaniques de la roche;
- Essais de cisaillement à la boîte pour la détermination des caractéristiques de joints;
- Essais triaxiaux, œnométriques, essais de gonflement, essais d'altérabilité, analyses minéralogiques pour les roches tendres et susceptibles d'évoluer rapidement (marnes, anhydrites,...);
- Essais particuliers (abrasivité, formabilité,...) nécessaires à l'étude d'emploi de machines à forer;
- Il faut retenir que la validité des résultats de tous ces essais est liée à la qualité des échantillons prélevés et à leur représentativité. Les spécifications techniques concernant ces prélèvements doivent donc être clairement définies dès le début des reconnaissances.

### 6.1.5. Sondage carotté

Les renseignements tirés des sondages, et plus particulièrement des sondages carottés, sont fort précieux car ils permettent de voir la roche et de prélever des échantillons. Mais ils ne fournissent que des informations ponctuelles, en général insuffisantes. Ils ne permettent pas de repérer avec précision l'orientation des discontinuités dans les massifs rocheux, sauf par la mise en œuvre d'un procédé minutieux d'orientation des carottes.

Le nombre de sondages est limité car leur coût est élevé, surtout lorsque la couverture dépasse plusieurs centaines de mètres.

Les sondages carottés permettent de visualiser les terrains traversés, de préciser avec certitude leur disposition géométrique, d'effectuer un certain nombre d'essais de laboratoire et in situ (diagraphies, mesures de la perméabilité in situ, mesure des modules et des contraintes,...).

Lors d'un sondage, les mesures et observations suivantes permettront de mieux connaître l'environnement hydrogéologique. Durant l'exécution du forage, on mesure les pertes partielles ou totales du fluide de forage, des venues d'eau dans le forage, des traces de circulation d'eau repérées sur les carottes ; Après exécution, quand il y a des problèmes d'eau, les sondages doivent être équipés de piézomètres de façon systématique même s'ils n'ont pas été exécutés dans ce but précis, afin de préciser les niveaux de la ou des nappes, leur interdépendance éventuelle, la réaction aux agents atmosphérique ; Les caractéristiques des terrains (perméabilité) et de la nappe (extension, coefficient d'emmagasinement, transmissivité) seront quantifiées par des essais in situ.

Géologiquement parlant, les sondages sont directement utilisés pour déterminer la nature du sol ou de la roche et le degré de fissuration des roches : relevé détaillé des carottes, détermination du RQD, photographies couleurs des caisses de carottes, interprétation de l'enregistrement des paramètres de forage,...

Les sondages exécutés ont un diamètre de 101 à 116 mm et une profondeur de 39m

Après extraction, les carottes doivent être soigneusement protégées et mises en caisse.

### **A. Les critères utilisés pour la classification des sondages**

Les critères utilisés pour la classification des sondages sont :

- Données du sondage :
  - Type de sondage ;
  - Diamètre du trou.
- Géologie :
  - Profil géologique (indiquant les unités géologiques et leurs symboles respectifs) ;
  - Descriptions lithologiques (des différentes couches traversées).
- Les profondeurs auxquelles les différentes couches apparaissent.
- Indice de qualité:
  - Altération : le tableau 1 montre la classification du massif rocheux par rapport à l'état d'altération ;

Tableau 1. Classification du massif rocheux par rapport à l'état d'altération selon la Société internationale de mécanique des roches.

| Symbole |      | Désignation        | Caractéristique                                                               |
|---------|------|--------------------|-------------------------------------------------------------------------------|
| W1      | W1-2 | Sain               | Sans aucun signe d'altération                                                 |
| W2      |      | Peu altéré         | Des signes d'altération près des discontinuités                               |
| W3      | W3   | Moyennement altéré | Altération visible sur tout le massif rocheux mais la roche n'est pas friable |
| W4      |      | Très altéré        | Altération visible sur tout le massif rocheux et roche partiellement friable  |
| W5      | W4-5 | décomposé          | Altération visible sur tout le massif rocheux et roche partiellement friable  |

- Fracturation : Le critère généralisé utilisé est basé sur l'écartement entre fractures présenté dans le Tableau 2;

Tableau2. Classification du massif rocheux par rapport au degré de fracturation.

| Ecart (cm) | Symbole        |                  | Désignations         | Caractéristiques     |
|------------|----------------|------------------|----------------------|----------------------|
| >200       | F <sub>1</sub> | F <sub>1-2</sub> | Très écartées        | Ecartées             |
| 60 à 200   | F <sub>2</sub> |                  | Ecartées             |                      |
| 20 à 60    | F <sub>3</sub> | F <sub>3</sub>   | Moyennement écartées | Moyennement écartées |
| 6 à 20     | F <sub>4</sub> | F <sub>4-5</sub> | Proches              | proches              |
| <6         | F <sub>5</sub> |                  | Très proches         |                      |

- Récupération de carottes en pourcentage;
- RQD (Rock Quality Designation) : en pourcentage (qui reflète le pourcentage de morceaux de carottes intacts de longueurs supérieures ou égales à 10 cm, sur la longueur totale du forage).
- SPT (Standard Penetration Test)

Relevant le nombre de coups (N) correspondant à la pénétration initiale de 15 cm (1<sup>ère</sup> phase), puis en enregistrant le nombre de coups correspondant à l'enfoncement des 30 cm suivants (2<sup>ème</sup> phase). Les résultats obtenus sur les essais SPT ont permis la classification des terrains quant à leur consistance et leur compacité, selon les critères indiqués dans les Tableaux 3 et 4.

Tableau3. Classification selon la consistance.

| N(SPT)  | Consistance | Résistance à la compression (KPa) |
|---------|-------------|-----------------------------------|
| < 2     | Très molle  | < 25                              |
| 2 – 4   | Molle       | 25 – 50                           |
| 4 – 8   | Moyenne     | 50 – 100                          |
| 8 – 15  | Raide       | 100 – 200                         |
| 15 – 30 | Très raide  | 200 – 400                         |
| > 30    | Dure        | > 400                             |

*Tableau 4. Classification selon la compacité.*

| N(SPT)  | Degré de compacité relative | Degré de compacité relative |
|---------|-----------------------------|-----------------------------|
| < 4     | Très lâche                  | < 0,15                      |
| 4 – 10  | lâche                       | 0,15 - 0,35                 |
| 10 – 30 | Moyennement compacte        | 0,35 - 0,65                 |
| 30 – 50 | compacte                    | 0,65 - 0,85                 |
| > 50    | Très compacte               | 0,85 - 1,00                 |

- Essais de perméabilité du type "Lugeon", où est indiqué le tronçon essai et les absorptions obtenues;
- Essais pressiométriques (Ménard);
- Essais réalisés au dilatomètre;
- Position du niveau de la nappe phréatique.

## 7. Conditions tectoniques

La formation des chaînes alpines méditerranéennes y compris le tronçon algérien est liée à la dérive et la rotation de la plate-forme continentale de l'Afrique par rapport à l'Eurasie depuis le Jurassique. Les bassins de MITIDJA ainsi que ceux de CHLEF et de Seybouse sont structurés pendant les dernières étapes de la tectonique Alpine.

Les résultats des mouvements tectoniques se trouvent dans des formations des grandes nappes dans les montagnes européennes et dans l'Atlas Tellien et dans des plusieurs failles tectoniques normales et inverses dans la région d'Alger.

Dans le socle métamorphique dans la région d'Alger des failles de type normal et inverse avec une orientation NE-SW à ENE-WSW sont observable. Une continuation des failles normales dans des sédiments du Quaternaire et Tertiaire est supposé.

## 8. Conditions sismiques

L'Algérie est connue pour être une zone sismique très active. L'activité sismique en Algérie du Nord connue remonte au 02 janvier 1365, date à laquelle s'est produit un premier séisme recensé à Alger. Depuis, de nombreux séismes se sont produits, parmi eux certains violents et meurtriers (tableau 5 et figure 5).

Tableau 5. Principaux séismes en Algérie.

| Localité       | Date       | Magnitude ou intensité | Dégâts                                                         |
|----------------|------------|------------------------|----------------------------------------------------------------|
| ORLEAN ville   | 09/09/1954 | 6,7                    | 1243 morts et 20000 habitations détruites                      |
| M'SILA         | 12/02/1946 | 5,6                    | 264 morts et 1000 maisons détruites                            |
| El ASNAM       | 10/10/1980 | 7,3                    | 2633 morts, 8369 blessés, 348 Disparus, des milliers sinistrés |
| MASCARA        | 18/08/1994 | 5,7                    | 171 morts et plusieurs habitations détruites                   |
| AIN TEMOUCHENT | 22/12/1999 | 5,7                    | 28 morts et plusieurs habitations détruites                    |
| ZEMMOURI       | 21/05/2003 | 6,8                    | Plus de 2200 morts et des milliers de personnes sinistrées     |

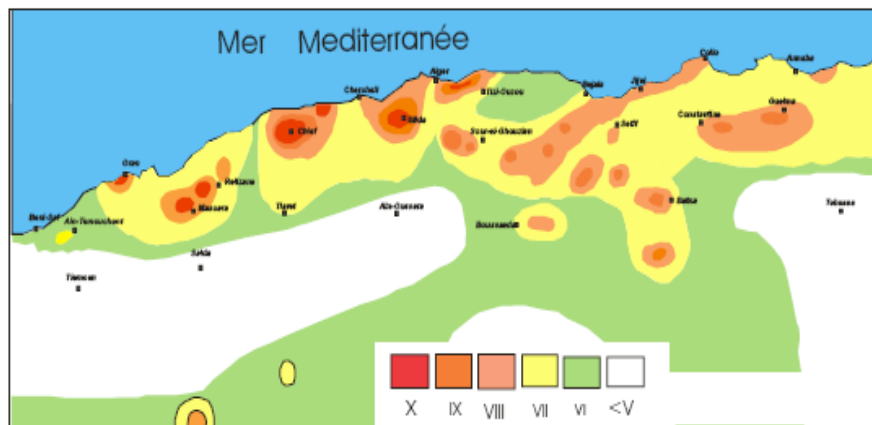


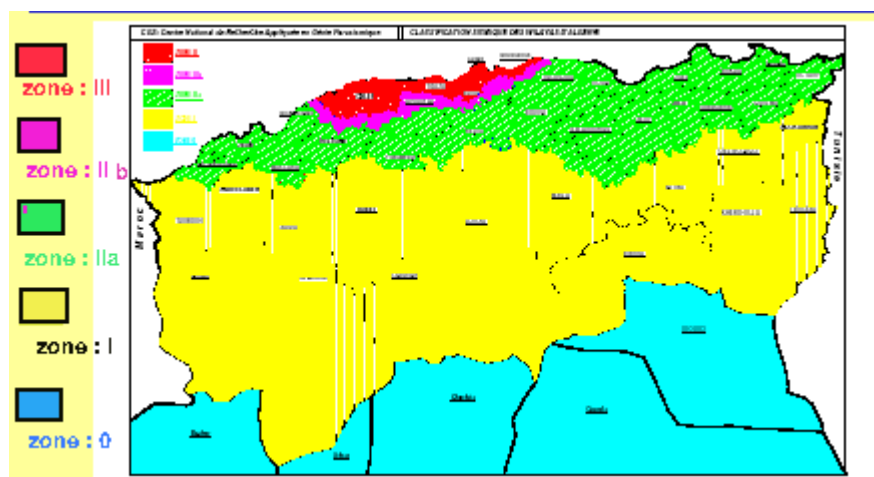
Fig.5. Carte des intensités maximales observées au nord d'Algérie (1716-2003).

### 8.1. Les zones sismiques

Le niveau minimal de protection parasismique est caractérisé conventionnellement par le coefficient d'accélération et déterminé en fonction de la classe des ouvrages et de la zone de sismicité dans laquelle l'ouvrage se trouve.

En Algérie, cinq zones sont définies en fonction de leur sismicité croissante (figure 6):

- Zone 0: sismicité négligeable;
- Zone I : sismicité faible;
- Zone IIa: sismicité moyenne;
- Zone IIb: sismicité élevée;
- Zone III: sismicité très élevée.



*Fig. 6. Extrait de la carte de zonage sismique du territoire national.*

Tell que indiqué dans la figure 6, la région d'étude est située dans la zone sismique III, caractérisée par une sismicité très élevée.

## 9. Présentation et description des conditions géologiques et hydrogéologiques du site (Extension 'A' de la ligne 1)

Avec les travaux de reconnaissance géotechnique réalisés, on a cherché à atteindre les objectifs suivants :

- Définition de la lithologie et de la structure des formations qui apparaissent le long du tracé;
- Définition des conditions hydrogéologiques;
- Evaluation des conditions d'excavation du terrain, fondée sur la fracturation et la résistance de la roche;
- Définition du dispositif géologique et géotechnique le long du tunnel;
- Définition de la qualité du massif qui apparaît le long du tunnel, ayant pour but de définir le dimensionnement des supports et des revêtements définitifs et la définition du phasage d'exécution respectif.

### 9.1. Programme de reconnaissance

Les travaux de prospection consistaient en la réalisation de la reconnaissance géologique en superficie le long du tracé, en la réalisation des sondages mécaniques en rotation et des tests de pénétration dynamique SPT, où la compacité et/ou consistance du sol l'a permis, essais de perméabilité de type Lugeon, essais pressiométriques et dilatométriques, en la récolte d'échantillons "intacts" dans les sols de couverture et en la récolte des échantillons de carottes de roches dans les sondages afin de réaliser des essais de laboratoire.

Les travaux effectués sont au nombre de :

- 22 sondages de rotation mécanique (SP64, SP64a et SP64b), dont 11 ont été faits sur les sites des deux stations, 3 ont été réalisés dans les locaux du puits de ventilation et 7 le long du tracé du tunnel;
- 87 essais de pénétration dynamique SPT;

- 44 essais de perméabilité de type Lugeon distribués par 22 sondages;
- 29 essais pressiométriques Ménard, répartis sur 20 sondages;
- 23 essais dilatométriques, répartis sur 18 sondages;
- 6 essais d'identification (analyses granulométriques par tamisage et sédimentation détermination des limites d'Atterberg et détermination de la teneur en eau naturelle;
- 10 essais en charge ponctuelle (point de tests de charge), effectués sur des échantillons de carottes de roches sélectionnées lors des sondages;
- 20 essais de compression uniaxiale, avec détermination de la densité et de la porosité réalisée sur des échantillons de carottes de roches sélectionnées lors des sondages;
- 24 essais pour déterminer la dureté et l'abrasivité, effectués sur des échantillons de carottes de roches sélectionnées lors des sondages;
- Pose piézométrique en 2 sondages;
- 1 essai triaxial, consolidé non drainé sur un échantillon "intact", récolté dans le sondage.

#### **9.1.1. Sondages réalisés**

Les sondages réalisés sont : SP64, SP64A et SP64B (tableau 6).

Les sondages ont été réalisés par TREVI entreprise Italienne en rotation utilisant des taillants au diamant pour extraire des carottes de roche avec carottier double et un échantillonneur de 1,5 m de long. Le diamètre de perforation utilisée était 101mm. Les sondages réalisés ont atteint des profondeurs entre 34,0 et 41,0 m. la récupération de la carotte est assez satisfaisante dépassant les 90%.

Tableau 6. Interprétation conjoint des sondages fait au chantier.

| sondage | profondeur  | description                                                                                                                                                                                                                                                                                  |
|---------|-------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| SP64    | 0,00-3,50   | Remblais de couleur ocre rougeâtre, constitué par des argiles sableuses                                                                                                                                                                                                                      |
|         | 3,50-5,00   | Schistes décomposés (W5) de couleur ocre                                                                                                                                                                                                                                                     |
|         | 5,00-8,00   | Absence de récupération (remplissage par les produits de forage dans la caisse de sondage)                                                                                                                                                                                                   |
|         | 8,00-9,30   | Schistes décomposés ocre (W5)                                                                                                                                                                                                                                                                |
|         | 9,30-14,80  | Schistes très fracturés, moyennement altérés, très riche en quartz d'exsudation                                                                                                                                                                                                              |
|         | 14,80-16,70 | Schistes décomposés ocre (W5)                                                                                                                                                                                                                                                                |
|         | 16,70-19,00 | Calcaires durs, très fracturés (aggravés par l'action de foration), de couleur bleu (présence de brèches)                                                                                                                                                                                    |
|         | 19,00-22,00 | Absence de récupération (remplissage par les produits de forage dans la caisse de sondage). Présence probable d'un karst (dissolution des calcaires)                                                                                                                                         |
|         | 22,00-25,00 | Calcaires durs, très fracturés, moyennement altérés, faiblement altérés, de couleur bleu. Présence de brèche à 22-22,5 et à 24-24,2.                                                                                                                                                         |
|         | 25,00-30,00 | Calcaires grisâtres, moyennement fracturés, faiblement altérés (présence de fracturation mécanique)                                                                                                                                                                                          |
|         | 30,00-34,00 | Calcaires grisâtres, moyennement fracturés (présence de fracturation mécanique), avec la présence d'inter lits de schistes gris et noirs (à 30,3-30,5; à 31,8-32,6; à 33,7-33,8)                                                                                                             |
| SP64A   | 0,00-2,50   | Remblais                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
|         | 2,50-9,00   | Argile brune sableuse graveleuse                                                                                                                                                                                                                                                             |
|         | 9,00-11,00  | Sables noirâtre fin légèrement graveleux                                                                                                                                                                                                                                                     |
|         | 11,00-13,80 | Schiste décomposée en sol (W5)                                                                                                                                                                                                                                                               |
|         | 13,80-15,00 | Schiste grisâtre satinée à bancs de quartz centimétrique de 1 à 4 cm à touche savonneux et aux niveaux des fractures probablement de talc                                                                                                                                                    |
|         | 15,00-16,00 | Schiste silicieux grisâtre très altéré (W4) très fracturé                                                                                                                                                                                                                                    |
|         | 16,00-19,20 | Schiste silicieux grisâtre à riche intercalations lenticulaires de quartz. Présence de cristallisation de quartz                                                                                                                                                                             |
|         | 19,20-23,20 | Schiste argileux verdâtre par endroit, très tendre, destructive. Friable avec une faible pression des doigts. Entre 20,00 et 22,00 passages avec des très mauvaises propriétés geomecaniques (récupération 0%)                                                                               |
|         | 23,20-27,50 | Schistes satinés, plus ou moins silicieux, moyennement dur avec niveau plus durs qui correspondent à des lentilles de quartz. Présence des niveaux plus friables (24,00-24,50 et 25,50-25,80). Entre 27,00 et 27,50 les schistes deviennent carbonatés                                       |
|         | 27,50-32,00 | Calcaires, très dur, moyennement altéré, très fracturé. Présence de zone de dissolution (environ 28,50) avec des dépôts rougeâtre d'oxyde fer                                                                                                                                                |
|         | 32,00-41,00 | Calcaires, très dur, faiblement altéré par endroit, moyennement fracturé. Présence de fréquents interlits de schiste argileux noirs                                                                                                                                                          |
| SP64B   | 0,00-2,20   | Remblais                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
|         | 2,20-3,00   | Argile ocre sableuse à galet de schiste                                                                                                                                                                                                                                                      |
|         | 3,00-10,60  | Argile noirâtre à sable fin à moyen                                                                                                                                                                                                                                                          |
|         | 10,60-38,50 | Schistes grisâtre satinée avec pénétration lenticulaire de quartzite à niveau centimétrique de quartz et la calcite au niveau des fissures. Parfois les schistes deviennent plus silicieux. Entre 32,00 et 33,00 a une petite zone très fracturée. Aux 37,50 existe une zone très fracturée. |
|         | 38,50-40,00 | Schistes grisâtres carbonatés moyennement dur, légèrement altérées                                                                                                                                                                                                                           |

## 10. Conditions géologiques du site (Extension 'A' de la ligne 1)

La région d'Alger peut être représentée de forme simpliste comme un dôme primaire métamorphique, désigné par massif d'Alger qui est bordé par des formations sédimentaires tertiaires et quaternaires. Les formations métamorphiques reconnues le long du tracé de cette extension du tunnel sont essentiellement constituées de schistes à séricites, avec intercalation de niveaux lenticulaires de calcaires métamorphiques. En se basant sur la « Carte Géologique de l'Algérie » à l'échelle 1/50 000 (figure 7), et par l'observation des carottes de sondages (tableau 6), il a été possible d'individualiser les unités géologiques suivantes:

### 10.1. Formations récentes

- Remblais (Re): Ils correspondent à des dépôts hétérogènes constitués essentiellement par des sols sableux-argileux et argileux-sableux. L'épaisseur de ces dépôts varie entre 1,0 et 2,5 m.
- Alluvions (Al): Il s'agit des sols argileux-sableux et sableux-argileux, parfois graveleux, l'épaisseur identifiée est de 3,4 à 7,8 m.

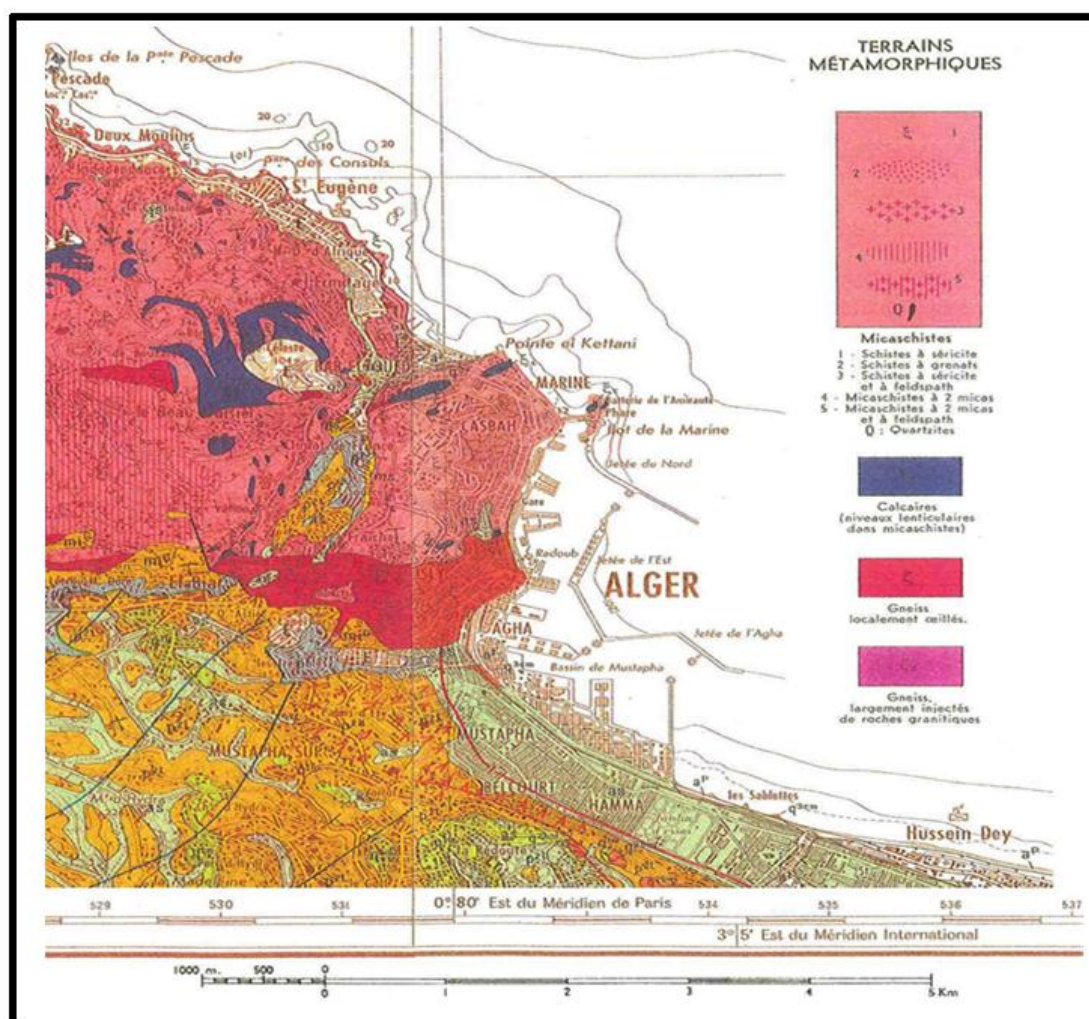
### 10.2. Roches métamorphiques

- Schistes (S) à séricites, avec intercalation de niveaux lenticulaires de calcaires métamorphiques: Cette formation présente une certaine variation de faciès, étant constituée essentiellement de schistes à séricites et schiste satinés présentant dans ce tronçon, un niveau lenticulaire de calcaires métamorphiques cristallin.

En superficie, cette unité se présente généralement très altérée à décomposée et très fracturée, devenant moins altérée en profondeur et moins fracturée, avec des fractures proches à moyennement éloignées. Il a été possible de distinguer deux horizons géotechniques différents, le premier plus superficiel désigné par **(Sa)** un second en dessous du premier, désigné par **(Sb)**.

**(Sa)** : est constitué de schistes très altérés à décomposés et de fractures très rapprochées, présentant fréquemment des intercalations de niveaux argileux avec de petits fragments de schistes épars, produit de l'altération du massif schisteux. L'épaisseur de cet horizon varie entre 5,0 m et 12,0 m.

**(Sb)** : est formé de schiste essentiellement moyennement altéré avec quelque passage peu altéré, et de fracture proches moyennement éloignées, on trouve souvent la présence de l'argile indicatrice de circulation d'eau en profondeur.



**Fig.7.** Extrait de la Carte Géologique 1/50 000, feuilles 21 et 22 de Chéragas et d'Alger.

## 11. Conditions hydrogéologiques du site (Extension 'A' de la ligne 1)

En rapport aux conditions hydrogéologiques, la zone en étude est située dans une zone très proche d'une importante ligne d'eau, dont l'embouchure se trouve localisée à près de 500 m au NO de la partie finale du tracé, laquelle se caractérise par la présence d'une déclivité relativement accentuée.

La zone dans laquelle se trouve le tracé est de fait sujette à une action directe des eaux qui s'écoulent le long de la pente et qui sont acheminées vers cette zone. Du à l'imperméabilisation existante par les constructions le long de la pente, on admet que durant les périodes de fortes précipitations, les flux d'écoulement affluents dans cette zone peuvent atteindre des valeurs importantes.

En ce qui concerne l'hydrogéologie souterraine des différentes formations, des différences de comportement ont été vérifiées selon lithologie respective.

Les remblais, bien que possédant parfois une fraction grossière importante, sont majoritairement sablonneux-argileux à argileux-sablonneux, ils sont donc généralement peu perméables, et ne pressentent pas de fait les conditions favorables à la formation d'aquifères. Il faut toutefois admettre qu'il puisse exister une certaine

circulation d'eau dans la zone en contact direct avec le substrat, constitué de schistes séricites.

Les alluvions de peu de représentativité dans la zone en étude n'ont été découvertes que dans le sondage SP64, SP64A et SP64B, et se caractérisent par une nature essentiellement argileuse-sablonneuse, ce qui ne présente pas les conditions pour que puissent se former des couches aquifères. Leur épaisseur réduite ainsi que la zone relativement réduite qu'elles occupent ne permettent ainsi pas la formation d'aquifères importants. Toutefois, il faut admettre qu'une certaine circulation de l'eau dans la zone en contact avec le substrat métamorphique puisse exister.

Le substrat, constitué essentiellement de schistes séricites luisants, généralement très fracturés, peut constituer des aquifères, principalement dans leur partie supérieur qui se trouve plus altérée, décompressée et fracturée, créant la circulation d'eau à travers des systèmes de fractures que l'on rencontre ouvertes. Cette formation facilite les infiltrations en profondeur.

### 11.1. Piézomètres

Dans les sondages SP64-A et SP64-B des piézomètres ont été installés pour la mesure des niveaux d'eau (tableau 7).

*Tableau 7. Résumé des lectures réalisées dans les piézomètres installés.*

| Sondage | Date de lecture | Profondeur du niveau d'eau (m) |
|---------|-----------------|--------------------------------|
| SP64-A  | 22-04-2016      | 30,40                          |
|         | 23-04-2016      | 30,38                          |
|         | 24-04-2016      | 30,15                          |
|         | 26-04-2016      | 30,12                          |
|         | 27-04-2016      | 30,16                          |
|         | 28-04-2016      | 30,25                          |
|         | 29-04-2016      | 30,15                          |
|         | 30-04-2016      | 30,10                          |
|         | 09-05-2016      | 30,05                          |
| SP64-B  | 27-04-2016      | 29,25                          |
|         | 28-04-2016      | 29,20                          |
|         | 29-04-2016      | 29,20                          |
|         | 30-04-2016      | 29,15                          |
|         | 09-05-2016      | 29,22                          |

Comme on peut le constater, les piézomètres présentent des niveaux d'eau compris entre 29 et 30 m de profondeur, ce qui correspond à un niveau de la nappe phréatique située au-dessous de l'axe du tunnel. Ce fait paraît indiquer que le massif rocheux doit se trouver sec à humide et qu'il ne doit pas receler des zones aquifères significatives posant des problèmes à l'exécution des excavations.

## 12. Résultats des essais

### 12.1. Echantillon des sols

#### 12.1.1. Essais de pénétration dynamique ( $N_{spt}$ )

L'essai de pénétration dynamique le plus pratiqué est le SPT (Standard Penetration Test). Cet essai présente l'avantage de permettre à la fois de prélever des échantillons remaniés indicatifs des couches traversées et d'avoir une mesure de la résistance du sol. Il permet parfois la traversée de couches denses alors que l'essai purement statique ne le permet pas.

Les résultats obtenus lors des essais de pénétration SPT, lesquels visaient la détermination de la pénétration dynamique caractéristique des remblais, et des sols résultant de l'altération des schistes, sont présentés dans le tableau de données ci-dessous, et correspondent à des valeurs résultant de l'étude statique de toutes les valeurs de  $N_{spt}$  obtenues dans les sondages effectués.

Consiste à enfoncer la pointe d'une sonde rigide dans le sol et compter le nombre de coups pour chaque enfoncement de 1,0m. Il permet de connaître:

- La succession des couches ;
- L'homogénéité d'une couche ;
- La position d'une couche résistante connue.

Tableau 8. Résultats des mesures de  $[N_{SPT}$  mesuré et de  $(N_1)_{60}$ ].

| Couches        | Remblais         |              | Alluvions        |              | Schiste de type Sa |              |
|----------------|------------------|--------------|------------------|--------------|--------------------|--------------|
| -              | $N_{spt}$ mesuré | $(N_1)_{60}$ | $N_{spt}$ mesuré | $(N_1)_{60}$ | $N_{spt}$ mesuré   | $(N_1)_{60}$ |
| Valeur moyenne | 25               | 20           | 19               | 13           | 45                 | 30           |

Où:  $(N_1)_{60}$  est la valeur corrigée de  $N_{spt}$

Les essais SPT sont effectués dans chaque sondage carotté en fonction de changement du faciès ou chaque 3 m il consiste à enfoncer une pointe de 20 cm de longueur et à l'aide d'un marteau (tableau 9). La figure ci-dessus montre le principe du pénétromètre dynamique.

On compte le nombre de coup pour chaque enfoncement de 20 cm afin d'obtenir la consistance du sol en pointe.

Tableau 9. Les caractéristiques du terrain d'après les résultats de l'SPT.

| Classes Rocheuses |              | $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $\phi$ (°)<br>(SPT)          | c (kPa)<br>(SPT)              | E(GPa)<br>(SPT) | $K_0$<br>(SPT) |
|-------------------|--------------|-------------------------------|------------------------------|-------------------------------|-----------------|----------------|
| CR1               | Non perturbé | 28                            | 52                           | 350                           | 3,5             | 0,8            |
|                   | Perturbé     | 28                            | 48                           | 250                           | 1,5             | 0,8            |
| CR2               |              | 25                            | 48(profil B)<br>43(profil C) | 90(profil B)<br>100(profil C) | 0,7             | 0,6            |
| CR3               |              | 21                            | 32                           | 10                            | 0,1             | 0,5            |
| Remblais          |              | 18                            | 30                           | 5                             | 0,015           | 0,5            |

### 12.1.2. Essais pressiométriques

Les essais pressiométriques sont effectués avec une sonde introduite dans le forage réalisé en destructif avec la foreuse LONGYEAR. L'essai consiste à déterminer la pression limite (PL) du terrain, le module pressiométriques (E) du sol en question et la pression de fluage (Pf). Le rapport E/PL permet d'apprécier l'état de consolidation du terrain.

### 12.1.3. Pression limite et module pressiométrique

Le but recherché par ces essais est l'évaluation des caractéristiques de déformabilité des matériaux moins résistants présents le long du tracé du tunnel, principalement les remblais présents en surface et la couche altérée du massif rocheux, correspondant à la zone de transition entre les remblais et l'horizon rocheux le plus altéré, désigné par Sa. Cette couche est composée de terrains argileux résultant de l'altération du schiste, du fait de quoi, l'exécution de ce type d'essai a été jugée possible.

La valeur de module pressiométrique  $E_m$  est de près de 20 MPa pour les remblais et une valeur moyenne de l'ordre des 100 MPa pour la couche superficielle des schistes plus altérées de l'horizon géotechnique Sa.

## 12.2. Echantillons des roches

### 12.2.1. Identification

Le résumé des résultats de l'identification effectuée pour la caractérisation du massif rocheux et pour la détermination du poids volumique sec ( $\gamma_d$ ), humide ( $\gamma_h$ ), la teneur en eau (W) et la porosité (n) ont été réalisés est présenté en tableau de donnée ci-dessous :

Tableau 10. Caractéristiques du massif rocheux.

| Unité géologique | Schiste Sa                      | Schiste Sb                      |                                 |                    |       |
|------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|--------------------|-------|
| -                | $\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> ) | W <sub>n</sub> (%) | n (%) |
| Valeur moyenne   | 25                              | 28                              | 27                              | 1                  | 2.6   |

### 12.2.2. Essais de compression uniaxiale

Dans les 3 sondages réalisés, 7 échantillons de roches ont été recueillis et soumis aux essais de laboratoire de compression uniaxiale et de détermination de la masse volumique et de la porosité (tableau 11). Pour l'interprétation de ces essais, ont été utilisées des classes de résistance à la compression uniaxiale recommandées par l'AFTES.

Tableau 11. Résumé des résultats des essais de compression uniaxiale.

| Sond. N° | Ref Echan.   | Prof. de l'essai (m) | Lithologie                           | Altération (W)   | Horiz. Geot. | $\gamma$ (g/cm <sup>3</sup> ) | Compression uniaxiale |                  |         |                       |
|----------|--------------|----------------------|--------------------------------------|------------------|--------------|-------------------------------|-----------------------|------------------|---------|-----------------------|
|          |              |                      |                                      |                  |              |                               | $\phi$ (°)            | $\sigma_c$ (Mpa) | E (Mpa) | Classes de résistance |
| SP64     | SU-1335-AG14 | 12,50-12,80          | Schistes moyennement à très altérées | W <sub>3-4</sub> | -            | -                             |                       |                  |         |                       |
|          | SU-1336-AG14 | 18,20-18,50          | Schistes moyennement altérées        | W <sub>3</sub>   | Sa           | 1,90                          | 80                    | 18,3             | 2335    | RC5                   |
| SP64A    | SU-1337-AG14 | 17,20-17,50          | Schistes moyennement à très altérées | W <sub>3-4</sub> | Sb           | 1,80                          | 77                    | 3,7              | 466     | RC6                   |
|          | SU-1338-AG14 | 18,20-18,50          | Schistes moyennement à très altérées | W <sub>3-4</sub> | Sb           | 1,36                          | 79                    | 10,6             | 1963    | RC5                   |
| SP64B    | SU-1339-AG14 | 14,20-14,50          | Schistes moyennement altérées        | W <sub>3</sub>   | Sa           | 2,30                          | 78                    | 4,2              | 867     | RC6                   |
|          | SU-1340-AG14 | 18,00-18,35          | Schistes peu à moyennement altérées  | W <sub>2-3</sub> | Sa           | 2,82                          | 76                    | 2,7              | 592     | RC6                   |
|          | SU-1341-AG14 | 31,00-31,40          | Schistes peu à moyennement altérées  | W <sub>2-3</sub> | Sb           | 2,73                          | 77,8                  | 19,5             | 848     | RC5                   |

Il faut aussi souligner que les éprouvettes essayées présentent une anisotropie accentué (foliation) et une orientation de celle-là par rapport à l'orientation des éprouvettes faisant un angle entre 30° et 45°. Selon les recommandations AFTES l'anisotropie a un impact important sur la résistance à la compression uniaxial des roches schisteuses, c'est-à-dire, l'étalement de la foliation par rapport à la direction d'application de la force d'essai cause des ruptures au travers des planes de foliation, lesquels ont une résistance plus faible que la matrice rocheuse.

Si l'on multiplie ces valeurs d'anisotropie par les valeurs de résistance obtenus dans les essais de compression, lesquels ont été réalisées selon un angle de 30°- 45° avec les plans d'anisotropie (foliation), on obtient des valeurs de résistance entre 40 et 80 MPa, ceux-ci équivalent à la résistance selon une direction de 90° avec la foliation, c'est-à-dire, à la résistance de la matrice rocheuse.

### 12.2.3. Essai de résistance à la traction (essai Brésilien)

L'essai consiste à obtenir la rupture par fendage d'un échantillon cylindrique de diamètre D et de hauteur H soumis à une charge de compression F appliquée sur deux génératrices opposées.

La contrainte de rupture en traction brésilienne  $\sigma_T$  est donnée par la formule :

$$\sigma_T = \frac{2F_{\max}}{P.D.H}$$

Où:

$F_{\max}$ : charge de rupture;

H: hauteur;

D: diamètre.

L'essai brésilien a été réalisé à partir de l'échantillon des massifs W3 et W4 et les résultats obtenus de résistance à la traction entre 1.3 et 23 MPa.

#### 12.2.4. Essais de perméabilités du type " Lugeon "

Permet de mesurer la perméabilité d'un terrain par injection d'eau. Cet essai demande la mesure du débit qui s'écoule sous une pression effective de 1 MPa et à travers les parois d'un forage. L'essai s'effectue en général sur une tranche de forage de 3 à 5 m de longueur.

Cet essai est généralement le plus utilisé pour l'estimation des fuites en terrain rocheux. Il sert aussi pour la recherche de l'étanchéité du massif rocheux par mesures ponctuelles, étant complété par des mesures piézométriques. Cet essai peut également être utilisé en alluvions (on utilise souvent plusieurs types d'essais en alluvions, les différents types contrôlant les autres). On définit l'unité Lugeon UL comme l'absorption de 1 l/min.m sous une pression de 1 MPa.

Les résultats sont bons dans des terrains rocheux avec fissuration homogène. Cet essai peut s'effectuer à peu de frais dans des sondages même de petit diamètre.

Afin d'évaluer la perméabilité et indirectement, le degré de fracturation du massif rocheux de nature essentiellement schisteuse qui sera traversé par les travaux à réaliser, 4 essais de perméabilité du type " Lugeon " ont été menés dans les sondages SP64A et SP64B (tableau 12).

Tableau 12. Essais Lugeon- résumé des résultats.

| Sondage                                                     | Profondeur de l'essai (m) | Horizon géotec | Lithologie                                   | Fracturation (F) | U.L (mm) / Régime d'écoulement |
|-------------------------------------------------------------|---------------------------|----------------|----------------------------------------------|------------------|--------------------------------|
| SP64-A                                                      | 14,0-19,0                 | Sb             | Schistes moyennement altérées                | F4-5             | 0                              |
|                                                             | 19,0-24,0                 | Sa             | Argile et schistes très altérées à décomposé | F5               | 0                              |
| SP64B                                                       | 13,0-18,0                 | Sa / Sb        | Schistes moyennement altérées                | F4-5             | < 20 - T                       |
|                                                             | 18,0-23,0                 | Sb             | Schistes moyennement altérées                | F4-5             | 0                              |
| Régime d'écoulement: A- Anormal; T- Turbulent; L- Laminaire |                           |                |                                              |                  |                                |

Face à ces résultats, on peut considérer que l'horizon géotechnique Sb se caractérise d'une manière générale par des perméabilités nulles à très basses et que l'horizon géotechnique Sa se présente imperméable à moyennement perméable.

Les caractéristiques des diverses sections sélectionnées sont présentées dans le tableau suivant:

*Tableau 13. Paramètres géotechniques retenus pour les calculs.*

| Classes rocheuses |              | Horizon géotechnique | Masse volumique $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) | Angle de frottement $\phi$ (°) | Cohésion c (kPa)               | E (GPa) | K <sub>0</sub> |
|-------------------|--------------|----------------------|-----------------------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|---------|----------------|
| <b>CR1</b>        | Non perturbé | Sb                   | 28                                            | 52                             | 350                            | 3,5     | 0,8            |
|                   | Perturbé     | Sb                   | 28                                            | 48                             | 250                            | 1,5     | 0,8            |
| <b>CR2</b>        |              | Sa                   | 25                                            | 48(profil B)<br>43(profil C)   | 90(profil B)<br>100 (profil C) | 0,7     | 0,6            |
| <b>CR3</b>        |              | Sa                   | 21                                            | 32                             | 10                             | 0,1     | 0,5            |
| <b>Remblais</b>   |              | Remblais             | 18                                            | 30                             | 5                              | 0,015   | 0,5            |

### 13. Conclusion

L'objet de cette partie est de présenter de manière synthétique les principales caractéristiques du contexte géologiques, hydrogéologiques, tectoniques, sismiques et géotechniques de L'extension 'A' de la ligne 1 du Métro d'Alger. De nombreuses reconnaissances ont été effectuées en prévision de la réalisation de l'extension.

Pour l'extension du tunnel, débutant au PK 29+405 et se terminant au PK 29+255, à côté de la Station Taleb Abderrahmane, les paramètres de calcul des classes rocheuses ont été répartis pour les kms représentatifs : km 29+300 (profil B) et km 29+375 (profil C).

De manière générale, le tunnel traversera un massif constitué de Schistes à sérécites, comprenant des intercalations de niveaux lenticulaires de calcaires métamorphiques, majoritairement en schistes moyennement à peu altérés (W3-2) et très à moyennement fracturés (F4-3) qui correspondent à l'unité géotechnique Sb, avec un passage de l'unité géotechnique Sa, schistes très altérés à décomposés (W4-5) et très fracturés (F5), les niveaux d'eau détectés par les piézomètres se situent entre 29 et 30 m de profondeur . Au long du développement du tunnel les recouvrements se situent au environ de 25 m.

Aux fins des dimensionnements des différents tronçons, en fonction des conditions existantes comme le recouvrement, le profil géologique géotechnique, l'occupation en surface, etc., a été sélectionné un ensemble de sections considérées représentatives des situations les plus sujettes à des contraintes se présentant le long du tracé étudié (Tableau 13).

# **CHAPITRE 3**

## **EVALUATION DES CHARGES.**

### 1. Introduction

Les principales charges agissant sur les constructions souterraines proviennent de la poussée des couches constituant le terrain, c'est-à-dire la poussée géologique (appelée aussi poussée souterrain) et la pression hydrostatique.

Le calcul des sollicitations d'un ouvrage souterrain dépend de l'état de contrainte géostatique du massif, c'est-à-dire l'état de contrainte existant avant le creusement du tunnel. Cet état de contrainte étant supposé connu, par les méthodes de calcul de ces ouvrages souterrains.

Ainsi la complexité du problème de détermination des actions agissant sur des ouvrages, certaines hypothèses simplificatrices ont été émises:

- Le terrain est supposé homogène, élastique et isotrope;
- La déformation est bidirectionnelle;
- Les actions extérieures considérées sont dues au poids des terres sus-jacentes.

Ces actions extérieures se définissent en contraintes verticales agissant sur la calotte engendrant des poussées latérales sur les flancs du tunnel.

Afin d'évaluer quantitativement ces contraintes il existe de nombreuses méthodes et de formules empiriques qui souvent sont notablement différentes selon les hypothèses adoptées. Certaines de ces méthodes ont une bonne confirmation expérimentale. Nous exposerons quelques-unes d'entre elles dans cette partie.

### 2. Types et origines des poussées souterraines

Un ouvrage souterrain est soumis à trois types de poussées:

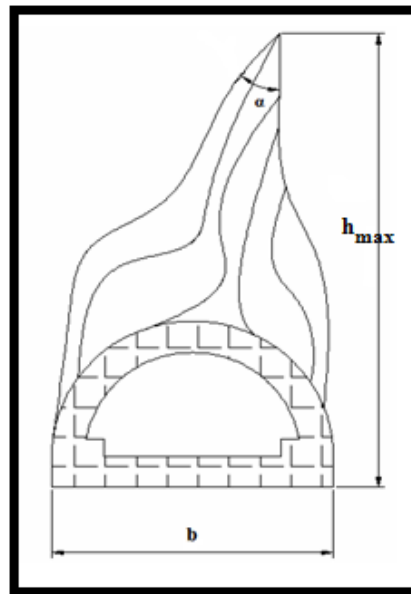
- Poussées de détente ou de dislocation: dues au détachement des masses de roches de la calotte engendré par la décompression du massif rocheux;
- Poussées géologique: dues au poids des couches situées au-dessus de l'excavation;
- Poussées de gonflement: due à une augmentation du volume des roches.

#### 2.1. Poussées de détente

La poussée de détente est un phénomène qui se produit juste après l'excavation d'une cavité, elle induit une diminution du champ de contrainte au voisinage de la cavité qui se traduit par une décompression (détente) du sol.

En raison de l'affaissement de la calotte provoqué par la pression, la masse de roche située au-dessus de l'excavation marque une tendance à l'affaissement et si le haut de l'excavation est démunie de soutènement, ceci provoquera le détachement progressif d'un coin du rocher de la masse principale.

Le phénomène de détente commence par l'affaissement d'une partie du rocher en calotte, le mouvement se poursuit sous forme d'un élargissement en direction des pieds droits, puis par une extension vers le haut sous forme d'ogive, jusqu'à ce que les côtés du triangle forment un angle  $\alpha$  (figure 1).



**Fig.1.** Processus d'affaissement du coin de voûte surmontant une excavation.

La hauteur de l'ogive est donnée par la relation suivante:

$$h_{max} = \frac{h}{2tg\frac{\alpha}{2}} \approx \frac{b}{2 \sin \varphi}$$

b: ouverture de l'excavation;

$\varphi$ : angle de frottement interne;

$\alpha$ : angle au sommet du profil d'équilibre;

h: hauteur de couverture.

## 2.2. Poussées géologiques (Poussées souterraines réelles)

Cette poussée est la manifestation directe de la pression géostatique perturbée par divers effets tectoniques. Elle apparaît, suite aux travaux d'excavations dans l'entourage du profil où l'augmentation des contraintes par rapport à leurs valeurs initiales, atteint des proportions qui dépassent la résistance de la roche non seulement en calotte mais aussi sur les pieds droits.

Le processus de mouvement suscité par les travaux d'excavation débute au moment où à la suite du regroupement des poussées le long des pieds droits. La pression atteint le double de sa valeur initiale, si bien qu'elle finisse par dépasser la résistance à la compression simple de la roche. Les parois latérales commencent à flamber en diminuant leur résistance aux charges extérieures.

## 2.3. Poussées de gonflement

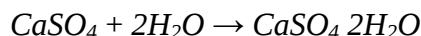
Enfin c'est dans quelques roches argileuses ou délitées, que nous retrouverons sous certaines conditions, cette dernière forme de poussée souterraine. Cette poussée peut être:

- Soit d'origine physique, due à l'écoulement des eaux interstitielles en direction de la masse rocheuse provoquant une augmentation de volume par apport d'eau.

Ce phénomène correspondant à une augmentation de la teneur en eau, se manifeste avant tout sur les faces non étayées et déchargées du souterrain, comme le front d'attaque et le radier, entraînant une modification des contraintes qui se manifeste sur les parois de la cavité.

- Soit d'origine chimique, due à une fixation d'eau dans les minéraux qui sont principalement des hydroxydes et des sulfates.

Parmi les plus connus des causes chimiques provoquant le gonflement est la transformation de l'anhydrite  $CaSO_4$  en gypse au contact de l'eau:



Après avoir exposé les diverses formes de pression souterraine, nous allons passer à l'étude des méthodes de calcul des pressions qui nous permettront par la suite de dimensionner notre tunnel.

### 3. Les différentes méthodes de calcul des charges

#### 3.1. Evaluation des pressions verticales $\sigma_v$

Les méthodes de détermination des pressions verticales diffèrent par la prise en compte ou non de la zone de détente entourant l'évidement. Cette zone dépend en premier lieu de la nature du terrain.

Pour les terrains meubles ou peu résistants, cette zone de détente est intimement liée à la profondeur de l'ouvrage. Dans ce cas on utilise des méthodes qui ne tiennent pas compte de la profondeur du tunnel.

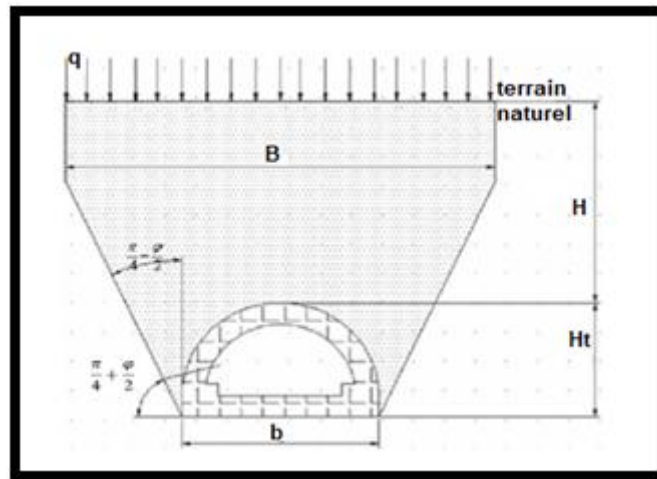
##### 3.1.1. Théorie de TERZAGHI

Cette théorie a été établie pour des tunnels construits dans des terrains granuleux secs et sans cohésion cependant sa validité a été étendue aux terrains cohérents.

TERZAGHI admet que la masse de sol qui entoure la galerie se déplacera déjà lors de l'excavation et ce mouvement se poursuivra pendant toute la durée de la mise en place du soutènement.

Ces déplacements sont suffisamment importants pour qu'une série de surface de glissement fasse apparition.

Selon cette théorie, le développement de la masse de terrain de largeur B sera entravé par l'effet de voûte faisant un angle de frottement de  $\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$  agissant le long des plans de glissement (figure 2).



**Fig.2.** Hypothèse de base de la théorie de la poussée souterraine de TERZAGHI.

$H_t$  : La hauteur de l'excavation;  
 $\varphi$  : Angle de frottement interne;  
 $b$  : La largeur de l'excavation.

Avec :

$$B = b + 2H_t \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

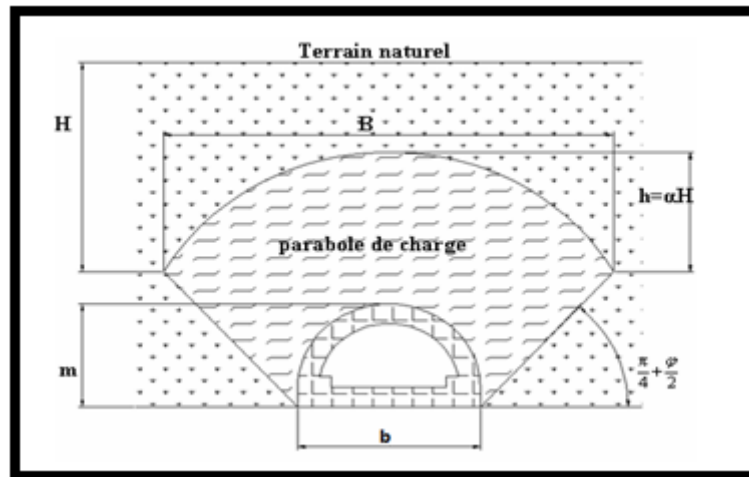
La méthode de TERZAGHI permet de calculer la charge active verticale descendante en voute du tunnel par une formule analytique :

$$\sigma_v = \frac{\gamma B - 2C}{2K \tan \varphi} \left(1 - e^{\left(\frac{-2K H \tan \varphi}{B}\right)}\right) + q e^{\left(\frac{-2K H \tan \varphi}{B}\right)}$$

$q$  : La surcharge de terrain + la surcharge en surface;  
 $H$  : Hauteur de terrain décomprimé au-dessus de la voûte;  
 $K$ : coefficient de poussée active, avec  $K = 1 - \sin \varphi$ ;  
 $C$  : Cohésion de terrain;  
 $\gamma$  : Poids spécifique du terrain.

### 3.1.2. Théorie de BIERBAÜMER

Cette théorie admet que l'ouvrage est chargé par une masse de roche délimité par une parabole de hauteur  $h = \alpha H$  et que le massif aura tendance à glisser suivant un angle de  $\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$  (figure 3).



**Fig.3.** Répartition de la poussée du souterrain selon BIERBAÜMER.

La contrainte verticale est égale à :

$$\sigma_v = \gamma h = \gamma \alpha H$$

Avec :

H : Couverture du terrain;

h : Hauteur de la parabole de charge;

α : Coefficient de réduction.

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{Si } H \text{ est faible } (H < 15m) \\ 1 - \frac{H \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{B} & \text{Si } 15m \leq H \leq 200m \\ \operatorname{tg}^4\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) & \text{Si } H \text{ très grand } (H > 200m) \end{cases}$$

Si H est faible ( $H < 15m$ )

Si  $15m \leq H \leq 200m$

Si H très grand ( $H > 200m$ )

$$B = \begin{cases} b + 2m \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) & \text{Section fer a cheval rectangulaire} \\ 2R \operatorname{tg}\left(\frac{3\pi}{8} - \frac{\varphi}{2}\right) & \text{Section circulaire} \end{cases}$$

Section fer a cheval rectangulaire

Section circulaire

B : Rayon de la section circulaire de la parabole de charge.

### 3.1.3. Théorie des pressions des terres

Cette méthode est valable pour des ouvrages situés à de faibles profondeurs. Elle suppose que l'ouvrage doit supporter l'ensemble des charges et surcharges se trouvant au-dessus du tunnel (figure 4).

La pression verticale selon cette méthode est :

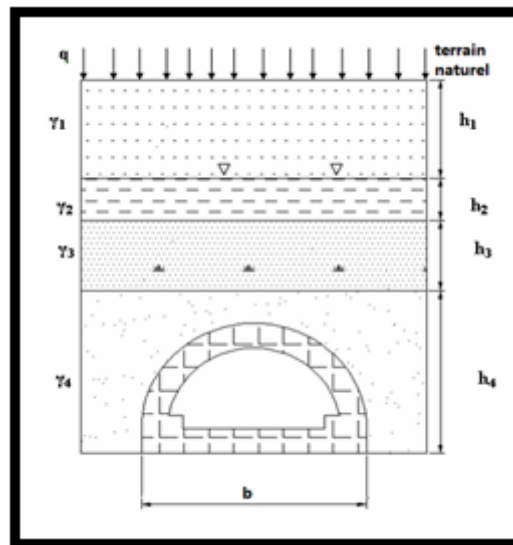
$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q$$

Avec :

$h_i$  : hauteur de la couche i;

$\gamma_i$  : poids spécifique de la couche i;

q : surcharge.



*Fig.4. Théorie des poids des terres.*

### 3.1.4. Théorie de PROTODIAKONOV

PROTODIAKONOV a basé ses recherches sur la définition statique d'une voûte naturelle située au-dessus du terrain excavé, de forme parabolique et de hauteur  $h_p$  et dont l'équilibre est assuré par les seuls efforts de compression agissant tout le long (figure 5).

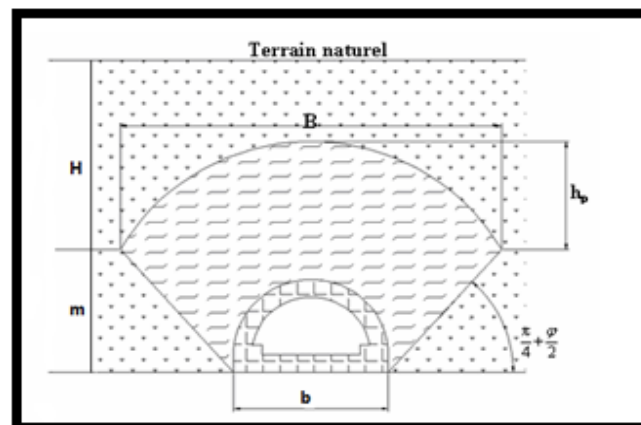
La contrainte verticale est égale à :

$$\sigma_v = \gamma h_p \text{ Tel que: } h_p = \frac{B}{2f}$$

$$B = b + 2mtg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Avec :

m : La hauteur de l'excavation.



*Fig.5. Théorie de PROTODIAKONOV.*

$f$  : Coefficient de résistance calculé pour différents terrains.

$$f = \begin{cases} \operatorname{tg} \varphi & \text{Sol granuleux} \\ \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\sigma_c} & \text{Sol cohérent } (\sigma_c : \text{résistance à la compression}) \\ \frac{\sigma_k}{100} & \text{Sol rocheux } (\sigma_k : \text{résistance de dureté de la roche}) \end{cases}$$

Les différentes valeurs du coefficient de résistance des roches  $f$  dans le tableau 1.

Tableau 1. Coefficient de résistance des roches  $f$  d'après PROTODIAKONOV.

| Catégorie | Degré de résistance          | Résistance à la rupture $\sigma_k$ [kgf/cm <sup>2</sup> ] | Coefficient de résistance $f$ | Angle de frottement interne [°] |
|-----------|------------------------------|-----------------------------------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|
| I         | Résistance supérieure        | 2000                                                      | 20                            | 87                              |
| II        | Roches très résistantes      | 1500                                                      | 15                            | 85,5                            |
| III       | Roche de bonne tenue         | 900                                                       | 8                             | 82                              |
| IV        | Roches assez résistantes     | 550                                                       | 6                             | 75                              |
| V         | Roches de résistance moyenne | 350                                                       | 3                             | 70                              |
| VI        | Roches assez inconsistantes  | 200                                                       | 1,5                           | 65                              |
| VII       | Roches inconsistantes        | 200 à 150                                                 | 1                             | 50                              |
| VIII      | Terrains meubles             | 200 à 150                                                 | 0,6                           | 30                              |

#### ✓ Remarque

L'expérience a démontré que les résultats de la théorie de PROTODIAKONOV sont surtout satisfaisantes pour des profondeurs telle que :

$$\frac{b}{2f} < H < \frac{b}{f}$$

La théorie de PROTODIAKONOV ne tient pas compte de l'influence de la profondeur, elle estime que le poids de la masse se trouvant en clé de voûte est diminué par l'effet de frottement, c'est-à-dire que ce n'est pas toute la hauteur de couverture qui agira en charge.

La théorie de TERZAGHI quant à elle tient compte de l'influence de la profondeur et ceci en prenant toute la hauteur de couverture et ses caractéristiques.

### 3.2. Evaluation des pressions horizontales $\sigma_h$

Bien que le but principal soit la détermination de la pression en clé de voûte c'est-à-dire la pression verticale, il n'est pas moins capital de connaître la grandeur des pressions latérales dont on a également besoin pour le calcul du profil.

La détermination de la pression latérale demande que l'on tienne compte non seulement de la pression agissant comme charge active, mais encore de l'effet de la butée des terres engendré par la déformation. L'examen attentif de cette question présente un intérêt certain du point de vue dimensionnement économique.

Nous aborderons dans ce qui suit quelques méthodes qui nous permettront d'évaluer ces pressions.

### 3.2.1. Théorie de TERZAGHI

Selon TERZAGHI la poussée peut être calculée approximativement par la formule suivant :

$$\sigma_h = \begin{cases} 0,3 \gamma (0,5m + h_p) & \text{pour les cas général.} \\ \gamma H t g^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) & \text{pour les terrains granuleux ou ébouilllis.} \\ \sigma_v \frac{\nu}{1-\nu} & \text{pour les roches de bonne tenue.} \end{cases}$$

Avec:

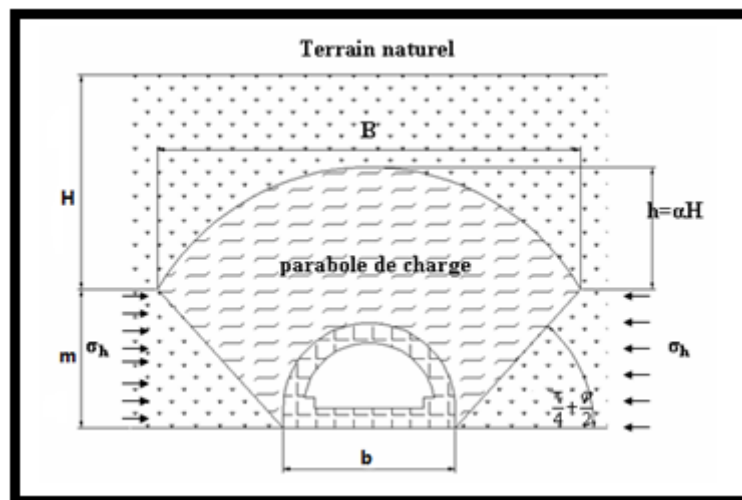
$\nu$  : Coefficient de poisson;

$m$  : la hauteur du tunnel;

$h_p$  : La hauteur du noyau de détente, tel que :

$$h_p = \frac{b}{2 \sin \varphi}$$

La figure 6 montre la théorie de TERZAGHI.



**Fig.6.** Théorie de TERZAGHI.

### 3.2.2. L'expérience SOVIETIQUE

La base de cette expérience est que la poussée latérale soit être prise en considérant comme une répartition trapézoïdales. Sa grandeur devra être déterminée en fonction de deux valeurs extrêmes au niveau de la calotte ainsi qu'au niveau du radier (figure 7).

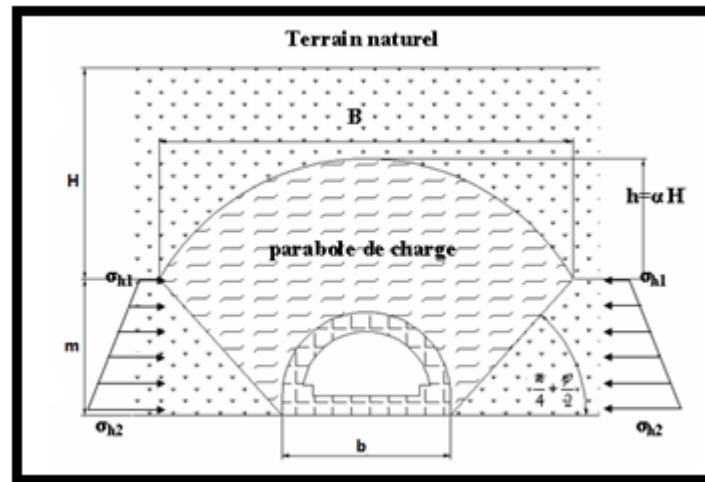


Fig.7. L'expérience SOVIETIQUE.

La poussée latérale spécifique au niveau de la calotte est :

$$\sigma_{h1} = \gamma h_p t g^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C t g \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

La poussée latérale au niveau du radier est :

$$\sigma_{h2} = \gamma (h_p + m) t g^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C t g \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Avec :

$$h_p = \frac{b}{\sin 2\varphi}$$

### 3.2.3. Théorie de PROTODIAKONOV

La contrainte horizontale d'après PROTODIAKONOV est à répartition trapézoïdale et en fonction de la charge verticale, elle est donnée par les formules suivantes :

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v$$

$K_0$  : est le coefficient de la poussée des terres au repos.

### 3.2.4. Méthode de COULOUMB-RANKINE

Ces deux chercheurs admettent que la poussée horizontale est à répartition trapézoïdale en fonction de la charge verticale (figure 8), elle est donnée par les formules suivantes :

- Au niveau de la calotte

$$\begin{aligned} \sigma_{h1} &= K_a \sigma_v && \text{A court terme, (c'est le cas du soutènement provisoire).} \\ \sigma_{h1} &= K_0 \sigma_v && \text{A long terme, (c'est le cas du revêtement définitif).} \end{aligned}$$

Avec :

$\sigma_v$  : Contrainte verticale de TERZAGHI.

$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$  Coefficient de poussée actives.

$K_0 = (1 - \sin \varphi) X_1 X_2 X_3$  Coefficient des terres au repos.

Où :

$X_1$ : Coefficient d'influence de la cohésion du terrain;

$X_2$ : Coefficient d'influence de la genèse du terrain;

$X_3$ : Coefficient rhéologique (les valeurs  $X_1$ ,  $X_2$  et  $X_3$  dans le tableau 2).

Tableau 2. Les valeurs  $X_1$ ,  $X_2$  et  $X_3$  d'après la théorie de COULOUMB-RANKINE.

| Nature du terrain | $X_1$ | $X_2$ | $X_3$ |
|-------------------|-------|-------|-------|
| Remblais          | 1     | 1     | 1     |
| Argile            | 0,7   | 1     | 0,5   |
| Sable             | 1     | 1     | 1     |
| Marne             | 0,7   | 1     | 0,7   |

- Au niveau du radier

$$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$$

Tel que :

$$\sigma_{h2} = \gamma m \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

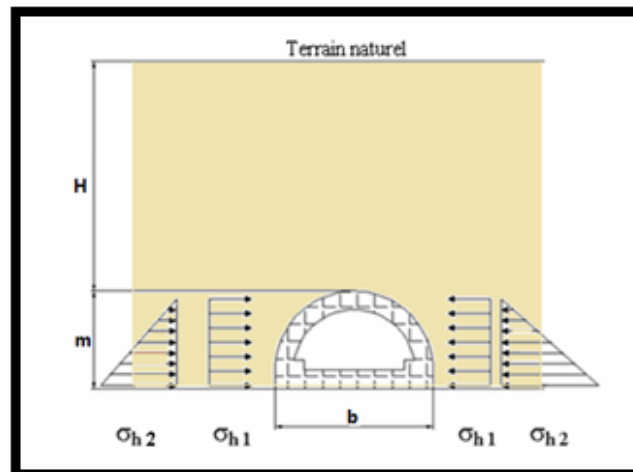


Fig.8. Méthode de COULOUMB-RANKINE.

### 3.2.5. Théorie des pressions des terres

La contrainte horizontale d'après la théorie des pressions des terres est à répartition trapézoïdale et en fonction de la charge verticale, elle est donnée par les formules suivantes :

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v$$

Avec :

$K_0$  : est le coefficient de la poussée des terres au repos.

### 3.3. Evaluation de la pression agissant au niveau du radier

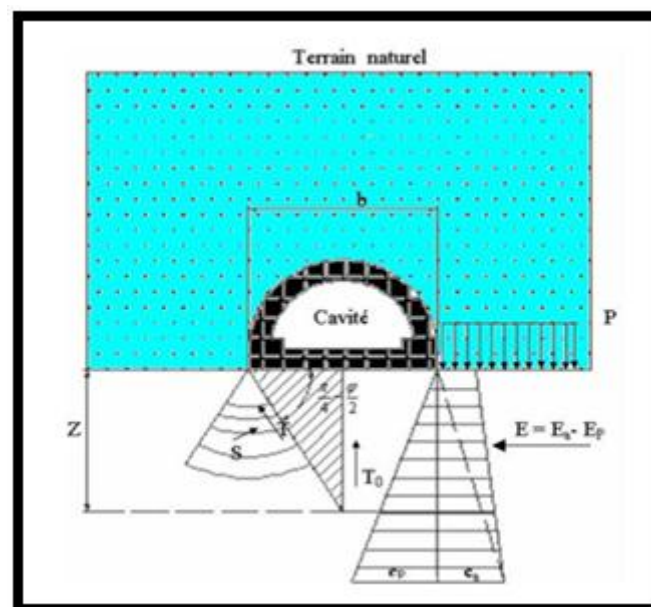
La poussée géologique et la poussée de gonflement se manifestant aussi bien au radier qu'aux pieds droits. Dans la pratique, c'est surtout dans les terrains inconsistants et plus particulièrement dans les sols plastiques et dans les argiles imbibées d'eau que l'on doit faire face au problème de la poussée sous le radier.

Si les contraintes géostatique ainsi libérées lors de l'excavation sont importantes, la zone décomprimée peut intéresser un grand volume et entraîner le fluage du terrain de bas en haut vers l'intérieur de la galerie.

Plusieurs chercheurs ont tenté de définir ce phénomène. Nous en exposerons deux des plus importantes méthodes à savoir celle donnée par TSIMBAREVITCH et celle donnée par TERZAGHI.

#### 3.3.1. Méthode de TSIMBAREVITCH

Ce chercheur se base sur les conditions d'équilibre du radier dans une tranchée étayée. Il part de l'idée que sous l'effet de la poussée verticale exercée par les masses de terrains latérales, un coin du radier aura tendance à se déplacer vers l'intérieur de l'excavation, ce déplacement étant équilibré par l'effet de butée des terrains situés sous l'évidement (figure 9).



**Fig.9.** Calcul des poussées sur le radier d'après TSIMBAREVITCH.

La profondeur Z, où  $E_a = E_p$  est égale à :

$$Z = \frac{PK_a - 2C(\sqrt{K_p} - \sqrt{K_a})}{\gamma(K_p - K_a)}$$

La valeur de la poussée des terres sera :

$$E_a = (P + \gamma Z)tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2Ctg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Simultanément à la même profondeur Z, la grandeur de la butée des terres (poussée passive) sera :

$$E_p = \gamma Ztg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2Ctg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Avec :

$$K_a = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{Coefficient de poussée;}$$

$$K_p = tg^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{Coefficient de butée;}$$

$$P = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i + q \quad \text{Coefficient des terres.}$$

La résultante des efforts agissant en direction de l'excavation sera :

$$E = E_a - E_p = \frac{\gamma Z}{2} Z + 2Htg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{1}{2} \gamma Z^2tg^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

L'effort horizontal agissant dans le sens de l'excavation peut être décomposé en deux composantes T, parallèle et S, perpendiculaire à la série des plans de glissements.

$$T = E \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$S = E \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

En tenant compte du fait que le déplacement du terrain est provoqué par des efforts provoqués par des efforts venant des deux côtés on obtient une résultante  $T_0$  :

$$T_0 = \frac{2E}{\cos\varphi} \sin^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

La résultante  $T_0$  exerce son action dans l'axe central et elle est verticale. Cette pression dirigée vers le haut est équilibrée soit par une surcharge  $q$  soit par une forme en contre voûte du radier, la charge  $q$  doit être répartie sur une longueur  $Y$  calculée par l'équation suivante :

$$Y = \frac{Z}{tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}$$

Ainsi la contrainte provoquée sous le radier est :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} = \frac{T_0}{Z} \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

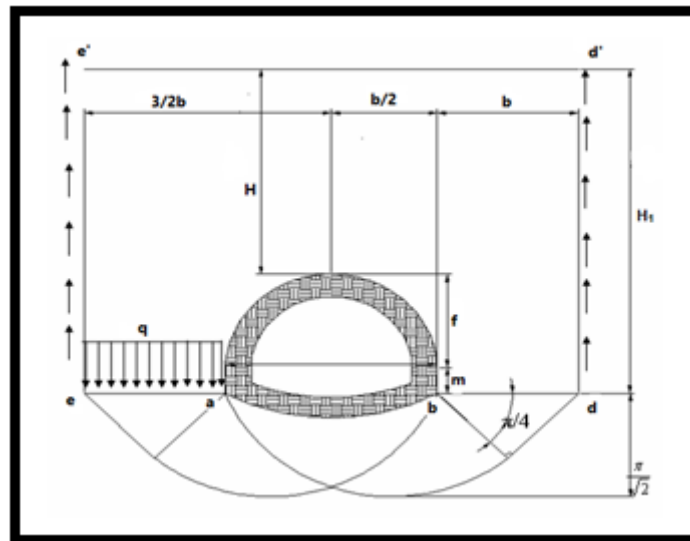
- **Vérification du non soulèvement**

Il faudrait s'assurer également que l'on ne doit pas dépasser l'état limite de rupture au niveau du radier donnée par la relation suivante :

$$\frac{T_0}{Y} \leq \left[ \frac{4C}{1 - \sin \varphi} \right] (2 + \sin \varphi) \cos \varphi$$

### 3.3.2. Méthode de TERZAGHI

Selon TERZAGHI l'expérience a démontré que l'ordre de grandeur de la pression au niveau du radier est approximativement la moitié de la pression à la calotte, la poussée latérale étant à peu près au niveau de cette valeur (figure 10).



**Fig.10.** Calcul des poussées au niveau du radier d'après TERZAGHI.

Pour un terrain à cohésion parfait où  $C \neq 0$  et  $\varphi = 0$ , l'effort agissant sur le plan (ae) vaut :

$$Q_0 = \left( \frac{b\gamma}{2} \right) \left( 3H_1 - m - \frac{2f}{3} \right) - H_1 C$$

La résistance d'une bande de terrain de largeur  $ea = b$  est :

$$Q = P_{\max} b = (2 + \pi) Cb$$

La sécurité sera donc exprimée par le rapport suivant :

$$n = \frac{Q}{Q_0} = \frac{2C(2+\pi)}{\gamma \left[ H_1 \left( 3 - \frac{2C}{b\gamma} \right) - \frac{2f}{3} - m \right]} \geq 1,3 \text{ à } 1,5$$

Pour un terrain granuleux sans cohésion où  $C = 0$  et  $\varphi \neq 0$ , la résistance au cisaillement agissent le long des plans de glissements verticaux sera égale à :

$$Q_0 = \left(A + \frac{b}{2}\right) H_1 \gamma - \frac{bm\gamma}{2} - \frac{bf\gamma}{3} - \frac{\gamma}{2} H_1^2 tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) tg\varphi$$

Avec :

$$A = H_1 tg\varphi tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{b}{H_1} \left(H_1 - m - \frac{2f}{3}\right) > 0 \quad (\text{Largeur de la zone ae})$$

La charge de rupture exprimant la résistance du terrain pour le cas de  $C = 0$  s'écrit sous la forme suivante :

$$Q = A^2 \gamma n_0$$

Où  $n_0$  est le coefficient de résistance empêchant le glissement du terrain qui en fonction de  $\varphi$ , peut être tiré du tableau ci-dessus :

Tableau 3. Coefficient de résistance  $n_0$  en fonction de  $\varphi$ .

| $\varphi [^\circ]$ | $0^\circ$ | $10^\circ$ | $20^\circ$ | $25^\circ$ | $30^\circ$ | $35^\circ$ | $40^\circ$ | $44^\circ$ | $48^\circ$ |
|--------------------|-----------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| $n_0$              | 0         | 1          | 5          | 10         | 20         | 40         | 140        | 260        | 780        |

✓ **Remarque**

Si  $A = 0$  : la sécurité vis-à-vis du glissement du radier sera inexistante, il faudra donc prendre le soin de mettre en place un étayage une charge d'équilibre appropriée.

### 3.4. Evaluation des pressions hydrostatiques

Lorsque le revêtement d'un ouvrage est plus imperméable que le terrain considéré, la pression hydrostatique est calculée en général le long de la ligne moyenne du revêtement. Il est souvent commode de décomposer ces poussées en deux termes :

- Une pression uniforme sur le pourtour du tunnel égale à la pression qui s'exerce au sommet de la voûte et n'engendre qu'un effort normal de compression.
- Une pression triangulaire proportionnelle à la profondeur du point considérée par rapport à la voûte qui engendre des efforts normaux ainsi que des efforts de flexion.

✓ **Remarque**

Lorsqu'il y a lieu de prendre en compte les charges hydrostatiques toutes les autres charges décrites dans les paragraphes précédents doivent être évidemment calculées à partir du poids déjaugé des terrains dans la nappe.

### 3.5. Charges et surcharges utiles

#### 3.5.1. Charges intérieures

On néglige généralement les charges dues au poids ou à la vitesse des véhicules circulant l'intérieur du tunnel. C'est la raison pour laquelle, à l'exception des ouvrages soumis à des forces intérieures (galerie d'eau, réservoirs de gaz), les charges

intérieures ne sont pas prises en considération, d'autant plus que ces charges travaillent dans le sens contraire des charges extérieures.

✓ **Remarque**

Du point de vue de la sécurité du dimensionnement c'est donc l'ouvrage vide qui représente l'état dangereux.

### 3.5.2. Charges extérieures provenant de la surface du terrain

C'est les charges provenant du poids de bâtiments et de véhicules circulant à la surface qui peuvent avoir une certaine influence sur le dimensionnement. Cependant ils ne doivent être en considération que s'il s'agit des tunnels à faible couverture.

## 4. Calculs des charges agissant sur le soutènement du tunnel

### 4.1. Application du Calcul des charges au PK : 29+375 (profil C)

#### 4.1.1. Hauteur maximale d'équilibre pour la poussée de détente

$$H = 25\text{m};$$

$$b = 9,72\text{m};$$

$$\varphi = 48^\circ.$$

$$h_{\max} = \frac{b}{2 \sin \varphi} = \frac{9,72}{2 \sin 43}$$

La hauteur de profil d'équilibre  $h_{\max} = 7,13 \text{ m}$ .

$$\alpha = 2tg^{-1} \left( \frac{25}{2 \times 9,72} \right)$$

L'angle du sommet de profile d'équilibre  $\alpha = 89,50^\circ$ .

#### 4.1.2. Calcul des charges verticales $\sigma_v$

##### 4.1.2.1. Théorie de TERZAGHI

La pression verticale est donnée par la relation :

$$\sigma_v = \frac{\gamma B - 2C}{2K tg \varphi} \left( 1 - e^{\left( \frac{-2KH tg \varphi}{B} \right)} \right) + q e^{\left( \frac{-2KH tg \varphi}{B} \right)}$$

La Largeur du rectangle mesuré au niveau du sommet de la voûte B :

$$B = b + 2H_t tg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Avec :

$$b = 9,72 \text{ m};$$

$$K = 1 - \sin \varphi;$$

$$H_t = 8,59 \text{ m};$$

$$\varphi = 48^\circ;$$

$$q = 10 \text{ KN (du fait que le tunnel ne passe sous aucune structure ou construction).}$$

Donc :

$$B = 9,72 + 2 \times 8,59 tg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{48}{2} \right)$$

$$B = 17,19 \text{ m.}$$

- **La couche des remblais**

$$\sigma_{v1} = \frac{(18 \times 17,19) - (2 \times 5)}{(2 \times 0,5) \operatorname{tg} 30} \left( 1 - e^{\left( \frac{(-2 \times 0,5 \times 2,5) \operatorname{tg} 30}{17,19} \right)} \right) + 10 e^{\left( \frac{(-2 \times 0,5 \times 2,5) \operatorname{tg} 30}{17,19} \right)}$$

$$\sigma_{v1} = 50,96 \text{ kN/m}^2$$

- **La couche des alluvions**

$$\sigma_{v2} = \frac{(21 \times 17,19) - (2 \times 10)}{(2 \times 0,5) \operatorname{tg} 32} \left( 1 - e^{\left( \frac{(-2 \times 0,5 \times 8,5) \operatorname{tg} 32}{17,19} \right)} \right) + 50,96 e^{\left( \frac{(-2 \times 0,5 \times 8,5) \operatorname{tg} 32}{17,19} \right)}$$

$$\sigma_{v2} = 182,47 \text{ kN/m}^2$$

- **La couche des schistes très altérés**

$$\sigma_{v3} = \frac{(25 \times 17,19) - (2 \times 100)}{(2 \times 0,6) \operatorname{tg} 43} \left( 1 - e^{\left( \frac{(-2 \times 0,6 \times 3,8) \operatorname{tg} 43}{17,19} \right)} \right) + 182,47 e^{\left( \frac{(-2 \times 0,6 \times 3,8) \operatorname{tg} 43}{17,19} \right)}$$

$$\sigma_{v3} = 187,47 \text{ kN/m}^2$$

- **La couche des schistes altérés**

$$\sigma_{v4} = \frac{(28 \times 17,19) - (2 \times 350)}{(2 \times 0,8) \operatorname{tg} 52} \left( 1 - e^{\left( \frac{(-2 \times 0,8 \times 4,6) \operatorname{tg} 52}{17,19} \right)} \right) + 187,47 e^{\left( \frac{(-2 \times 0,8 \times 4,6) \operatorname{tg} 52}{17,19} \right)}$$

$$\sigma_{v4} = 63,33 \text{ kN/m}^2$$

- **La couche des schistes très altérés**

$$\sigma_{v5} = \frac{(25 \times 17,19) - (2 \times 100)}{(2 \times 0,6) \operatorname{tg} 43} \left( 1 - e^{\left( \frac{(-2 \times 0,6 \times 5,4) \operatorname{tg} 43}{17,19} \right)} \right) + 63,33 e^{\left( \frac{(-2 \times 0,6 \times 5,4) \operatorname{tg} 43}{17,19} \right)}$$

$$\sigma_{v5} = 105,41 \text{ kN/m}^2$$

Donc la charge vertical selon TERZAGHI est de : 105,41 kN/m<sup>2</sup>.

#### 4.1.2.2. Théorie de BIERBAÜMER

La contrainte verticale est donnée par la relation :

$$\sigma_v = \gamma h = \gamma \alpha H$$

- **La couche des remblais**

Avec :

$$H_1 = 2,5 \text{ m;}$$

$$\gamma_1 = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\alpha = 1 \quad \text{Si } H \text{ est faible (} H < 15 \text{m)}$$

Alors :

$$\sigma_{v1} = \gamma_1 \alpha H_1 \longrightarrow \sigma_{v1} = 18 \times 1 \times 2,5$$

$$\sigma_{v1} = 45 \text{ kN/m}^2$$

Donc la contrainte verticale de la couche des remblais est égale : 45 kN/m<sup>2</sup>.

- **La couche des alluvions :**

Avec :

$$H_2 = 8,5 \text{ m};$$

$$\gamma_2 = 21 \text{ kN/m}^3$$

$$\alpha = 1 \quad \text{Si } H \text{ est faible (} H < 15\text{m)}$$

Alors :

$$\sigma_{v2} = \gamma_2 \alpha H_2 \longrightarrow \sigma_{v2} = 21 \times 1 \times 8,5$$

$$\sigma_{v2} = 178,5 \text{ kN/m}^2$$

Donc la contrainte verticale de la couche des alluvions est égale : 178,5 kN/m<sup>2</sup>.

- **La couche des schistes très altérés**

Avec :

$$H_3 = 3,8 \text{ m};$$

$$\gamma_3 = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\alpha = 1 \quad \text{Si } H \text{ est faible (} H < 15\text{m)}$$

Alors :

$$\sigma_{v3} = \gamma_3 \alpha H_3 \longrightarrow \sigma_{v3} = 25 \times 1 \times 3,8$$

$$\sigma_{v3} = 95 \text{ kN/m}^2$$

Donc la contrainte verticale de la couche des schistes très altérés est égale : 95 kN/m<sup>2</sup>.

- **La couche des schistes altérés**

Avec :

$$H_4 = 4,6 \text{ m};$$

$$\gamma_4 = 28 \text{ kN/m}^3$$

$$\alpha = 1 \quad \text{Si } H \text{ est faible (} H < 15\text{m)}$$

Alors :

$$\sigma_{v4} = \gamma_4 \alpha H_4 \longrightarrow \sigma_{v4} = 28 \times 1 \times 4,6$$

$$\sigma_{v4} = 128,8 \text{ kN/m}^2$$

Donc la contrainte verticale de la couche des schistes altérés est égale : 128,8 kN/m<sup>2</sup>.

- **La couche des schistes très altérés**

Avec :

$$H_5 = 5,4 \text{ m};$$

$$\gamma_5 = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\alpha = 1 \quad \text{Si } H \text{ est faible (} H < 15 \text{m)}$$

Alors :

$$\sigma_{v5} = \gamma_5 \alpha H_5 \longrightarrow \sigma_{v5} = 25 \times 1 \times 5,4$$

$$\sigma_{v5} = 135 \text{ kN/m}^2$$

Donc la contrainte verticale de la couche des schistes très altérés est égale : 135 kN/m<sup>2</sup>.

D'après le calcul de la contrainte verticale de chaque couche la contrainte verticale totale est égale la somme des contraintes verticales de chaque couche.

$$\sigma_{v \text{ tot}} = \sigma_{v1} + \sigma_{v2} + \sigma_{v3} + \sigma_{v4} + \sigma_{v5}$$

$$\sigma_{v \text{ tot}} = 45 + 178,5 + 95 + 128,8 + 135$$

$$\sigma_{v \text{ tot}} = 582,3 \text{ kN/m}^2.$$

#### 4.1.2.3. Théorie des pressions des terres

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q$$

Il existe 5 couches du sol pour le calcul des pressions des terres, le tableau suivant présente la hauteur et le poids spécifique de chaque couche.

Tableau 4. Les différentes hauteurs et poids spécifique de chaque couche.

| Couche                                         | 1   | 2   | 3   | 4   | 5   |
|------------------------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|
| Hauteur [m]                                    | 2,5 | 8,5 | 3,8 | 4,6 | 5,4 |
| Poids spécifique $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ] | 18  | 21  | 25  | 28  | 25  |

$$\sigma_v = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 + \gamma_4 h_4 + \gamma_5 h_5 + q$$

$$\sigma_v = (2,5 \times 18) + (8,5 \times 21) + (3,8 \times 25) + (4,6 \times 28) + (5,4 \times 25) + 10$$

$$\sigma_v = 592,3 \text{ kN/m}^2$$

#### 4.1.2.4. Théorie de PROTODIAKONOV

$$\sigma_v = \gamma \cdot h_p$$

$$\text{Avec : } h_p = \frac{B}{2f}$$

$$B = b + 2.m.tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Avec :

$$\varphi = 43^0 .$$

$$B = 9,72 + \left[2 \times 8,59 \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{43}{2}\right)\right]$$

$$B = 17,19 \text{ m.}$$

En prenant  $f = 1,5$  (voir le tableau 1).

Les calculs ont donnés :

$$h_p = \frac{17,19}{2 \times 1,5}$$

$$h_p = 5,73 \text{ m.}$$

$$\sigma_v = 5,73 \times 23.3$$

$$\sigma_v = 133,51 \text{ kN/m}^2$$

### 4.1.3. Calcul des charges horizontales $\sigma_h$

#### 4.1.3.1. Théorie de TERZAGHI

Pour le cas général la poussée peut être calculée approximativement par la formule suivant :

$$\sigma_h = 0,3 \gamma (0,5m + h_p)$$

$$h_p = \frac{b}{2 \sin \varphi}$$

Alors :

$$h_p = \frac{9,72}{2 \sin 43}$$

$$h_p = 7,13 \text{ m}$$

Donc :

$$\sigma_h = 0,3 \times 25[(0,5 \times 8,59) + 7,13]$$

$$\sigma_h = 85,67 \text{ kN/m}^2.$$

#### 4.1.3.2. L'expérience SOVIETIQUE

- La poussée latérale au niveau de la calotte est :

$$\sigma_{h1} = \gamma h_p \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Avec :  $h_p = 7,13$  m.

Donc :

$$\sigma_{h1} = 25 \times 7,13 \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{43}{2} \right) - 2 \times 100 \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{43}{2} \right)$$

$$\sigma_{h1} = 53,28 \text{ kN/m}^2$$

- **La poussée latérale au niveau du radier est :**

$$\sigma_{h2} = \gamma(h_p + m) \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Avec :  $h_p = 7,13$  m.

Donc :

$$\sigma_{h2} = 25 \times (7,13 + 8,59) \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{43}{2} \right) - 2 \times 100 \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{43}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 12,68 \text{ kN/m}^2$$

#### 4.1.3.3. Théorie de PROTODIAKONOV

La contrainte horizontale est donnée par les formules suivantes :

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v$$

Avec :

$$K_0 = 1 - \sin 43 = 0,32$$

Donc :

$$\sigma_h = 0,6 \times 133,51$$

$$\sigma_h = 80,11 \text{ kN/m}^2$$

#### 4.1.3.4. Méthode de COULOUMB-RANKINE

- **Au niveau de la calotte**

$$\sigma_{h1} = K_a \sigma_v \quad \text{A court terme, (c'est le cas du soutènement provisoire).}$$

Avec :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{43}{2} \right) = 0,19$$

Donc la contrainte horizontale  $\sigma_{h1}$  :

$$\sigma_{h1} = 0,19 \times 105,41$$

$$\sigma_{h1} = 20 \text{ kN/m}^2$$

• **Au niveau du radier**

$$\sigma_{h2} = \gamma m \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 25 \times 8,59 \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{43}{2} \right) - 200 \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{43}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 46,36 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$$

Donc :

$$\sigma_h = 20 + 46,36$$

$$\sigma_h = 66,36 \text{ kN/m}^2$$

Les deux tableaux 5 et 6 présentent les résultats de  $\sigma_v$  et  $\sigma_h$ .

Tableau 5. Tableau récapitulatif des résultats  $\sigma_v$ .

| Méthodes                               | TERZAGHI   | BIERBAÜMER | Pressions des terres | PROTODIAKONOV |
|----------------------------------------|------------|------------|----------------------|---------------|
| Coupe de calcul                        | PK :-0+625 | PK :-0+625 | PK :-0+625           | PK :-0+625    |
| Pression vertical<br>kN/m <sup>2</sup> | 105,41     | 582,3      | 592,3                | 133,51        |

Tableau 6. Tableau récapitulatif des résultats  $\sigma_h$ .

| Méthodes                                  | TERZAGHI   | PROTODIAKONOV | L'expérience SOVIETIQUE |        | COULOUMB-RANKINE |        |
|-------------------------------------------|------------|---------------|-------------------------|--------|------------------|--------|
| Coupe de calcul                           | PK :-0+625 | PK :-0+625    | PK :-0+625              |        | PK :-0+625       |        |
|                                           |            |               | calotte                 | radier | calotte          | radier |
| Pression horizontale<br>kN/m <sup>2</sup> | 85,67      | 80,11         | 53,28                   | 12,68  | 20               | 46,36  |

## 4.2. Détermination de la pression au niveau du radier au PK-0+625

### 4.2.1. Méthode de TSIMBARIEVITCH

On a :

La profondeur au niveau du radier : H= 31,19 m;

La pression des terres au niveau du radier : P;

$$P = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i + q$$

$$P = (2,5 \times 18) + (8,5 \times 21) + (3,8 \times 25) + (4,6 \times 28) + (5,4 \times 25) + (6,19 \times 28) + 10$$

$$P = 747,85 \text{ kN/m}^2;$$

$$\varphi = 48^\circ;$$

$$C = 250 \text{ kN/m et } \gamma = 28 \text{ kN/m}^3.$$

$$K_a = 0,15$$

$$K_p = 6,79$$

Donc :

$$Z = \frac{PK_a - 2C(\sqrt{K_p} - \sqrt{K_a})}{\gamma(K_p - K_a)}$$

$$Z = \frac{(747,85 \times 0,15) - 2 \times 250(\sqrt{6,79} - \sqrt{0,15})}{28(6,79 - 0,15)}$$

$$Z = -5,38 \text{ m}$$

La valeur de la poussée des terres sera :

$$E_a = (P + \gamma Z)tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2Ctg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Donc :

$$E_a = 747,85 + 28(-5,38)tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{48}{2}\right) - 2 \times 250tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{48}{2}\right)$$

$$E_a = -103,94 \text{ kN/m}^2$$

La grandeur de la butée des terres (poussée passive) sera :

$$E_p = \gamma Ztg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2Ctg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Donc :

$$E_p = 28(-5,38)tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{48}{2}\right) - 2 \times 250tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{48}{2}\right)$$

$$E_p = -2325 \text{ kN/m}^2$$

La résultante des efforts agissant en direction de l'excavation sera :

$$E = E_a - E_p$$

Donc :

$$E = 2221,06 \text{ kN/m}^2$$

L'effort horizontal agissant dans le sens de l'excavation peut être décomposé en deux composantes T, parallèle et S, perpendiculaire à la série des plans de glissements.

$$T = E \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$T = 2221,06 \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{48}{2}\right)$$

$$T = 1923,64 \text{ kN/m}^2$$

$$S = E \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$S = 2221,06 \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{48}{2}\right)$$

$$S = 1110,61 \text{ kN/m}^2$$

En tenant compte du fait que le déplacement du terrain est provoqué par des efforts provoqués par des efforts venant des deux côtés on obtient une résultante  $T_0$  :

$$T_0 = \frac{2E}{\cos \varphi} \sin^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$T_0 = \frac{2 \times 2221,06}{\cos 48} \sin^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{48}{2} \right)$$

$$T_0 = 852,65 \text{ kN/m}^2$$

La longueur  $Y$  calculée par l'équation suivante :

$$Y = \frac{Z}{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}$$

Donc :

$$Y = \frac{-5,38}{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{48}{2}\right)}$$

$$Y = -14,02 \text{ m}$$

Ainsi la contrainte provoquée sous le radier est :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y}$$

$$\sigma = \frac{852,65}{-14,02}$$

$$\sigma = -60,81 \text{ kN/m}$$

Vérification du non soulèvement :

$$\sigma \leq \left[ \frac{4C}{1 - \sin \varphi} \right] (2 + \sin \varphi) \cos \varphi$$

$$\sigma \leq \left[ \frac{4 \times 250}{1 - \sin 48} \right] (2 + \sin 48) \cos 48$$

$$\sigma \leq 7076,92 \text{ kN/m}$$

Donc la condition est vérifiée, il y'aura pas de soulèvement du radier.

### 5. Conclusion

TERZAGHI est une méthode qui dépend des caractéristiques du sol ( $C$  et  $\phi$ ) et de la géométrie du tunnel, la méthode des poids des terres ne prend pas en compte l'effet de voute mais par contre la méthode de PROTODIAKONOV dépend seulement de la géométrie du tunnel, elle a été développée pour le cas des massifs rocheux à faible profondeur, en revanche la théorie de BIERBAÜMER est appliquée dans le cas des tunnels profonds, c'est pour cela qu'on opte pour les résultats de la méthode de PROTODIAKONOV et la méthode TERZAGHI de dans l'estimation des charges verticales.

Pour l'estimation des charges horizontales, les deux méthodes précédentes ainsi que la méthode de la théorie des SOVIETIQUES et la méthode de COULOMB – RANKIN aboutissent à des résultats très proches.

# **CHAPITRE 4**

## **ETUDE DE L'INTERACTION DU COUPLE 'MASSIF ROCHEUX- SOUTENEMENT ' D'UN TUNNEL PAR LA METHODE CONVERGENCE-CONFINEMENT (PK : - 0+625).**

## 1. Introduction

L'étude théorique d'un tunnel soutenu est complexe du fait de l'interaction terrain-structure entre le massif rocheux et le soutènement. Parmi les méthodes de calcul de soutènement, la méthode convergence-confinement permet une analyse simplifiée prenant en compte totalement l'interaction terrain-soutènement (LABRIOLLE, 2017). La méthode convergence-confinement permet d'analyser l'interaction entre le massif rocheux et le soutènement. C'est une méthode de dimensionnement de tunnel simple pour tenir compte des conditions de mise en œuvre du soutènement derrière une homogénéisation d'un certain nombre de zones du massif rocheux (JASSIONNESSE et TSIROGIANN, 2013). Elle donne un pré-dimensionnement du soutènement avec ces caractéristiques et l'ordre de grandeur des déformations à atteindre.

L'objet de ce travail est de développer une solution explicite pour l'interaction du massif rocheux-soutènement pour un tunnel en milieu urbain. On a utilisé deux méthodes de calcul de convergence-confinement méthode analytique et méthode numériques par logiciel PLAXIS <sup>2D</sup> pour déterminer les facteurs de l'interaction du massif rocheux-soutènement et pour choisir le soutènement utilisé.

## 2. Application de la méthode convergence-confinement (PK : -0+625)

Le calcul Convergence - Confinement a pour but principal d'étudier le comportement d'un ouvrage souterrain et de dimensionner en première approche son soutènement ou son revêtement. Il correspond à la méthode du même nom développée par M. PANET, 1995 (LABRIOLLE. G, 2017) et reprise dans les recommandations de l'AFTES, 2002 (LABRIOLLE [2017], LABRIOLLE et al [2017]).

La modélisation d'un tunnel doit prendre en compte deux éléments essentiels :

- Il s'agit d'un problème tridimensionnel en raison de la présence du front de taille;
- Il s'agit d'un problème d'interaction pour lequel le couplage entre le terrain et les structures de soutènement est important.

La pression fictive est notée :

$$\sigma_{Re} = (1-\lambda_e) \cdot \sigma_0$$

Où :

$\sigma_0$  : La contrainte initiale verticale;

$\lambda_e$  : Le taux de déconfinement.

L'état initial en avant du front et à une distance suffisante pour négliger son influence correspond à  $\lambda = 0$ . Au fur et à mesure que le creusement se rapproche de la section considérée, puis la dépasse et s'en éloigne,  $\lambda$  croît progressivement de 0 à 1.

La méthode Convergence – Confinement permet de traiter le cas de tunnels circulaires, réalisés dans un massif homogène isotrope. La courbe caractéristique du terrain est définie selon les formules de M. PANET (1995), établies pour un milieu élasto-plastique parfait de type MOHR-COULOMB.

La méthode consiste à déterminer successivement pour différentes valeurs du taux de déconfinement  $\lambda$  (GAUDRY et GIVET, 2017).

- La pression fictive au front  $\sigma_{Re} = (1-\lambda) \cdot \sigma_0$ ;
- Le rayon plastique  $R_p$  (Rayon de détente = Limite de la zone plastifiée);

- La convergence de la paroi  $u_{R0}$ .

La pression dans les renforcements radiaux du tunnel croît de façon linéaire élastique de 0 (à la mise en place du soutènement pour  $\lambda_e$ ) à la valeur maximale applicable et reste ensuite constante pour des valeurs de  $\lambda$  augmentant jusqu'à  $\lambda = 1$ .

La méthode convergence-confinement permet de se ramener à un calcul bidimensionnel en déformation plane dans un plan perpendiculaire à l'axe du tunnel, en supposant que tout se passe comme si la convergence était due à la diminution d'une pression de soutènement fictive avec l'éloignement du front de taille.

A partir des caractéristiques du terrain, des caractéristiques du soutènement et de la longueur des volées (distance non soutenue  $d$ ), on peut déterminer le déplacement du terrain à la pose du soutènement  $u_{s0}$  et le taux de déconfinement  $\lambda_e$  (CORBETTA et al 1991, PANET 1995, BERNARD et ROUSSET 1992, NGUYEN MINH et GUO 1993, AFTES 2002) .

L'équilibre du massif est atteint à l'intersection des courbes du terrain et du soutènement. Calcul les valeurs de  $\lambda$ ,  $u_R$ , ainsi que la pression appliquée au soutènement/revêtement pour cette intersection, et affiche le facteur de sécurité du soutènement/ revêtement.

## 2.1. Calcul de la convergence

C'est-à-dire le rapprochement des parois du tunnel, le tableau 1 représente les paramètres utilisé pour le calcul de la convergence dans les parois du tunnel.

Tableau 1. Les paramètres utilisés pour le calcul de la convergence dans les parois du tunnel.

|                                                         |        |
|---------------------------------------------------------|--------|
| Le rayon de l'excavation R (m)                          | 5,12   |
| La contrainte initiale $\sigma_0$ (kN /m <sup>2</sup> ) | 592,85 |
| La cohésion du sol C (kN /m <sup>2</sup> )              | 100    |
| L'angle de frottement interne $\varphi^\circ$           | 43     |
| Module de Young E (kN /m <sup>2</sup> )                 | 700000 |
| Le coefficient de Poisson $\nu$                         | 0,3    |

### 2.1.1. Module de cisaillement

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Donc :

$$G = \frac{700000}{2(1+0,3)}$$

$$G = 269230,77 \text{ kN/m}^2$$

### 2.1.2. Résistance en compression du massif

$$\sigma_c = \frac{(2C \cos\varphi)}{(1-\sin\varphi)}$$

Donc :

$$\sigma_c = \frac{(2 \times 100 \cos 43)}{(1-\sin 43)}$$

$$\sigma_c = 460 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_0 > \frac{\sigma_c}{2}$$

Donc :

$$592,85 > \frac{460}{2}$$

### 2.1.3. Coefficient de butée

$$K_p = \frac{(1+\sin\varphi)}{(1-\sin\varphi)}$$

Donc :

$$K_p = \frac{(1+\sin 43)}{(1-\sin 43)}$$

$$K_p = 5,29$$

### 2.1.4. Le taux de déconfinement à la fin de la phase élastique

$$\lambda_e = \frac{\left[ K_p - 1 + \left( \frac{\sigma_c}{\sigma_0} \right) \right]}{K_p + 1}$$

Donc :

$$\lambda_e = \frac{\left[ 5,29 - 1 + \left( \frac{460}{592,85} \right) \right]}{5,29 + 1}$$

$$\lambda_e = 0,81$$

### 2.1.5. La contrainte radiale correspondant à la fin de la phase élastique

$$\sigma_{Re} = (1 - \lambda_e) \cdot \sigma_0$$

Donc :

$$\sigma_{Re} = (1 - 0,81) \cdot 592,85$$

$$\sigma_{Re} = 115,39 \text{ kN/m}^2$$

### 2.1.6. Convergence à l'interaction de la courbe caractéristique du terrain en comportement élastique et de l'axe de la convergence en paroi $u_{R0}$

$$u_{R0} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_0 R$$

Donc :

$$u_{R0} = \frac{1+0,3}{7000000} \cdot 592,85 \times 5,12$$

$$u_{R0} = 5,63 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Si le sol reste dans le domaine élastique linéaire le déplacement final sera: 5,63 mm.

### 2.1.7. La convergence à la fin de la phase élastique

$$u_{Re} = \lambda_e \cdot u_{R0}$$

Donc :

$$u_{Re} = 0,81 \times 5,63 \times 10^{-3}$$

$$u_{Re} = 4,50 \times 10^{-3} \text{m}$$

### 2.1.8. Calcul des déplacements dans la zone plastique

$R_p$  en fonction de  $\lambda$  par la relation de M. PANET :

$$\left[ \frac{R_p(\lambda)}{R} \right] = \left[ \frac{2}{K_p+1} \times \frac{(K_p-1)\sigma_0 + R_c}{(1-\lambda)(K_p-1)\sigma_0 + R_c} \right]^{1/K_p-1}$$

Puis on remplace  $R_p$  dans la relation suivant :

$$u_R = u_{Re} \left[ 2 \left( \frac{R_p}{R} \right)^{(\alpha+1)} + \alpha - 1 \right] \frac{1}{(\alpha+1)}$$

Sachant que :

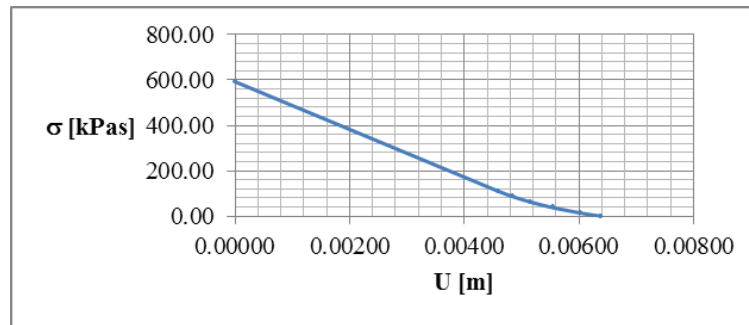
$$\alpha = 1$$

Le tableau 2 représente les différentes valeurs de la courbe convergence-confinement.

Tableau 2. Les différentes valeurs de la courbe convergence-confinement.

| $\lambda$ | $R_p/R$ | $\sigma$ (kPa) | $u$ ( $\lambda$ ) |
|-----------|---------|----------------|-------------------|
| 0,00000   | 0,766   | 592,85         | 0,00000           |
| 0,57000   | 0,893   | 254,93         | 0,00362           |
| 0,61070   | 0,907   | 230,80         | 0,00374           |
| 0,65140   | 0,923   | 206,67         | 0,00387           |
| 0,69210   | 0,940   | 182,54         | 0,00401           |
| 0,73280   | 0,960   | 158,41         | 0,00418           |
| 0,77350   | 0,981   | 134,28         | 0,00437           |
| 0,81420   | 1,006   | 110,15         | 0,00459           |
| 0,85490   | 1,034   | 86,02          | 0,00485           |
| 0,89560   | 1,066   | 61,89          | 0,00516           |
| 0,93630   | 1,105   | 37,76          | 0,00554           |
| 0,97700   | 1,153   | 13,64          | 0,00604           |
| 1,00000   | 1,186   | 0,00           | 0,00638           |

La figure 1 montre la convergence du tunnel.



**Fig.1.** La courbe caractéristique du terrain (convergence).

### 2.1.9. Prise en compte de la gravité

La gravité n'intervient pas dans les formules élasto-plastiques précédentes, Cependant dans la zone décomprimée (ou zone plastique), le poids du terrain qui n'est pas repris par le terrain lui-même, en particulier .en voûte (par frottement et/ou par cohésion) doit être repris par le soutènement. La pression correspondante s'ajoute à la pression de soutènement calculée par les formules élasto-plastiques. Néanmoins, le poids du terrain décomprimé est souvent négligeable vis-à-vis des contraintes du terrain qui sont en jeu, lorsqu'on est par exemple à grande profondeur et lorsque la zone plastique est peu importante.

Par contre, a faible profondeur, ou lorsque la zone plastique est importante, le poids du terrain dans la zone décomprimée doit être pris en compte. Il se forme en voute une cloche dont les contours sont en limites de cisaillement et dont la stabilité nécessite des efforts supplémentaires qui doivent être apportés par le soutènement. Il convient donc d'ajouter à la pression de soutènement calculée précédemment un terme supplémentaire  $P_g$  nécessaire à la stabilité de cette cloche. Contrairement à la pression de soutènement des formules élasto-plastiques qui décroît lorsque la convergence augmente, le terme de gravité croît, lui, lorsque la convergence augmente.

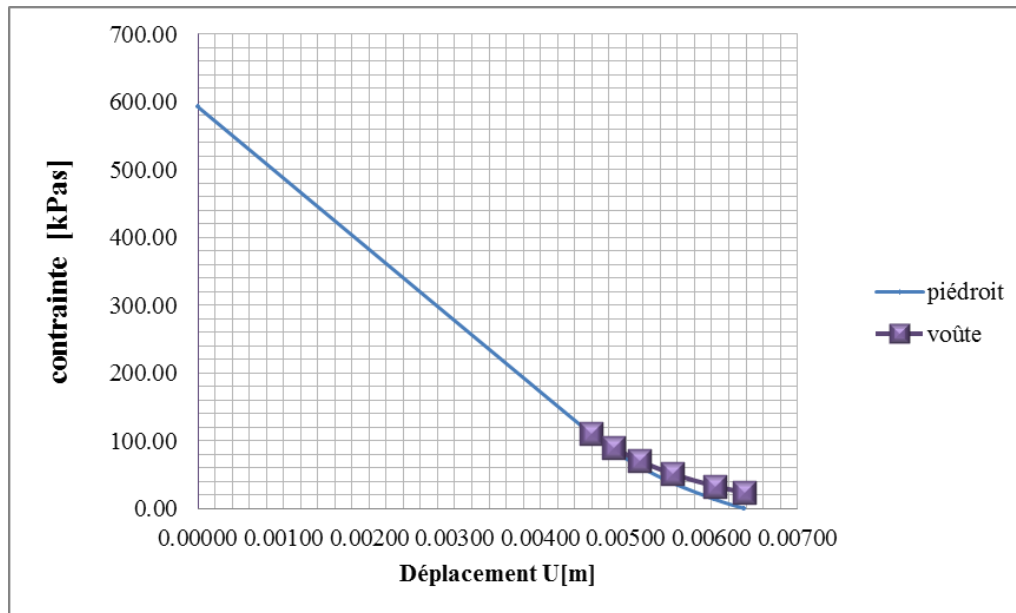
Le plus souvent, pour simplifier, on admet les hypothèses suivantes :

- En voûte  $P_g = \gamma (R_p - R)$ ;
- En piédroit  $P_g = 0$ .

Où :

$R_p$  : est le rayon de la zone plastique.

La prise en compte de la gravité dans la zone décomprimée aboutit à une courbe caractéristique de terrain différent en piédroit et en voûte (figure 2).



*Fig.2. Prise en compte de l'effet de la gravité dans le calcul de la courbe caractéristique du terrain.*

## 2.2. Le confinement

Pour calculer la convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement on utilise les formulations de M. PANET (principe de la similitude).

### 2.2.1. L'hypothèse d'application de la méthode est vérifiée

$$N_s = \frac{2 \times \sigma_0}{R_c} < 5$$

Donc :

$$N_s = \frac{2 \times 592,85}{460}$$

$$N_s = 2,57$$

$$u_{s0} = \frac{1}{\xi} [a_0 + (1 - a_0) a_d] \frac{\sigma_0 R}{2G}$$

$a_d$  (Fonction de forme) :

$$a_d = 1 - \left[ \frac{m.R}{(m.R) + \varepsilon_d} \right]^2$$

$m$  et  $\xi$  sont deux coefficients qui dépendent de la loi de comportement du terrain.

$$\xi = \frac{\sigma_0.R}{2G.u_0}$$

Avec:

$u_0$ : déplacement radial au front du tunnel ( $u_0 = u_{R0}$ )

$a_0 = 0,25$  et  $m = 0,75$  (proposés par la méthode)

On aura :

$$\xi = \frac{592,85 \times 5,12}{2 \times 269230,77 \times 0,00563}$$

$$\xi = 1,2$$

Donc :

$$a_d = 1 - \left[ \frac{0,75 \times 5,12}{(0,75 \times 5,12) + 1,2} \right]^2$$

$$a_d = 0,37$$

$$u_{s0} = \frac{1}{1,2} [0,25 + (1 - 0,25) 0,37] \frac{592,85 \times 5,12}{2 \times 269230,77}$$

$$u_{s0} = 3 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Tout en respectant la condition suivante :

$$u_{s0} > 0,265 \ u_{R0}$$

$$u_{s0} > 0,265 \times 5,63 \times 10^{-3}$$

$$u_{s0} > 1,49 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Donc :

$$3 \times 10^{-3} > 1,49 \times 10^{-3}$$

La valeur obtenue est acceptable 3

### 2.2.2. La raideur du cintre

Le tableau 3 représente les caractéristiques du cintre HEB 160.

Tableau 3. Caractéristiques du cintre HEB 160.

| Cintre HEB 160                            |        |
|-------------------------------------------|--------|
| Le module d'élasticité E (MPa)            | 210000 |
| La section du cintre S (cm <sup>2</sup> ) | 54,30  |
| L'espacement e (m)                        | 1,00   |
| Le rayon R (m)                            | 5,12   |
| La résistance de l'acier $\sigma_c$ (MPa) | 240    |
| La raideur du cintre $K_c$ (KPa)          | 222,71 |

$$K_c = \frac{E \cdot S}{e \cdot R}$$

Donc :

$$K_c = \frac{210000 \times 54,30 \times 10^{-4}}{1,00 \times 5,12}$$

$$K_c = 222,71 \text{ KPa}$$

### 2.2.3. La pression maximale de cintre HEB160

$$\sigma_{\text{cmax}} = \frac{\sigma_c \cdot S}{R \cdot e}$$

Donc :

$$\sigma_{cmax} = \frac{240 \times 54,30 \times 10^{-4}}{5,12 \times 1}$$
$$\sigma_{cmax} = 0,25 \text{ MPa}$$

#### 2.2.4. Déplacement de cintre HEB160

$$u_c = \frac{\sigma_{cmax} \cdot R}{K_c}$$

Donc :

$$u_c = \frac{0,25 \times 5,12}{222,71}$$
$$u_c = 5,9 \times 10^{-3} \text{ m}$$

#### 2.2.5. L'Epaisseur de béton projeté

$$e = \frac{2 \sigma_c \cdot R}{f_{bu}} + e' + e''$$

$$f_{bu} = f_{c28} \left( \frac{0,85}{\gamma_b} \right)$$

Avec :

$\gamma_b$  : poids volumique,  $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$ ;

$f_{c28}$  : résistance à la compression dans 28 jours,  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ;

$2 \text{ cm} \leq e' \leq 4 \text{ cm}$ , on prend :  $e' = 4 \text{ cm}$  ;

$e''$  : avant de mise en place de béton projeté on fait une couche de 3cm pour régler la forme de la voûte (couche de légalisation).

Donc :

$$e = 22 \text{ cm.}$$

#### 2.2.6. La raideur du béton projeté

$$K_b = \frac{E_b \cdot e}{R (1-\nu^2)}$$

Donc :

$$K_b = \frac{10000 \times 0,22 \times 10^{-3}}{5,12 (1-(0,2)^2)}$$
$$K_b = 0,45 \text{ MPa}$$

#### 2.2.7. Pression maximale de béton projeté

$$\sigma_{bmax} = \frac{f_{bu} \cdot e}{R}$$

Donc :

$$\sigma_{bmax} = \frac{13,96 \times 0,22}{5,12}$$
$$\sigma_{bmax} = 0,62 \text{ MPa}$$

### 2.2.8. Déplacement du béton

$$U_b = \frac{\sigma_{bmax} \cdot R}{K_b}$$

Donc :

$$U_b = \frac{0,62 \times 5,12 \times 10^{-3}}{0,45}$$

$$U_b = 7 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Le tableau 4 représente les caractéristiques du béton projeté C25/30.

Tableau 4. Caractéristiques du béton projeté C25/30.

| Béton projeté C25/30                    |       |
|-----------------------------------------|-------|
| La raideur Kb (Mpa)                     | 0,45  |
| Pression maximale $\sigma_{bmax}$ (Mpa) | 0,60  |
| Coefficient de Poisson v                | 0,2   |
| L'épaisseur e (m)                       | 0,22  |
| Le module d'élasticité E(Mpa)           | 10000 |

### 2.2.9. Pression maximal de soutènement (béton + Cintre)

$$P_{max} = \sigma_{cmax} + \sigma_{bmax}$$

Donc :

$$P_{max} = (0.25 + 0.6) \times 10^3$$

$$P_{max} = 850 \text{ KPa}$$

$$P_{max} > \sigma_0$$

Le tableau 5 représente la pression maximal de soutènement.

Tableau 5. Pression maximal de soutènement.

| Pression maximal de soutènement |         |
|---------------------------------|---------|
| $\sigma_{cmax}$ (cintre)        | 250 KPa |
| $\sigma_{bmax}$ (béton)         | 600 KPa |
| $P_{max}$ (cintre + béton)      | 850 KPa |

### 2.2.10. Déplacement du soutènement (cintre +béton projeté)

$$U_{c+b} = \frac{(\sigma_{cmax} + \sigma_{bmax})R}{K_b + K_c}$$

$$U_c (\text{cintre}) = 5,85 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$U_b (\text{béton}) = 7,00 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Donc :

$$U_{c+b} = \frac{(5,85+7)5,12 \times 10^{-3}}{0,45+0,22}$$

$$U_{c+b} = 6,32 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

Le tableau 6 représente le déplacement de soutènement.

Tableau 6. Déplacement de soutènement.

| Déplacement de soutènement |                                 |
|----------------------------|---------------------------------|
| $U_c$ (cintre)             | $5,85 \times 10^{-3} \text{ m}$ |
| $U_b$ (béton)              | $7,00 \times 10^{-3} \text{ m}$ |
| $U_{c+b}$ (cintre + béton) | $6,32 \times 10^{-3} \text{ m}$ |

### 2.2.11. Déplacement final du soutènement

$$U = U_{c+b} + U_{S0}$$

$$U = 9,32 \times 10^{-3} \text{ m}$$

La figure 3 représente la courbe de confinement.

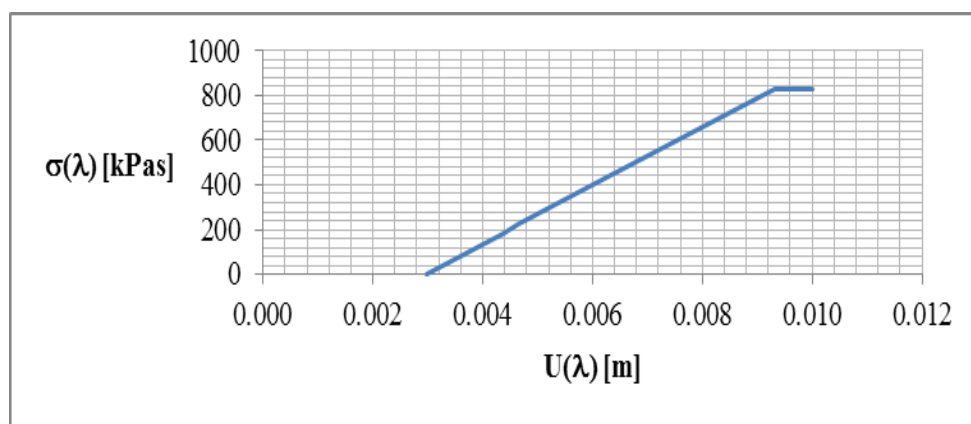


Fig3. La courbe de confinement.

La figure 4 représente la courbe convergence-confinement et le point d'équilibre obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergence et de confinement.

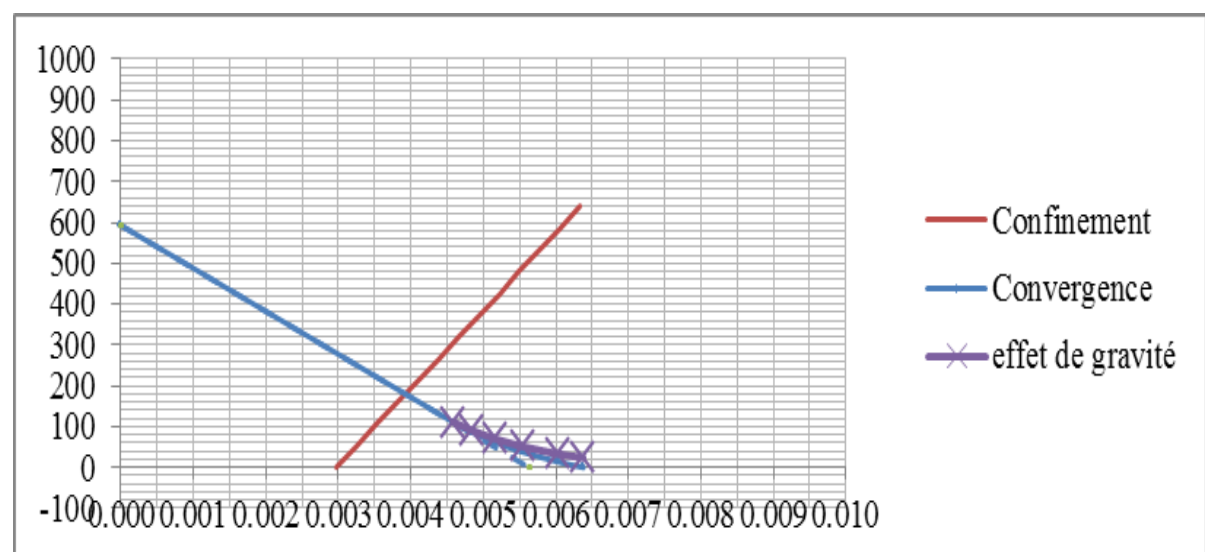


Fig.4. La courbe convergence-confinement.

Le point d'équilibre obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergence et de confinement :

$$P_s = \frac{K_s(1-\lambda_{s0}) \sigma_0}{(K_s+2G)}$$

Donc :

$$U_{eq} = 4,2 \times 10^{-3} \text{ m}$$
$$\sigma_{eq} = 161 \text{ kN/m}^2$$

### 3. Validation du soutènement par la méthode des éléments finis

#### 3.1. Introduction

Les résultats obtenus par les méthodes empiriques restent très vagues en ce qui concerne le dimensionnement des solutions, leur utilisation devra être envisagée comme un processus de pré-dimensionnement qui devra être validé et complété par des recours à des analyses numériques poussées. Pour la réalisation de ces analyses, on recourra au logiciel PLAXIS <sup>2D</sup>, Le modèle constitutif choisi pour modéliser le comportement de ces formations est celui de MOHR-COULOMB (BOUDJELLAL et al 2017). Celui-ci comprend un comportement élastique parfaitement plastique, il présente comme avantage majeur le fait d'être le modèle le plus communément utilisé dans la simulation d'ouvrages géotechniques, ce qui permet à l'utilisateur expérimenté une plus grande aisance dans l'interprétation de son comportement, le massif sera discrétisé en ayant recours à des éléments triangulaires de 15 points.

L'objectif principal de cette étude est d'évaluer l'interaction sols-structure lors du creusement de tunnel par la méthode NATM dans une simulation numérique bidimensionnelle de creusement de tunnel (VYDROVA, 2015). Afin d'aboutir à ce résultat, des simulations numériques bidimensionnelles ont été menées en parallèle (ELHOUARI et al, 2011). Le code de calcul, qui a été utilisé pour cette analyse est PLAXIS <sup>2D</sup> (PLAXIS, 2010 et 2018).

#### 3.2. Simulation numérique (PK -0+625)

##### 3.2.1. Caractéristiques du soutènement provisoire du type S3

Le soutènement à appliquer autour de la section consiste en des cintres HEB160, éloignés de 1,0 m, associés à 25 cm de béton projeté comprenant un treillis électro soudé (1,96 cm<sup>2</sup>/m).

L'application subséquente d'une couche de 3 cm de béton projeté servira à régulariser la surface, conférant une épaisseur totale de béton projeté de 28 cm.

##### 3.2.1.1. Béton projeté

- Poids volumique :  $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ ;
- Module d'Young :  $E_0 = E_\infty = 10\,000 \text{ MPa}$ ;
- Coefficient de poisson :  $\nu = 0,2$ ;
- L'épaisseur du béton :  $e = 0,28 \text{ m}$ .

$$A = 0,28 \times 1 = 0,28 \text{ m}^2$$

$$E_b A_b = 2,8 \times 10^6 \text{ KN/m}$$

$$E_b I_b = E_b A^3 / 12$$

$$E_b I_b = 10^7 \times 0,28^3 / 12$$

$$E_b I_b = 1,8293 \times 10^4 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

Le tableau 7 représente les caractéristiques du béton à introduire.

Tableau 7. Caractéristiques du béton à introduire.

| Béton projeté | E (MPa) | A (m <sup>2</sup> ) | I (m <sup>4</sup> )   | d | EA(KN/m)            | EI (KN.m <sup>2</sup> /m) |
|---------------|---------|---------------------|-----------------------|---|---------------------|---------------------------|
|               | 10 000  | 0,28                | 1,82×10 <sup>-3</sup> | 1 | 2,8×10 <sup>6</sup> | 1,8293×10 <sup>4</sup>    |

Le tableau 8 représente les caractéristiques du cintre HEB 160.

Tableau 8. Caractéristiques du cintre HEB 160.

| Cintre HEB 160 | e (m) | A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> ) | I <sub>c</sub> (m <sup>4</sup> ) | E <sub>c</sub> (GPa) | E <sub>c</sub> A <sub>c</sub> (KN/m) | EI (KN.m <sup>2</sup> /m) |
|----------------|-------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------|--------------------------------------|---------------------------|
|                | 1     | 0.00543                          | 0.005696×10 <sup>-5</sup>        | 210                  | 1,14×10 <sup>6</sup>                 | 5,233×10 <sup>3</sup>     |

### 3.2.1.2. Combinaison (béton projeté+ cintre HEB160)

Le tableau 9 représente les caractéristiques de la superstructure d'après la combinaison (béton projeté+ cintre HEB160).

Tableau 9. Caractéristiques de la superstructure d'après la combinaison (béton projeté+ cintre HEB160).

| Paramètre              | Nom           | Valeur                                   |
|------------------------|---------------|------------------------------------------|
| Type de comportement   | Material Type | Elastic                                  |
| Rigidité normale       | EA            | 1,38×10 <sup>7</sup> kN/m                |
| Rigidité de flexion    | EI            | 2.35×10 <sup>4</sup> kNm <sup>2</sup> /m |
| Epaisseur équivalente  | d             | 0.143 m                                  |
| Coefficient de poisson | ν             | 0.2                                      |

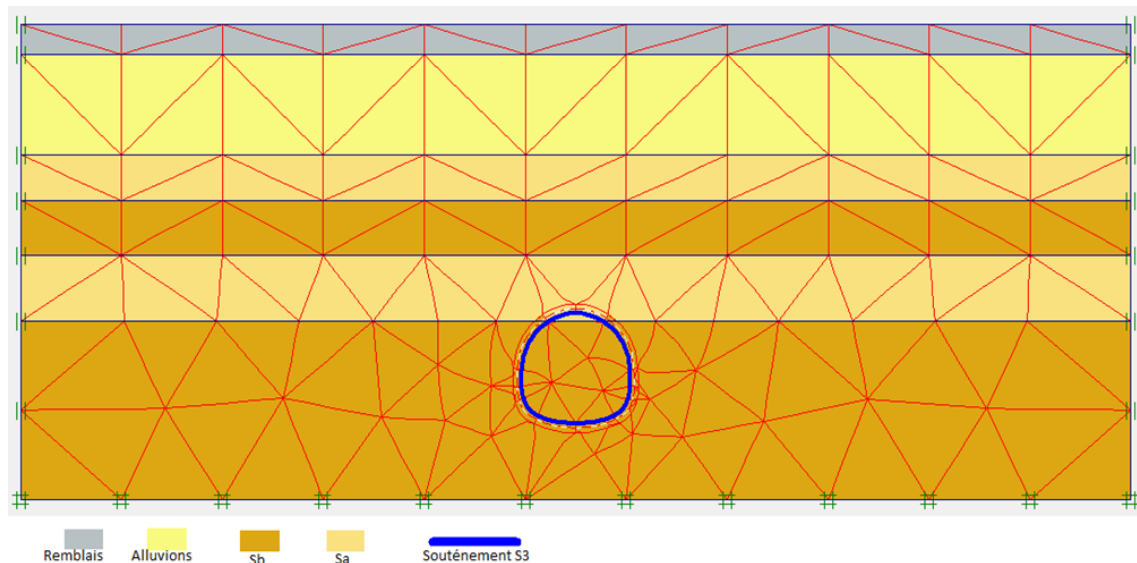
### 3.2.1.3. Conception du modèle

Les paramètres géotechniques des différentes classes rocheuses sont ceux définis antérieurement dans le chapitre 2.

Pour notre modèle les conditions de frontière Seront définies comme les fixations typiques pour ce type de problème, c'est-à-dire les déplacements horizontaux entravés aux extrémités latérales du modèle et les déplacements verticaux et horizontaux empêchés à la base du modèle. Les frontières du modèle seront définies avec un éloignement suffisant de la zone concernée par le tunnel, de sorte que l'effet de ces dernières ne soit pas ressenti dans le comportement du modèle.

Les éléments enfilages, ne sont pas pris en compte dans les modèles de calcul développés pour le pré-dimensionnement du soutènement en avant-projet.

On considère que ces éléments ne sont pas passibles d'un dimensionnement suffisamment proche de la réalité et qu'ils travaillent comme une protection du toit lors des phases d'excavation et d'installation des cintres métalliques. La figure 5 montre la géométrie et maillage des éléments pris en compte dans le modèle.



*Fig.5. Géométrie et maillage des éléments pris en compte dans le modèle.*

#### **3.2.1.4. Phasage exécutif**

**Phase 0 :** Génération de l'état de contrainte initial au travers du chargement de la pesanteur;

**Phase 1:** Excavation de la demi-section supérieure, avec un coefficient de déconfinement 40%;

**Phase 2 :** Installation du soutènement en béton projeté de la demi-section supérieure;

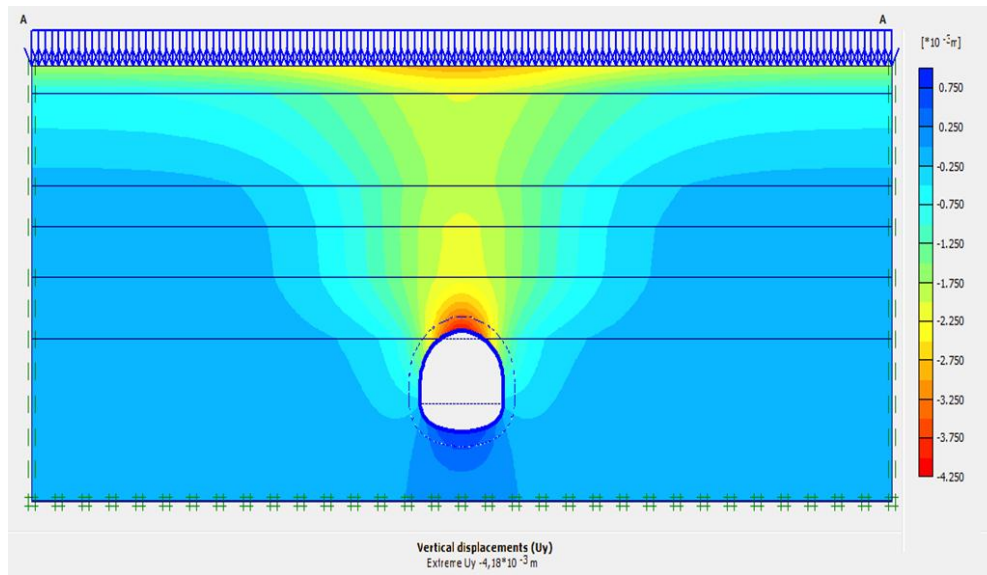
**Phase 4 :** Excavation du stross avec un coefficient de déconfinement 60%;

**Phase 5 :** Exécution du radier définitif.

### **3.3. Résultats obtenus**

#### **3.3.1. Les déplacements verticaux (Champ des déplacements verticaux)**

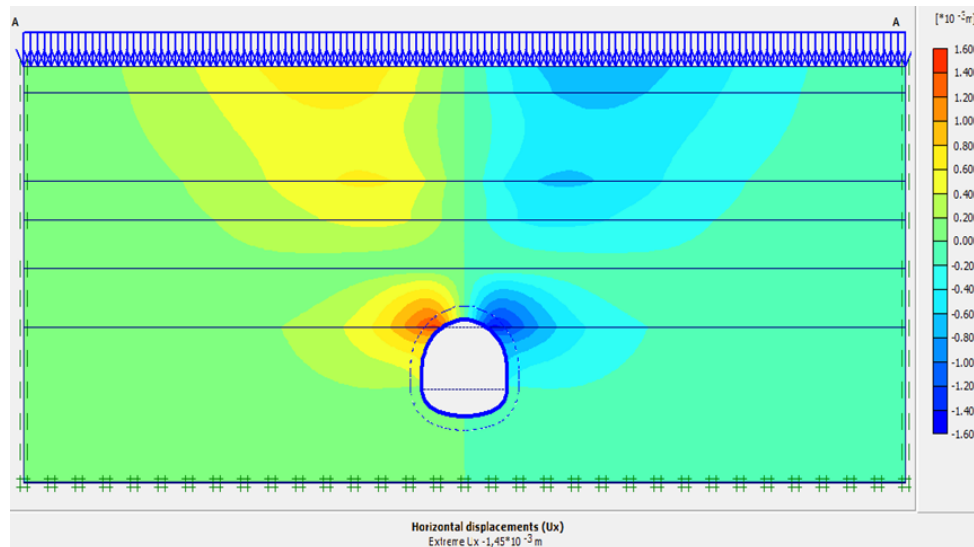
On observe dans la figure suivante le champ des déplacements verticaux obtenu dans l'ultime phase de calcul environ  $4,18.10^{-3}$  m au niveau de la clé de voute, à partir duquel on peut prévoir l'occurrence d'affaissement réduit en surface, de l'ordre de  $2,7.10^{-3}$  m avec un soulèvement du radier de  $0,75.10^{-3}$  m.



*Fig. 6. Déplacement vertical en 2D.*

### 3.3.2. Les déplacements horizontaux (Champ des déplacements horizontaux)

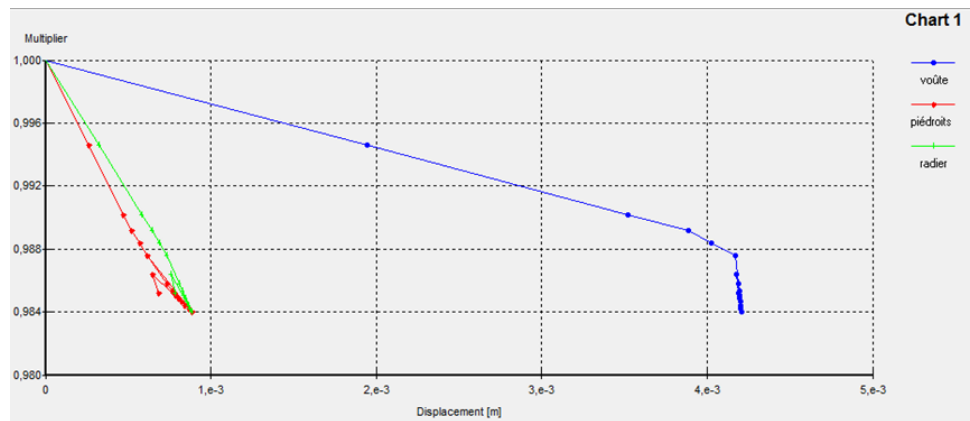
La figure 7 représente le champ des déplacements horizontaux dans le sens (X-X) avec un déplacement maximal de l'ordre de  $1,45 \cdot 10^{-3}$  m.



*Fig.7. Déplacement horizontal en 2D.*

### 3.3.3. Les déformations au niveau de la voûte, du radier et des piédroits

La figure 8 représente les déformations aux niveaux de la voûte, du radier et des piédroits.



**Fig.8.** Les déformations au niveau de la voûte, du radier et des piédroits.

#### 4. Conclusion

A travers les résultats obtenus on peut dire que la méthode convergence-confinement approuve la combinaison de soutènement provisoire proposée par les méthodes empiriques (cintre avec un espacement de 0,75 à 1m + béton projeté d'une épaisseur entre 0,2 et 0,3m) pour un soutènement composé de cintre HEB160 avec un espacement de 1m et de béton projeté C25/30 d'une épaisseur de 0.22 m, pour limiter les déformations dans un taux acceptable et supporter les charges subissées en d'autres termes , cependant il faut noter que la méthode en question serre uniquement pour le pré dimensionnement c'est-à-dire pour un choix de l'ordre de grandeur ,la validation finale du soutènement nécessite l'application des méthodes des éléments finis.

A travers les résultats de la simulation au (PK-0+625) nous pouvons affirmer que le soutènement jugé par la méthode de classification empirique(cintre avec un espacement de 0,75 à 1m + béton projeté d'une épaisseur entre 0,2 et 0,3m) ajusté pour le soutènement du type S3 (cintre HEB 160 avec un espacement de 1m + béton projeté d'une épaisseur de 0,28m) utilisé au niveau du chantier remplit amplement sa fonction. Les efforts engendrés par le creusement sont contre carrés par le soutènement mise en place. Les convergences enregistrées au niveau du tunnel témoignent de la fiabilité de ce soutènement.

# **CHAPITRE 5**

## **ETUDE DES PHENOMENES RESULTANTS PAR LE CREUSEMENT D'UN TUNNEL.**

## **Partie 1: Mouvements engendrés par le creusement d'un tunnel.**

### **1. Introduction**

La construction des tunnels engendre des perturbations dans l'équilibre interne du massif environnant, créant ainsi des déformations et des déplacements du sol. Il en résulte des tassements plus ou moins significatifs qui peuvent affecter la stabilité des constructions voisines (bâtiments et ouvrages d'art). En site urbain ces désordres peuvent avoir des conséquences humaines et économiques inacceptables. L'importance de ces tassements est en relation étroite avec les conditions géologiques et hydrologiques, la profondeur de l'ouvrage souterrain et la méthode de réalisation retenue.

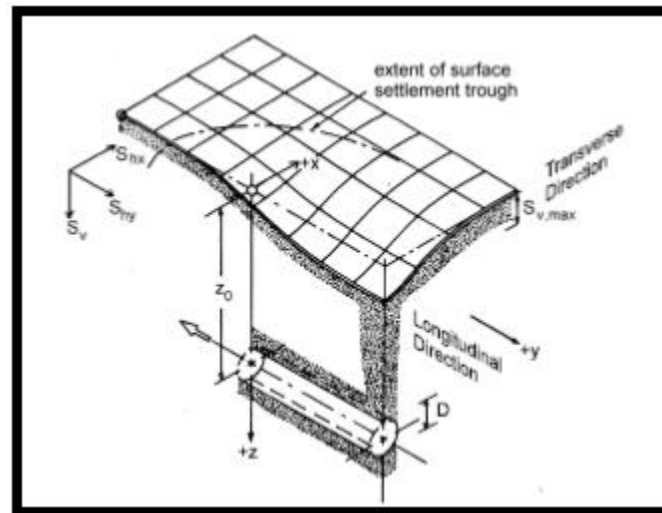
### **2. Description générale des mouvements de sol**

L'origine des tassements est complexe et, comme le précise LEBLAIS (1991) dans une recommandation du groupe de travail N° 16 de l'AFTES 1995, la relation entre les tassements générés en surface et la profondeur de l'ouvrage n'est pas simple à déterminer.

Les mouvements de surface apparaissent en fait comme liés à une série de phénomènes concomitants dans le court terme :

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

A cet ensemble de mouvements de sol correspond un volume de terrain perdu que l'on nomme  $V_0$ . En surface, on constate l'apparition d'une dépression appelée cuvette de tassement bien représentée par ATTEWELL (1987) et LEBLAIS et al (1995), peut causer des dommages importants aux ouvrages existants. qui progresse avec l'avancement du tunnel (figure1) et qui peut être reliée au volume de sol perdu  $V_0$ . Dans la littérature, le volume de terrain perdu au niveau du tunnel  $V_0$  est fréquemment désigné par  $V_s$ .



**Fig.1.** Cuvette de tassement en 3D.

### 3. Méthodes de prédictions du tassement

Trois approches ont été proposées par PRIEST et HUDSON (1976) permettant d'estimer et de prédire les mouvements dans le sol engendrés par la construction du tunnel :

- Méthode empirique ou semi-empiriques : basées sur de nombreuses mesures détaillées (chantiers réels, modèles réduits);
- Méthode analytique : qui utilise les formulations analytiques basées sur les équations de la mécanique. Ces approches nécessitent généralement de nombreuses hypothèses simplificatrices;
- Méthode numérique : cette approche permet de calculer le champ de déplacements et de contraintes dans le massif en autorisant la simulation des phases de creusement et la prise en compte de lois de comportement de sol élaborées et de conditions aux limites .

#### 3.1. Méthodes empiriques ou semi-empiriques

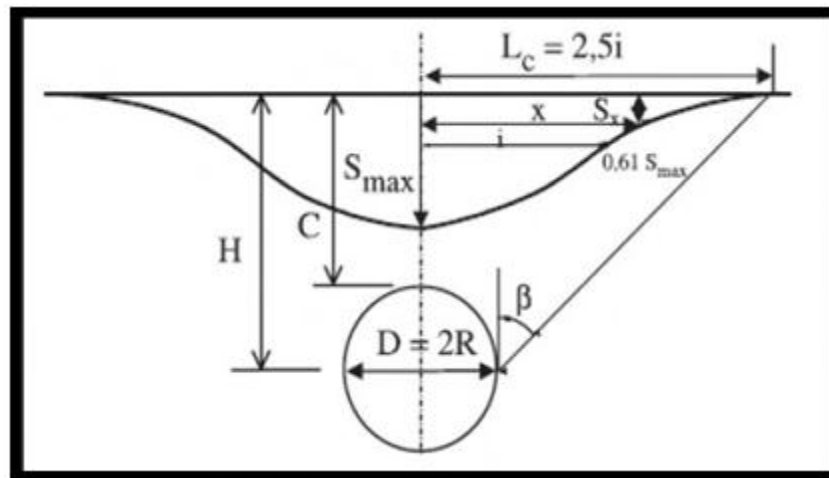
Ces méthodes, en général, visent à estimer principalement les tassements en surface à partir d'un faible nombre de paramètres, tels que la profondeur du tunnel, son diamètre, la nature du massif et la perte de volume ou la convergence engendrée par l'excavation.

##### 3.1.1. Tassement dans le profil en travers

Une base de données importante de mesures de tassements est disponible dans la littérature (SCHMIDT 1969, PECK 1969, ATTEWELL 1977, CLOUGH et SCHMIDT 1981, O'REILLY et NEW 1982, RANKIN 1988). Ces mesures ont montré que la distribution transversale des tassements en surface de tunnel peut bien être modélisée par une courbe de Gauss. La formulation analytique du tassement est la suivante :

$$S(x) = S_{max} \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right)$$

Dans cette expression,  $x$  représente la distance du point considéré à l'axe du creusement,  $S_{\max}$  est le tassement maximal et  $i$  est l'abscisse du point d'inflexion de la cuvette (DAIS 1999, SELBY 1988, NEW et O'REILLY 1991) (figure 2).

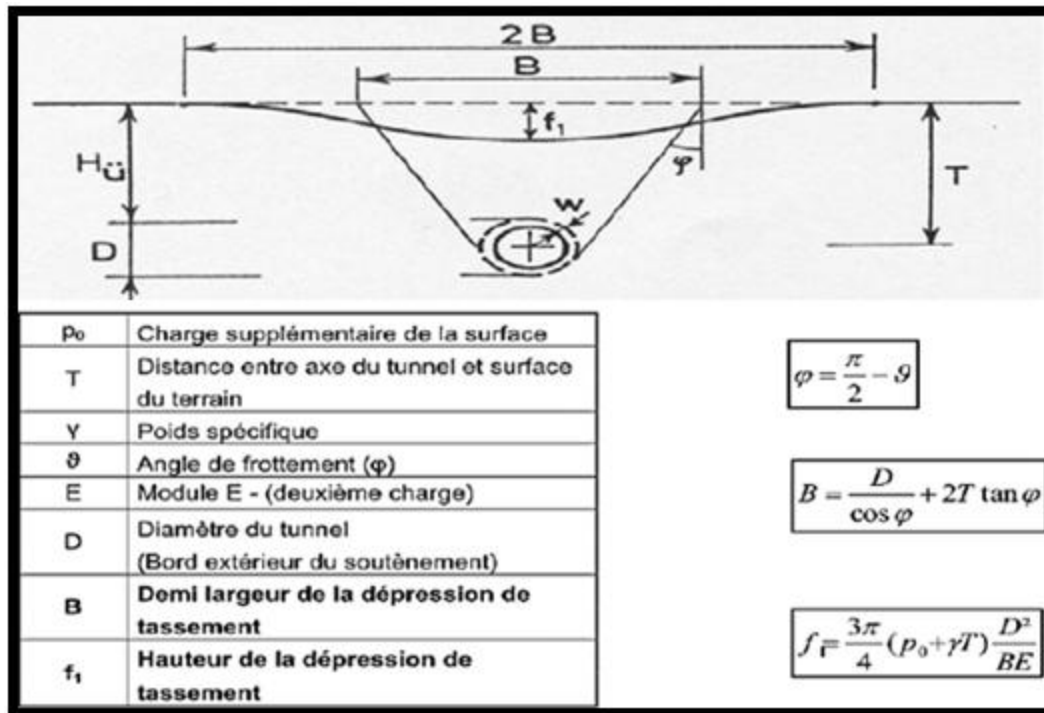


**Fig.2.** Loi normalisée pour représenter la distribution transversale des tassements (PECK 1969).

La cuvette de tassement est caractérisée par les expressions suivantes :

- La demi largeur :  $L_c = 2,5i$ ;
- $S(x)$  tassement vertical à l'abscisse  $x$ ;
- $S_{\max}$  : est le tassement maximal;
- $R$  : rayon de tunnel;
- $H$  : Hauteur entre la surface de terre et le centre de tunnel;
- $C$  : représente la distance entre la voûte de tunnel et la surface de terrain;
- $V_s$  : c'est le volume de la cuvette de tassement en surface.

On peut estimer la valeur de  $S_{\max}$  à partir des caractéristiques du sol on introduisant la pression de la charge supplémentaire sur la surface (la figure 3 montre le tassement dans les tunnels selon la théorie de HERZOG).



**Fig.3. Tassement dans les tunnels selon HERZOG.**

L'estimation des paramètres  $S_{\max}$  et  $i$  est basée sur des observations faites sur un grand nombre d'ouvrages réels.

- **Estimation de «  $i$  »**

Pour estimer le  $i$  empiriquement, le tableau 1 présente quelques formules qu'on trouve dans la littérature dont :

$D$  : diamètre du tunnel

$H$  : hauteur de la couverture du sol.

*Tableau 1. Estimation de «  $i$  » à partir des relations empiriques.*

|                          |                                                                  |                         |
|--------------------------|------------------------------------------------------------------|-------------------------|
| ATTEWELL (1977)          | $i = 0,5 H$                                                      | Argiles                 |
| CLOUGH et SCHMIDT (1981) | $i = 0,5 H^{0.8} D^{1.2}$                                        | Argiles                 |
| O'REILLY (1982)          | $i = 0,25 H$ ou<br>$i = 0,28 H - 0,1$                            | sols granulaires        |
|                          | $i = 0,5 H$ ou $i = 0,43 H + 1,1$                                | sols argileux           |
| SCHANZ et al (1999)      | $i = 0.75 H^{0.8} D$ ou $i = 0.5 H$<br>$i = 0.5 H^{0.7} D^{0.3}$ | Argile sable et gravier |

- **Estimation de  $S_{\max}$**

Le tassement maximum  $S_{\max}$  a été également déterminé en fonction des données expérimentales (SAGASETA et MOYA 1980, FARMER 1977, POUPELLOZ 1984, DESCOEUDRES 1979). En outre, OTEO et SAGASETA (1982), ATKINSON (1977), CLOUGH et SCHMIDT (1977) ont mis en corrélation le tassement maximum en surface avec celui en clé du tunnel. On renvoie à nouveau au mémoire

de DIAS (1999) pour un récapitulatif complet de ces formules et des coefficients correspondants. Le tableau 2 résume les différentes formules  $S_{max}$ .

Tableau 2. Estimation de «  $S_{max}$  » à partir des relations empiriques.

| Auteurs                          | Formule proposée                                                                     | Remarques                                                                                                                                                                   |
|----------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| FARMER (1977)<br>ATTEWELL (1977) | $S_{max} = \frac{D}{1000} \left( \frac{kD}{H} \right)^{\frac{1}{n}}$                 | k voisin de 10 et n de 0,67                                                                                                                                                 |
| SAGASETA (1980)                  | $S_{max} = \frac{\gamma D^2}{E} (0,85 - \nu)$                                        | E : module d'Young<br>$\nu$ : coefficient de Poisson<br>$\gamma$ : poids volumique du sol                                                                                   |
| MAIR et al (1993)                | $S_{max} = 0,313 \frac{V_l D^2}{0,5H}$<br>Ou<br>$S_{max} = \frac{V_s}{i\sqrt{2\pi}}$ | Où<br>$V_l = \frac{4V_s}{\pi D^2}$ la perte de volume en % de volume excavé du tunnel Vs c'est le volume de la cuvette de tassement en surface par mètre linéaire de tunnel |
| AFTES (1995)                     | $S_{max} = k \lambda \frac{\lambda R^2}{E}$                                          | k dépend de l'état de contraintes dans le sol et de sa nature ( $k \approx 2$ )<br>$\lambda$ taux de déconfinement                                                          |

Souvent ces formules empiriques sont trop simplificatrices et donnent ainsi une valeur supérieure à la valeur mesurée. De plus elles ne sont valables qu'à court terme et surtout ne tiennent pas compte de la technique de creusement.

### 3.1.2. Mouvements horizontaux

L'évaluation des mouvements horizontaux du terrain est également basée sur le calcul approximatif des tassements, en considérant que la valeur maximale s'est produite au point d'inflexion de la courbe de GAUSS des tassements.

$$U_y = \delta_y \left[ \frac{y}{H} \right]$$

$U_y$  : mouvement horizontal d'un point du terrain à distance y de l'axe du tunnel;

$\delta_y$  : tassement du point à la distance y de l'axe du tunnel;

y : distance horizontal au l'axe vertical du tunnel;

H : profondeur de l'axe horizontal du tunnel.

### 3.1.3. Relation entre le déplacement en clef de tunnel et le tassement en surface

Le tassement maximum  $S_{max}$  à la surface du sol est plus petit que celui au point supérieur du tunnel appelé  $S_{clé}$ . On constate donc un amortissement du déplacement entre la clé du tunnel et la surface du sol qui s'exprime par le rapport d'amortissement  $\frac{S_{max}}{S_{clé}}$ . Le C.E.T.U propose une formule linéaire de :

$$\frac{S_{max}}{S_{clé}} = k \left( \frac{R}{H} \right)$$

Où:

R, H rayon initial et profondeur du tunnel.

K est la constante d'amortissement :

$$0,1 < \frac{R}{H} < 0,25 \quad k = 3$$

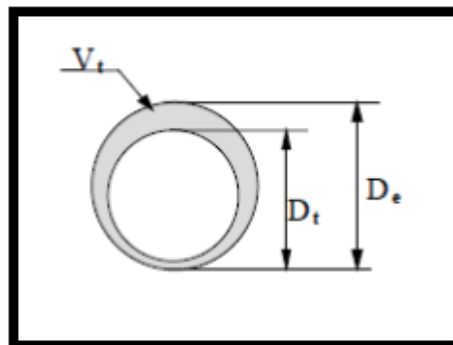
$$0,33 < \frac{R}{H} < 0,5 \quad k = 2$$

La formule hyperbolique traduit très correctement les résultats expérimentaux réalisés sur les rouleaux de SCHNEEBELI avec : a = 0,2 et b = 0,8 (C.E.T.U).

$$\frac{S_{max}}{S_{clé}} = \frac{\frac{R}{H}}{a + b \frac{R}{H}}$$

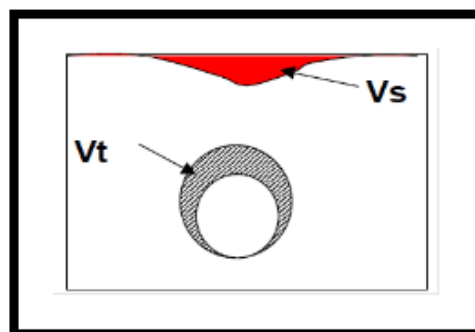
### 3.1.4. Perte de volume

Après excavation, les parois de la cavité se déforment et le sol a tendance de se déplacer vers le tunnel (Perte de volume). Ou  $V_t$  représente la différence entre le volume initial et le volume de sol après déformation (figure 4). La perte de volume dépend de plusieurs paramètres ; type de sol, présence d'eau, méthode de construction, rythme d'avancement du tunnel etc.



**Fig.4.** Schéma de perte de volume de sol autour du tunnel.

La figure 5 représente le mouvement du sol.



**Fig.5.** Mouvement du sol.

Les tassements dans le plan transversal définissent le volume, noté  $V_s$  ou (volume de tassement). Ce volume comprend l'aire entre la surface du massif dans l'état initial et la surface déformée. D'après la formule de PECK (1969) le volume de la cuvette peut être déterminé par :

$$V_s = 2,5 S_{\max} i$$

Pour estimer la perte de volume nous avons utilisé la formule suivante :

$$V_t = \frac{\pi}{4} (D_e^2 - D_t^2)$$

Le volume  $V_s$  peut être relié au volume de sol perdu au niveau du tunnel  $V_t$  par les propositions suivantes le tableau 3 :

Tableau 3. Relations empiriques permettant l'estimation de  $V_s/V_t$ .

| Auteurs                                      | Expression proposées                                                                                          |
|----------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| ATTKINSON et POTTS (1977)                    | $\frac{V_s}{V_t} = 2 \sqrt{\frac{2}{\pi}} \left( \frac{i}{D} \right) \left( \frac{S_{\max}}{S_{clé}} \right)$ |
| Laboratoire de l'EPFL (cité par BERNAT 1996) | $\frac{V_s}{V_t} = 0,009 \left( \frac{i}{D} \right) \left( \frac{H}{D} - 0,6 \right)$                         |

Le rapport  $\frac{V_s}{V_t}$  permet de savoir quel type du sol nous étudions.

- Si  $\frac{V_s}{V_t} < 1$  alors le sol est dilatant.
- Si  $\frac{V_s}{V_t} > 1$  alors le sol est contractant (ORTIGAO 1996).

### 3.2. Méthode analytique

Cette méthode se base sur l'étude de façon analytique des déplacements dans un massif du sol pendant l'excavation. Celles-ci reposent sur les principes généraux de la mécanique ainsi que sur des hypothèses fortes, concernant la géométrie du problème (tunnel circulaire d'axe horizontal à grande profondeur), la stratigraphie (une seule couche homogène), la loi de comportement (TRESKA ou MOHR-COULOMB) et l'état initial de contraintes (sol non pesant, isotrope et homogène). Par ailleurs, les formules sont exprimées dans le plan et dans le cadre d'analyse en petites déformations. Ces hypothèses représentent une des faiblesses majeures de ces méthodes.

### 3.3. Méthodes numériques non empiriques

Actuellement les méthodes numériques deviennent un moyen très courant pour étudier les ouvrages souterrains. Elles sont basées sur la discrétisation du problème en éléments et sur un modèle de comportement. Ces méthodes permettent de calculer le champ de déplacements et de contraintes en tout point du massif et de prendre en compte divers facteurs :

- hétérogénéité des terrains;
- état mécanique et hydraulique initial;
- dimension et profondeur de l'ouvrage creusé;

- technique d'exécution adoptée et succession des étapes de construction;
- comportement non linéaire du sol et du soutènement;
- géométrie complexe.

Les codes de calculs les plus utilisés dans le domaine de la géotechnique sont basés sur des éléments finis ou sur des différences finies. On pourra citer comme exemple le code de calcul qui sont actuellement utilisés dans des centres de recherche :

Le code de calcul PLAXIS.

#### 4. Application numérique

Le calcul des tassements concerne principalement les tunnels réalisés à faible profondeur, en site urbain. Les méthodes de calcul reposent sur la constatation, que le profil transversal de tassement engendré en surface par le creusement d'un tunnel est assez bien représenté par une courbe de Gauss inversée (PECK, 1969). Il peut donc être entièrement caractérisé par la valeur  $S_{\max}$  du tassement maximal observé au-dessus de l'axe de l'ouvrage et la distance  $i$  du point d'inflexion de la courbe de Gauss au plan médian.

##### 4.1. Calcul de tassement de surface

Le PK 0+11 est situé au-dessous d'une villa. Pour cette raison nous avons introduit une charge supplémentaire  $P_0$  engendrée par la villa.

##### 4.1.1. Première méthode (Théorie de tassements selon HERZOG)

Le tableau 4 représente les paramètres du terrain.

Tableau 4. Les paramètres du terrain.

|                                  |       |
|----------------------------------|-------|
| $P_0$ [kN/m <sup>2</sup> ]       | 20    |
| $T$ [m]                          | 12,81 |
| $H_u$ [m]                        | 7,8   |
| $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]    | 20    |
| $\theta$ [°] angle de frottement | 30    |
| $E$ [MN/m <sup>2</sup> ]         | 42,5  |
| $D$ [m]                          | 9,42  |
| $\varphi$ [°]                    | 60    |
| $B$ [m]                          | 64,87 |
| $f_1$ [mm]                       | 21,66 |

$$B = \frac{D}{\cos\varphi} + 2.T.\tan\varphi$$

Donc :

$$B = \frac{9,42}{\cos 60} + 2 \times 12,81 \times \tan 60$$

$$B = 63,22 \text{ m}$$

$$f_1 = \frac{3\pi}{4} (P_0 + \gamma \times T) \frac{D^2}{B.E}$$

Donc :

$$f_1 = \frac{3\pi}{4} (20 + 20 \times 12,81) \frac{9,42^2}{63,22 \times 42,5 \times 10^3}$$

$$f_1 = 21,48 \times 10^{-3} \text{ m}$$

#### 4.1.2. Deuxième méthode SAGASTA (1980)

Le tableau 5 représente les paramètres du terrain

Tableau 5. Les paramètres du terrain.

|                               |                        |
|-------------------------------|------------------------|
| $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ] | 20                     |
| D [m]                         | 9,42                   |
| $\nu$                         | 0,3                    |
| E [MN/m <sup>2</sup> ]        | 42,5                   |
| $S_{\max}$ [m]                | $22,96 \times 10^{-3}$ |

$$S_{\max} = \frac{\gamma D^2}{E} (0,85 - \nu)$$

Donc :

$$S_{\max} = \frac{20 \times 9,42^2}{42,5 \times 10^3} (0,85 - 0,3)$$

$$S_{\max} = 22,96 \times 10^{-3} \text{ m}$$

- **Point d'inflexion ATTWELL (1977)**

Par ce que le type du sol est argileux, donc :

$$i = 0,5 \text{ H} = 3.9 \text{ m}$$

La figure 6 représente la cuvette de tassement.

- **Cuvette de tassement**

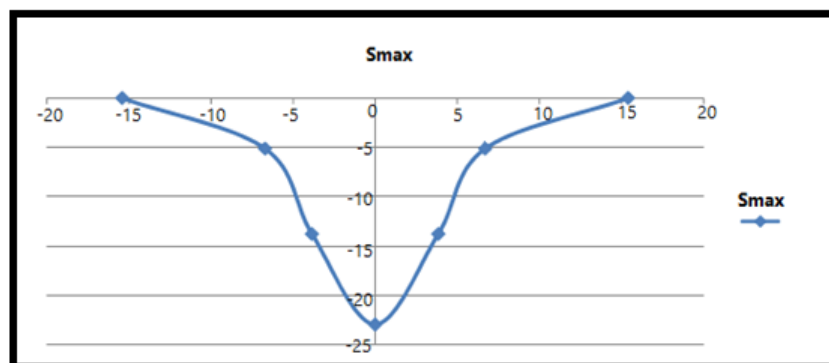


Fig.6. Cuvette de tassement.

- On utilise la formule ci-dessous pour voir la relation entre le tassement de surface et le tassement en clef de voûte :

$$\frac{S_{max}}{S_{clé}} = \frac{\frac{R}{H}}{a + b \frac{R}{H}}$$

Telle que : R= 4.71 m, H =7.8 m, a = 0,2 et b = 0,8 ;

Donc :

$$\frac{S_{max}}{S_{clé}} = \frac{\frac{4,71}{7,8}}{0,2 + 0,8 \frac{4,71}{7,8}}$$

$$\frac{S_{max}}{S_{clé}} = 0,88$$

$$S_{max} = 0,88 S_{clé}$$

- Le volume de la cuvette (D'après la formule de PECK (1969))

$$V_s = 2,5 S_{max} i$$

Donc :

$$V_s = 2,5 \times 22,96 \times 10^{-3} \times 3.9$$

$$V_s = 0,22 \text{ m}^3$$

D'après la formule empirique citée par BERNANT (1996), on peut estimer la relation entre  $V_s$  et  $V_t$  :

$$\frac{V_s}{V_t} = 0,009 \left( \frac{i}{D} \right) \left( \frac{H}{D} - 0,6 \right)$$

Donc :

$$\frac{V_s}{V_t} = 0,009 \left( \frac{3,9}{9,42} \right) \left( \frac{7,8}{9,42} - 0,6 \right)$$

$$\frac{V_s}{V_t} = 8,3 \times 10^{-4} < 1$$

Alors le sol est dilatant.

## 5. Conclusion

Pour rapprocher à la cuvette du tassement réelle décrite par une courbe de Gauss, il est bien d'utiliser des méthodes numériques (bidimensionnelle voire tridimensionnelle) qui permettent de présenter le massif de sol, le tunnel et les différentes phases de creusement et de soutènement mises en œuvre lors de sa construction. Cependant, ces méthodes n'en constituent pas moins une simplification du processus réel et demandent donc à être confrontées aux résultats des observations in situ.

**Partie 2 : Analyse des résultats numériques et confrontation avec les mesures in-situ (PK : 0+11,0+24) tronçon D9.**

**1. Introduction**

Le cinquième chapitre de cette thèse présente l'analyse en retour par modélisation numérique sur les mesures du chantier. Dans le but d'obtenir un modèle de référence, facilite la prévision des tassements de surface dans d'autres points kilométrique ayant les mêmes caractéristiques.

La modélisation se fait par le code PLAXIS bidimensionnel <sup>2D</sup> et tridimensionnel <sup>3D</sup>.

**2. Établissement d'un modèle de référence pour le métro d'Alger**

Cette partie présente la modélisation numérique (2D -3D) de point kilométrique (0+11, 0+24) qui se trouve dans le tronçon D9 (AIN NAAJA – BARAKI). Pour des raisons d'estimer l'interaction sol- structure et les mouvements de terrain engendré par le creusement de tunnel dans un milieu urbain.

Pour que le logiciel PLAXIS puisse faire les calculs correctement et complètement, on doit lui saisir toutes les données du projet suivantes :

**2.1. Modèle bidimensionnel 2D**

**2.1.1. Partie I : input**

**2.1.1.1. Hypothèses géométriques et géotechniques**

**A. Coupe géologique et géométrie de modèle**

La coupe géologique montre qu'on a trois couches de sol composant la géologie du site (figure 7) :

- Une couche de remblai en surface de 6,6 m de profondeur;
- Une couche de marne jaune d'EL Harrach de 10 m d'épaisseur;
- Enfin une couche de sable jaune avec passage de grès de 13,4 m d'épaisseur.

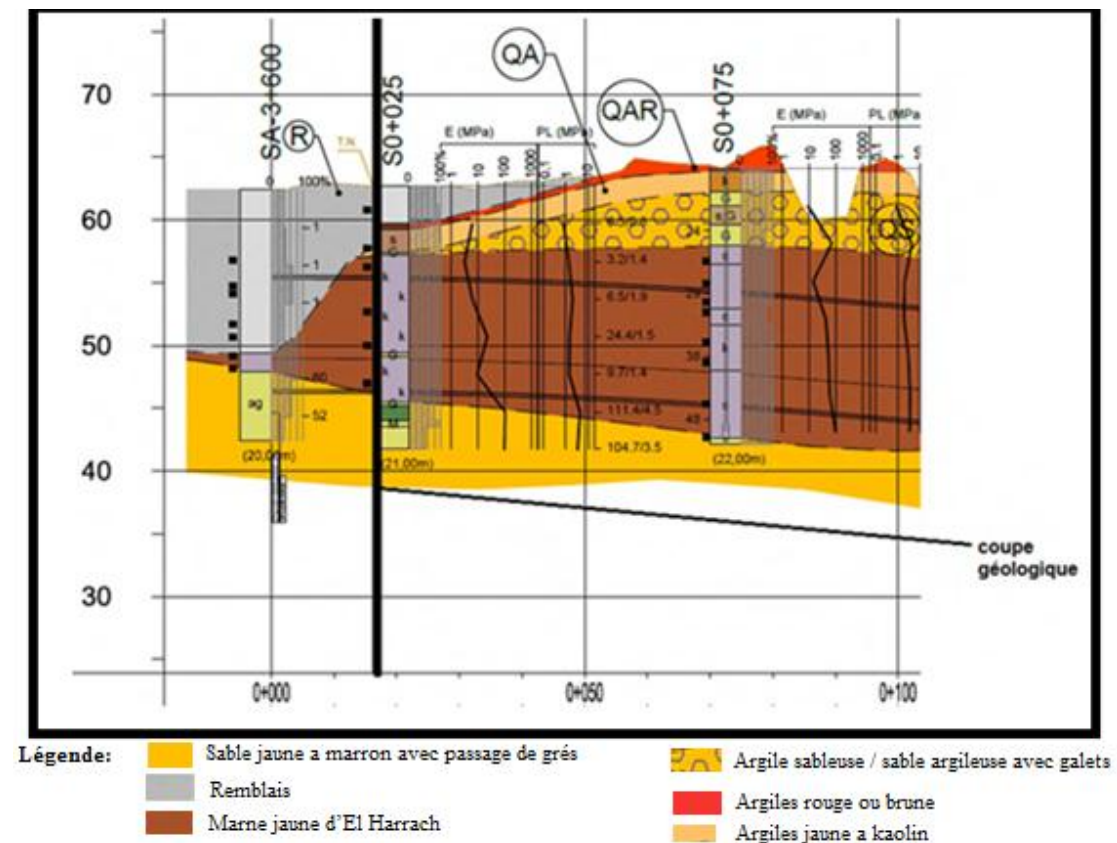


Fig. 7. Le profil géologique de tronçon D9.

## B. La géométrie du modèle

Le projet sera modélisé par un modèle géométrique plan (2D) de 50 m de largeur (X) sur 30 m de profondeur (Y). Ce modèle est présenté sur la figure ci-dessous.

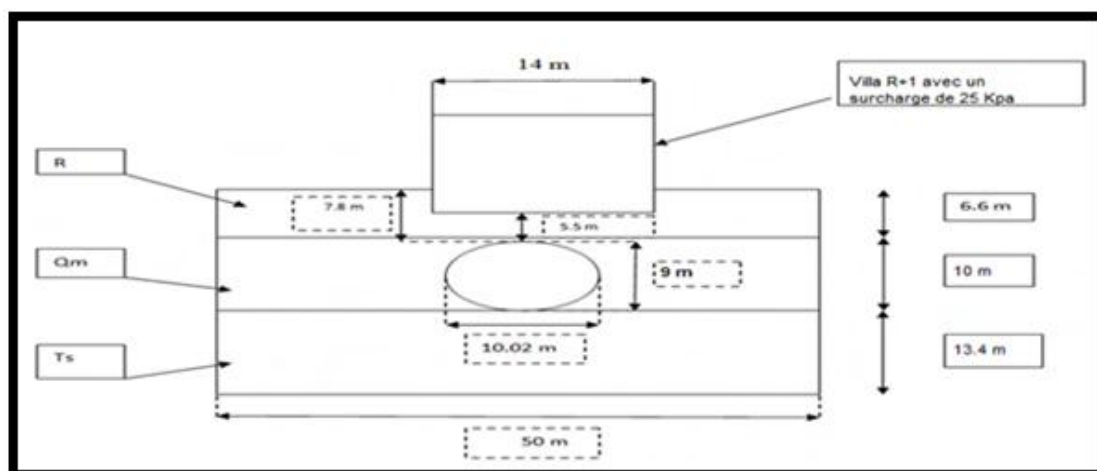
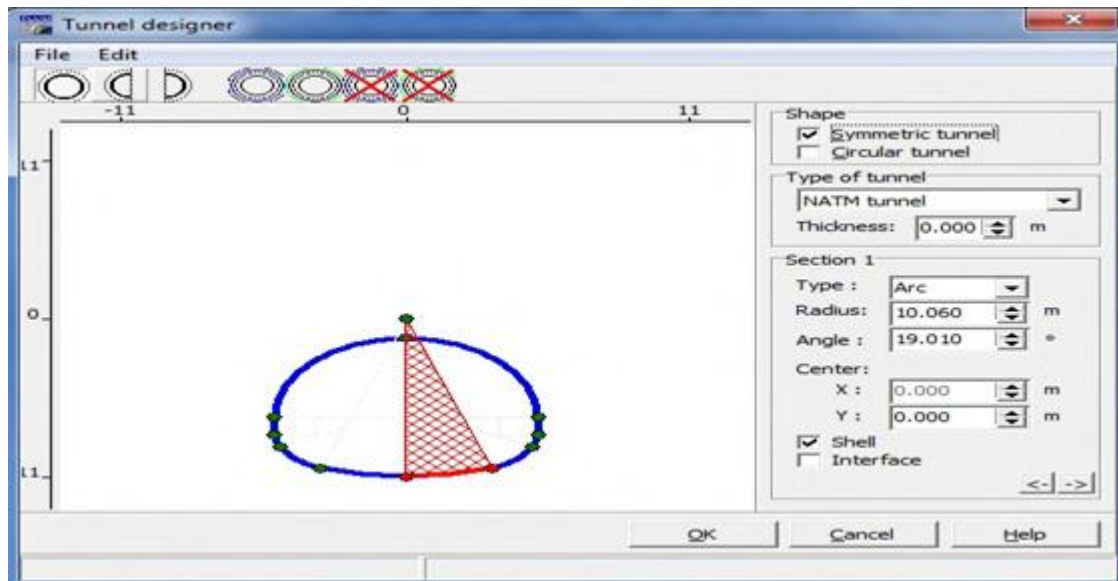


Fig. 8. Vue en coupe du projet.

## C. La géométrie du tunnel

A partir de la fenêtre ci-dessous, on introduire les caractéristiques géométriques du tunnel, telle que le type de tunnel est l' NATM.



*Fig. 9. Dimensions de tunnel.*

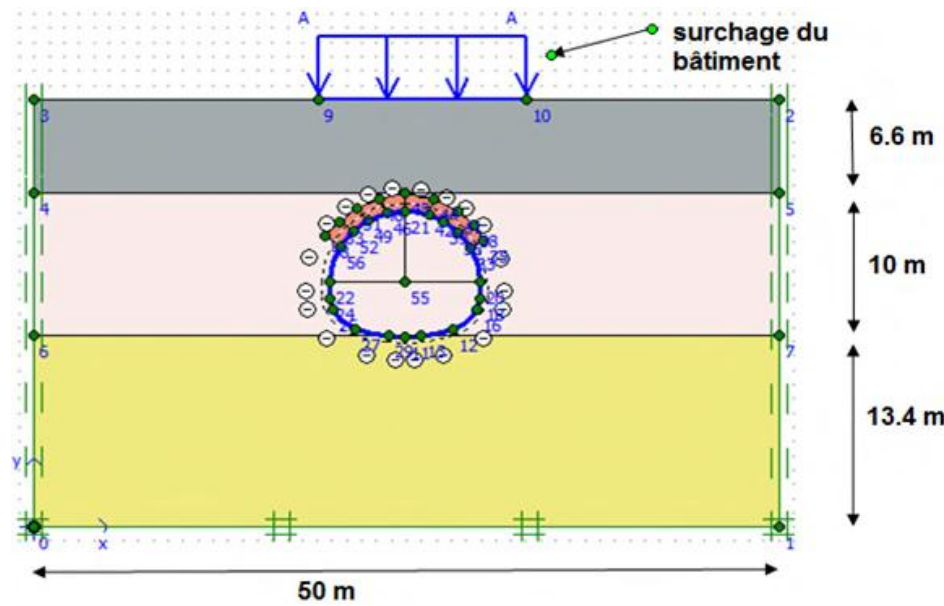
Le Tableau 6 représente les propriétés géométriques de la section de tunnel NATM.

*Tableau 6. Les propriétés géométriques de la section de tunnel NATM.*

| Section | Type de section | Longueur/rayon [m] | Angle [°] |
|---------|-----------------|--------------------|-----------|
| 1       | Ligne           | /                  | /         |
| 2       | Arc             | 2,72               | 44,56     |
| 3       | Arc             | 1,75               | 26,43     |
| 4       | Arc             | 10,06              | 19,01     |
| 5       | Ligne           | /                  | /         |
| 6       | Arc             | /                  | /         |
| 7       | Arc             | 5,01               | 90        |

- L'épaisseur du soutènement est 30cm (contient le béton projeté et les cintres métalliques HEB160);
- L'adhérence béton/sol est supposée parfaite;
- La couverture au-dessus de la voûte du tunnel vers la surface est de 7,8 m.

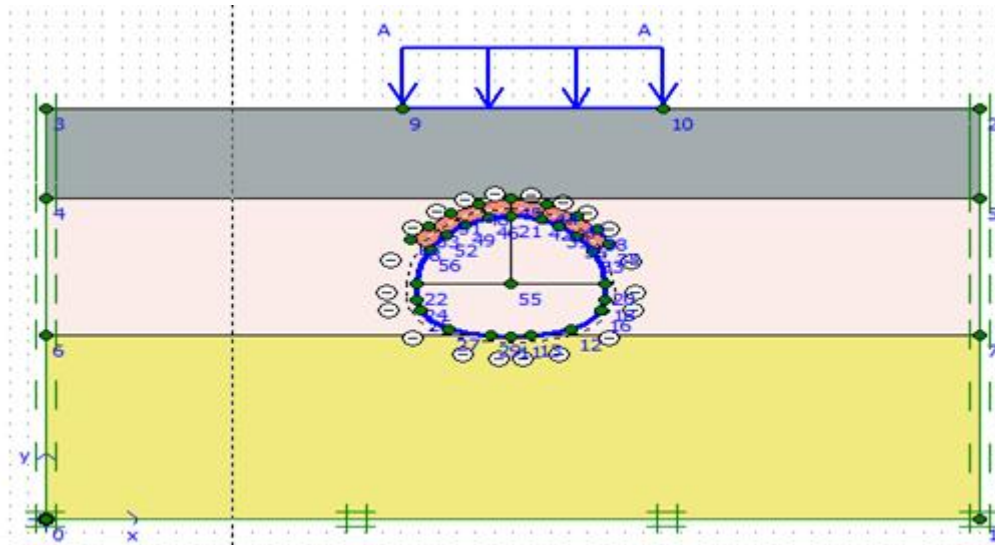
On présente la géométrie du modèle dans la figure ci-dessous faite par PLAXIS :



*Fig. 10. Modèle géométrique du projet.*

#### D. Conditions aux limites

On choisit les conditions aux limites par défaut, déplacements libres sur les deux cotés verticaux et bloqués au fond (figure 11).



*Fig.11. Les conditions aux limites suivant le plan (X, Y).*

#### E. Caractéristiques des matériaux

##### 1. Présentation des éléments structuraux utilisés

Un type d'élément structural, présent dans les codes PLAXIS, a été utilisé pour simuler le soutènement mis en place lors de l'excavation de tunnel.

## • Plaques

On a utilisé les plaques (éléments de structure) pour modéliser des structures placées dans le sol (les cintres et les boulons) et ayant une rigidité de flexion EI et une raideur normale EA significatives.

Leurs rigidités équivalentes ont été obtenues par homogénéisation en fonction, selon le cas, des épaisseurs de béton projeté, des types de cintres. Étant donné qu'il y a deux éléments (cintres et béton projeté), il est approprié d'utiliser une rigidité flexionnelle et normale équivalente. Le calcul de la rigidité flexionnelle et normale équivalente est comme suit :

$$EA_{eq} = (E_b \times A_b) + \left( \frac{E_{cint}}{E_b} - 1 \right) E_b \frac{A_{cint}}{d}$$

$$EI_{eq} = (E_b \times I_b) + \left( \frac{E_{cint}}{E_b} - 1 \right) E_b \frac{I_{cint}}{d}$$

Le tableau 7 représente les caractéristiques mécaniques de béton projeté et cintres.

Tableau 7. Caractéristiques mécaniques de béton projeté et cintres.

| -                 | E<br>[MPa]       | A<br>[m <sup>2</sup> ] | I<br>[m <sup>4</sup> ] | d<br>[m] | EA <sub>eq</sub><br>[kN/m] | EI <sub>eq</sub><br>[kNm] | W = d×25<br>[kN] | v   | d <sub>eq</sub><br>[m] |
|-------------------|------------------|------------------------|------------------------|----------|----------------------------|---------------------------|------------------|-----|------------------------|
| Béton projeté C25 | 31E <sup>6</sup> | 0,3                    | 2,25E <sup>-3</sup>    | 0,3      | 8,7E <sup>6</sup>          | 6,7E <sup>4</sup>         | 7,5              | 0,2 | 0,3                    |
| Cintres HEB 160   | 21E <sup>4</sup> | 54,3E <sup>-4</sup>    | 2,492E <sup>-5</sup>   | 0,3      |                            |                           |                  |     |                        |

Les treilles soudés ont été négligée dans l'homogénéisation car leur rigidité est très petite par rapport à la rigidité du Béton.

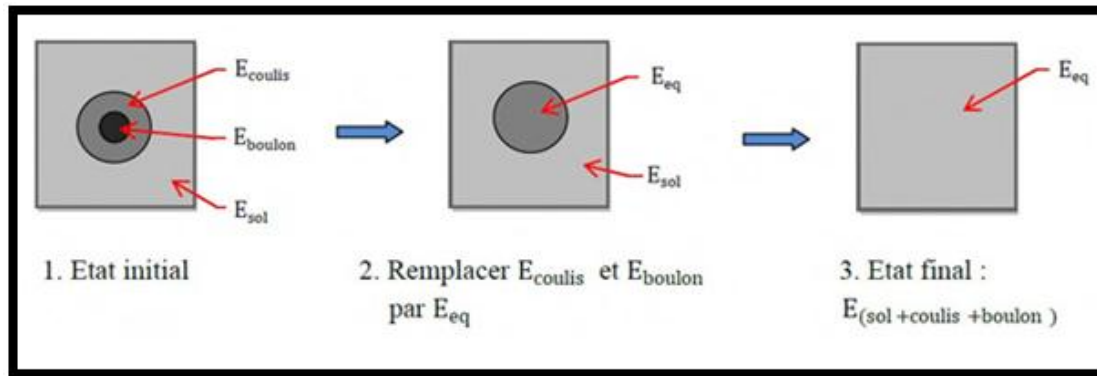
## 2. Modélisation de la voûte parapluie

PLAXIS permet seulement de dessiner des boulons suivant le plan [X, Y], c'est-à-dire les boulons radiaux. Mais si on a un tunnel renforcé frontalement ou par des inclusions inclinées suivant la direction Z, il faut utiliser la méthode d'homogénéisation.

L'homogénéisation d'un massif de sol renforcé, consiste à remplace (boulons et sol) par un matériau homogènes équivalent, représentatif du sol.

Pour remplacer le sol par un matériau homogène, on utilise soit un module de déformation équivalent ou une cohésion équivalente. Dans notre modélisation, on utilise un E<sub>eq</sub>.

D'après les caractéristiques géométriques et les caractéristiques géotechniques qu'étaient introduites, on obtient la géométrie de projet dans la figure ci-dessous.



**Fig.12.** Principe de la méthode d'homogénéisation.

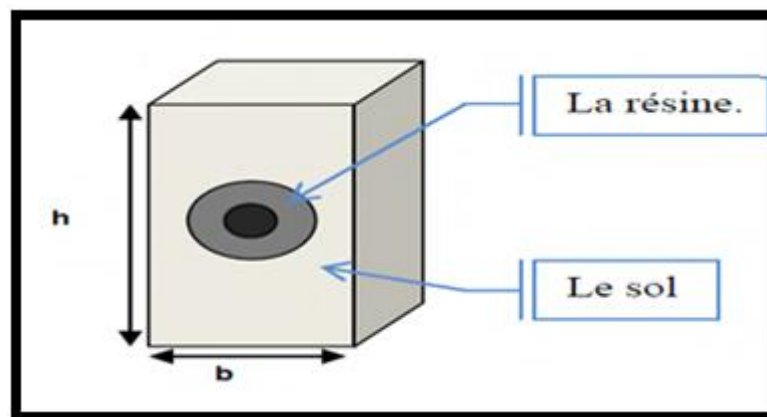
### 3. Détermination du module équivalent

Pour déterminer  $E_{eq}$ , on utilise le tenseur des contraintes homogénéisé qui provient de la somme de la contribution de chacun des deux matériaux. Où on utilise directement la formule suivante :

$$E_{eq} = \frac{E_s A_s + E_{couli} A_{couli} + E_b A_b}{b \times h}$$

Avec :

La figure 13 représente  $(b \times h)$  : Surface de la cellule de base.



**Fig. 13.** Cellule de base représentative du sol renforcé.

- On résume les résultats d'homogénéisation de la voûte parapluie dans le tableau suivant :

*Tableau 8. L'homogénéisation de voûte parapluie.*

| -                    | E [MPa]            | A [m <sup>2</sup> ] | b × h [m <sup>2</sup> ] | E <sub>eq</sub> [MPa] |
|----------------------|--------------------|---------------------|-------------------------|-----------------------|
| Sol (Qm)             | 30                 | 0,16                | 1,2                     | 4,6 × 10 <sup>3</sup> |
| Boulon (micro pieux) | 210 E <sup>3</sup> | 0,003               |                         |                       |
| Coulis de résine     | 10 E <sup>3</sup>  | 0,0097              |                         |                       |

#### 4. Propriétés des sols

Le tableau suivant résume les caractéristiques géotechniques des différentes couches de sol au PK 0+220 de tunnel dans le tronçon D9.

Tableau 9. Caractéristiques des sols.

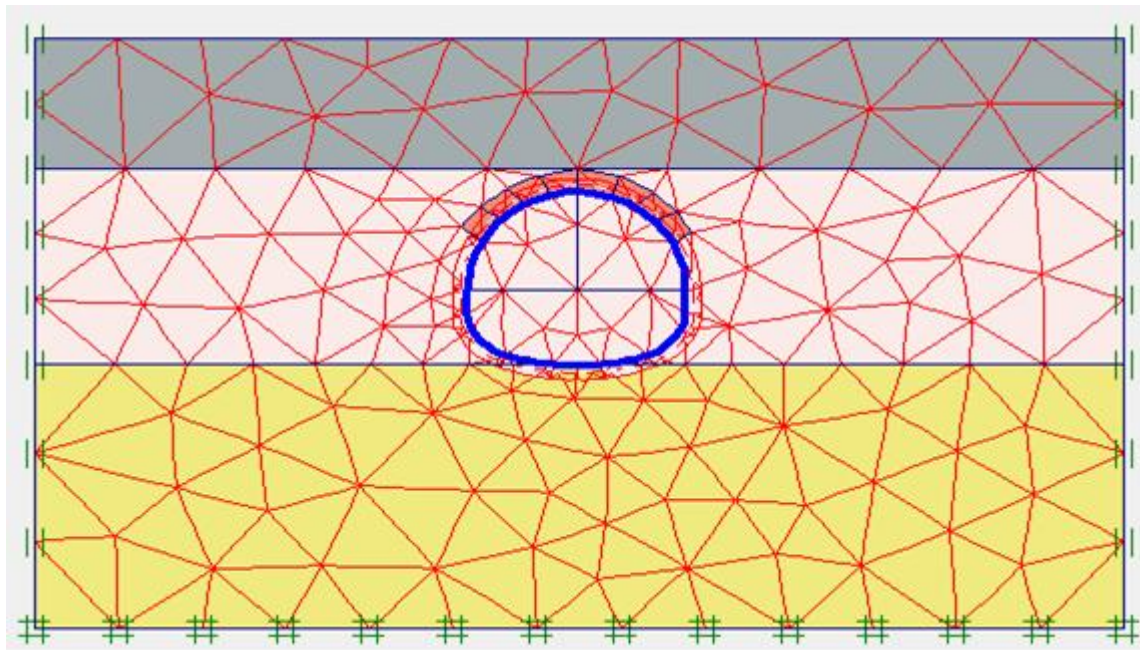
| -                                                                          | Remblai (R)            | Marne jaune (Qm)           | Sable jaune à marron (Ts) |
|----------------------------------------------------------------------------|------------------------|----------------------------|---------------------------|
| <b>Modèle type</b>                                                         | Mohr-Coulomb<br>Drainé | Mohr-Coulomb<br>Non Drainé | Mohr-Coulomb<br>Drainé    |
| <b>Poids volumiques</b>                                                    |                        |                            |                           |
| $\gamma_{\text{unsat}}$                                                    | 22,8                   | 24                         | 25,2                      |
| $\gamma_{\text{sat}}$                                                      | 22,8                   | 24                         | 25,2                      |
| <b>Perméabilité</b>                                                        |                        |                            |                           |
| $K_x$                                                                      | 0                      | $2 \text{ E}^{-8}$         | $1 \text{ E}^{-4}$        |
| $K_y$                                                                      | 0                      | $2 \text{ E}^{-8}$         | $1 \text{ E}^{-4}$        |
| <b>Paramètres</b>                                                          |                        |                            |                           |
| Module de la déformation $E_{\text{ref}} = E'$                             | $6 \text{ E}^3$        | $3 \text{ E}^4$            | $8 \text{ E}^4$           |
| Module de poisson $\nu = \nu'$                                             | 0,2                    | 0,2                        | 0,2                       |
| Cohésion $C_{\text{ref}} = c'$                                             | 5                      | 150                        | 15                        |
| Angle de frottement $\phi = \phi'$                                         | 28                     | 27,5                       | 33                        |
| Coefficient de dilatant $\psi = \psi'$                                     | 0                      | 0                          | 0,3                       |
| <b>Interfaces</b>                                                          |                        |                            |                           |
| Rigidité $R_{\text{inter}}$                                                | 0,67                   | 0,67                       | 0,67                      |
| <b>Coefficient de pousse de terre à la repose</b><br>$K_0 = 1 - \sin \phi$ | 0,53                   | 0,63                       | 0,46                      |

La nappe phréatique est au-dessous de niveau du tunnel donc n'a aucune influence sur le comportement du tunnel.

#### 5. Génération du maillage

Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 314 éléments et le nombre des nœuds est de 2677 nœuds.

La figure 14 représente le maillage du modèle.



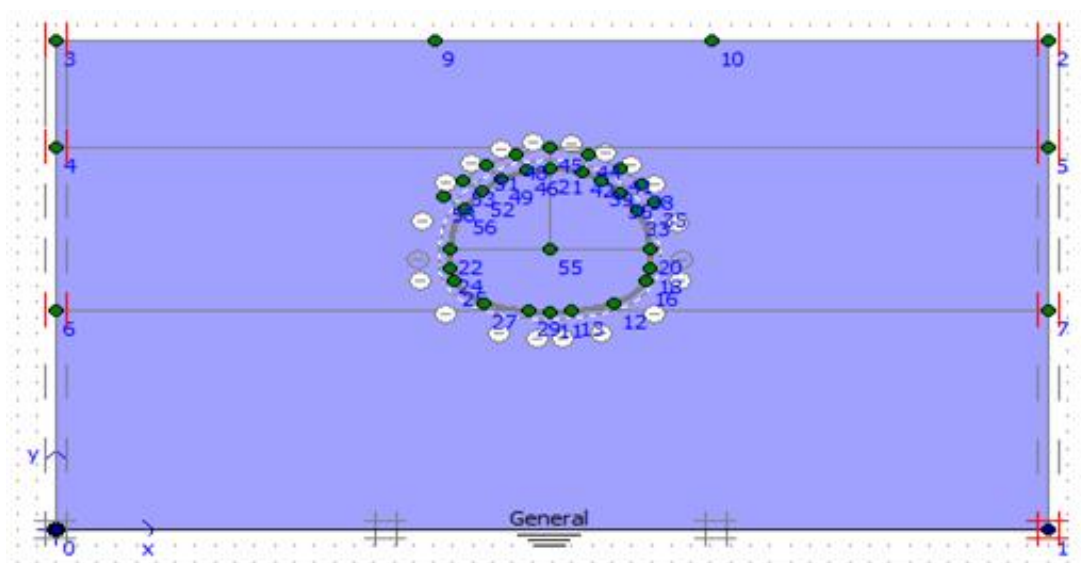
*Fig.14. Maillage du modèle.*

## F. Conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales.

### 1. Conditions hydrauliques

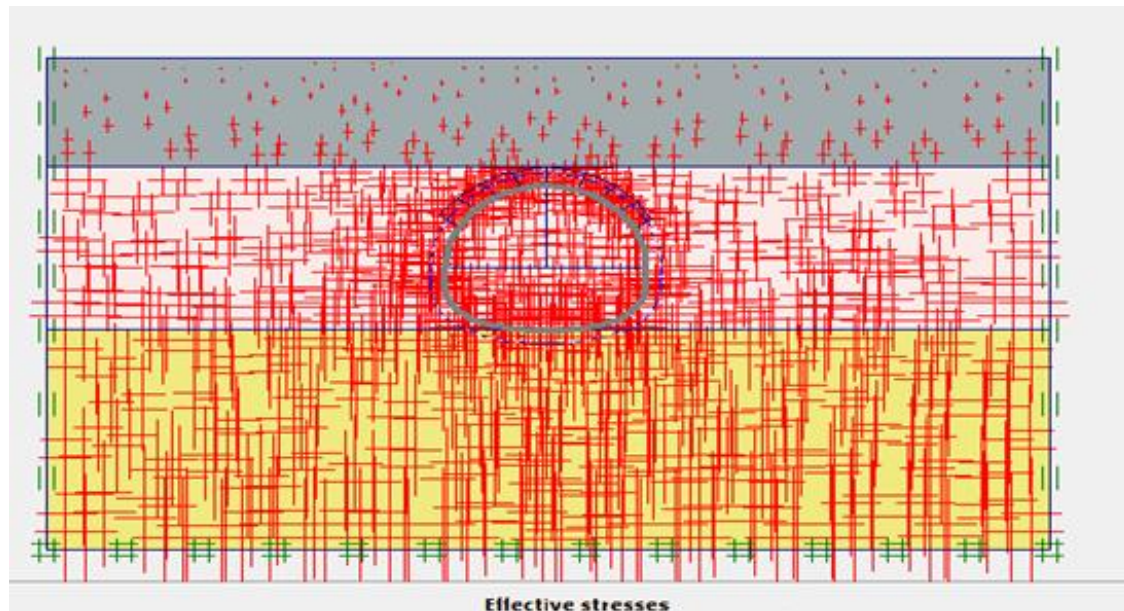
Dans ce projet aucune nappe phréatique ne se présente. Mais PLAXIS <sup>2D</sup> exige les conditions de génération des pressions interstitielles, admettons la nappe phréatique au niveau zéro du model (figure 15).



*Fig. 15. Conditions hydrauliques initiales.*

## 2. Contraintes initiales

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments structuraux. On génère alors les contraintes initiales en prenant les valeurs de  $K_0$  par défaut (figure 16).

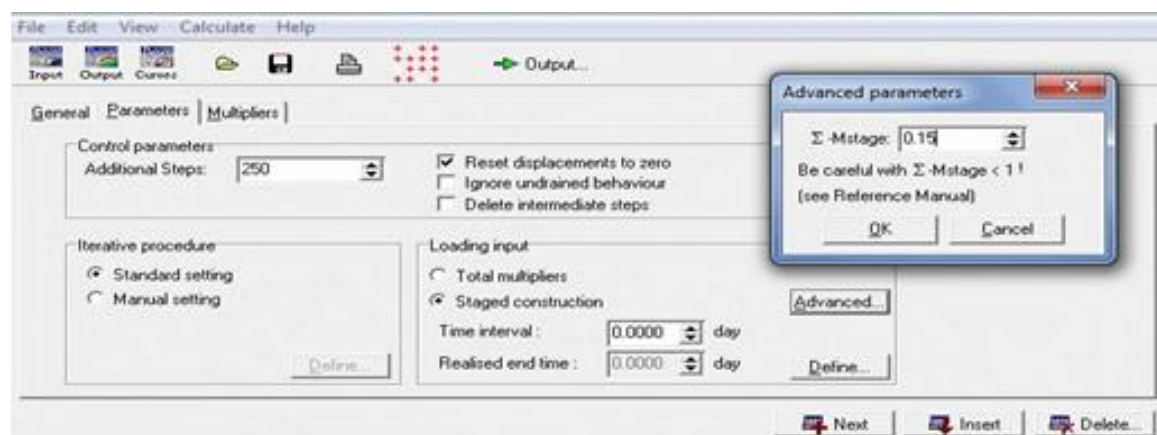


*Fig. 16. Génération des contraintes initiales.*

### 2.1.2. Partie II : Calcul

#### 2.1.2.1. Insertion du coefficient de déconfinement ( $\beta$ )

L'effet tridimensionnel associé au creusement du tunnel est considéré dans la modèle bidimensionnelle grâce à l'utilisation d'un coefficient de déconfinement  $\beta$  ( $\beta = 1 - \Sigma$  stage) (figure 17). En effet à un stade intermédiaire de calcul numérique, à chaque activation d'une excavation ou d'un élément de soutènement, le programme PLAXIS calculât souhaite introduire ce coefficient.



*Fig. 17. Insertion du coefficient de déconfinement  $\beta$  ( $\beta = 1 - \Sigma$  stage) aux modèles PLAXIS.*

- D'après la formule suivante on calcule le taux de déconfinement ( $\beta$ ) :

$$\beta(x) = 1 - 0,75 \cdot 75 \left[ \frac{1}{1 + \frac{4}{3} \times \frac{x}{R}} \right]$$

Le tableau suivant représente les différents taux de déconfinement  $\beta$ .

Tableau 10. Les différents taux de déconfinement  $\beta$ .

| avancement<br>(X en m) | rayon de tunnel<br>(R en m) | Taux de<br>Déconfinement ( $\beta$ ) | $\Sigma M \text{ stage}=1 - \beta$<br>(insérer dans<br>PLAXIS 2D) |
|------------------------|-----------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|
| Calotte (1) 8.8 m      | 5,01                        | 0,93                                 | 0,07                                                              |
| Calotte (2) 6.8 m      | 5,01                        | 0,9                                  | 0,1                                                               |
| Radier 4.8 m           | 3,5                         | 0,85                                 | 0,15                                                              |

### 2.1.2.2. Modélisation de creusement de tunnel NATM

Phase 0 : phase initiale;

Phase 1 : le modèle est resté en état initial;

Phase 2 : la figure 18 montre l'activation de la charge (25KPA);

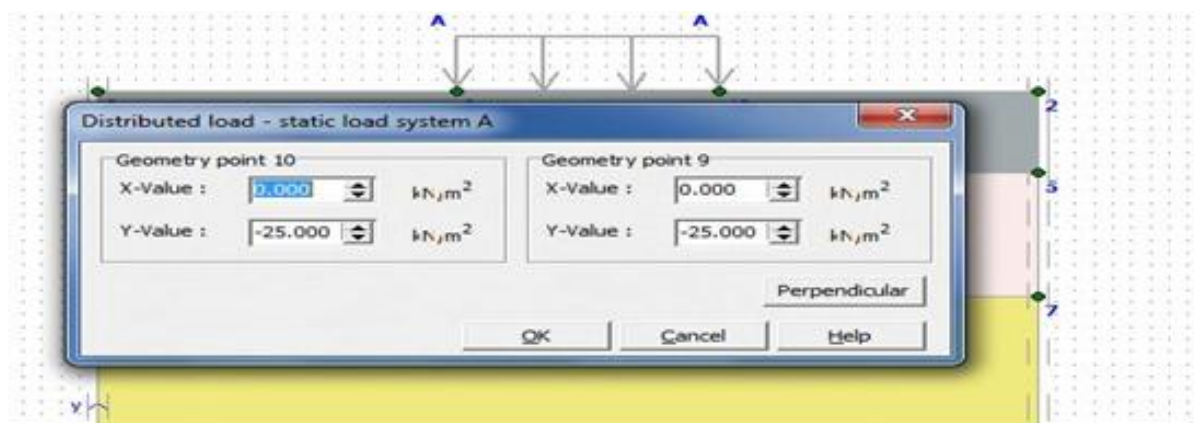
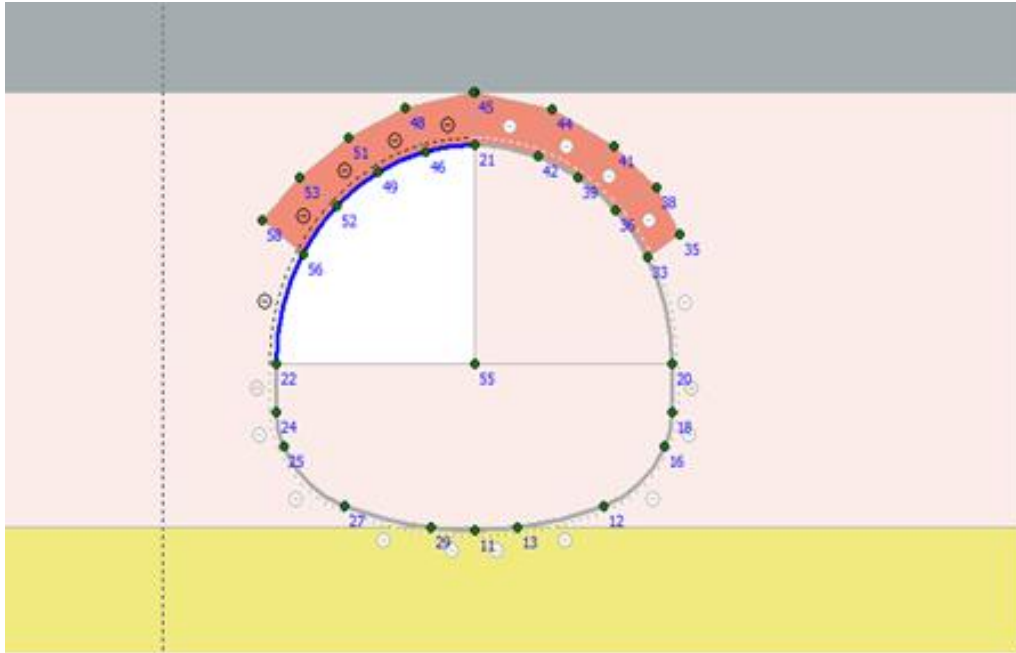


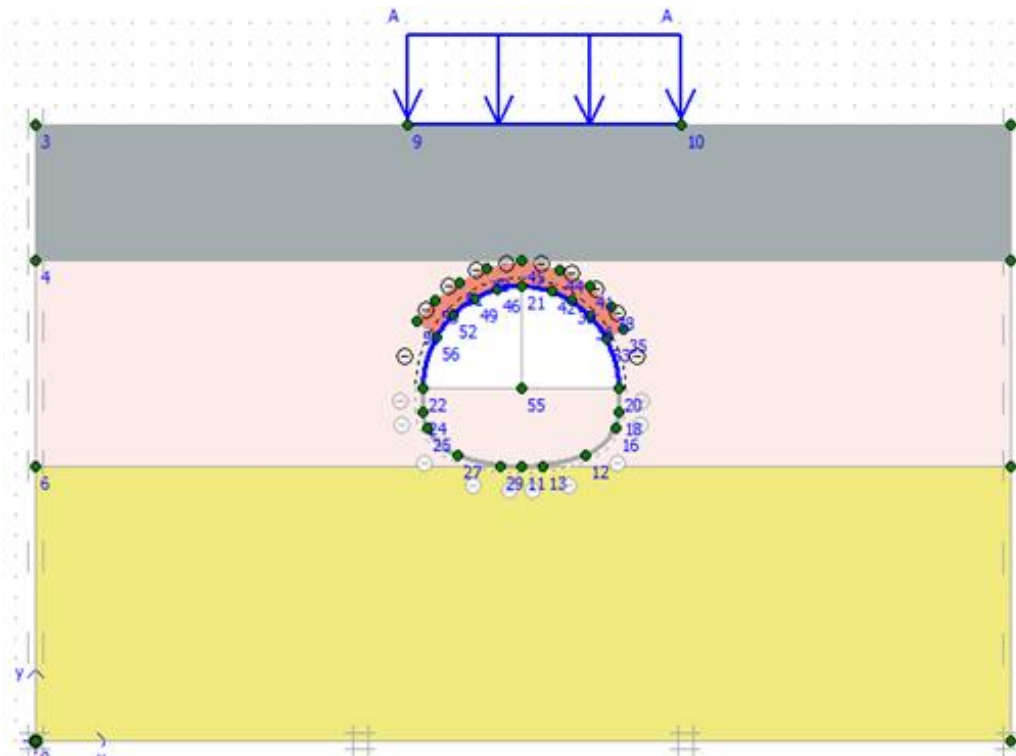
Fig. 18. L'activation de la charge.

Phase 3 : On désactive le sol à l'intérieure de la calotte 1 du tunnel, et on active le soutènement de la première calotte (figure 19).



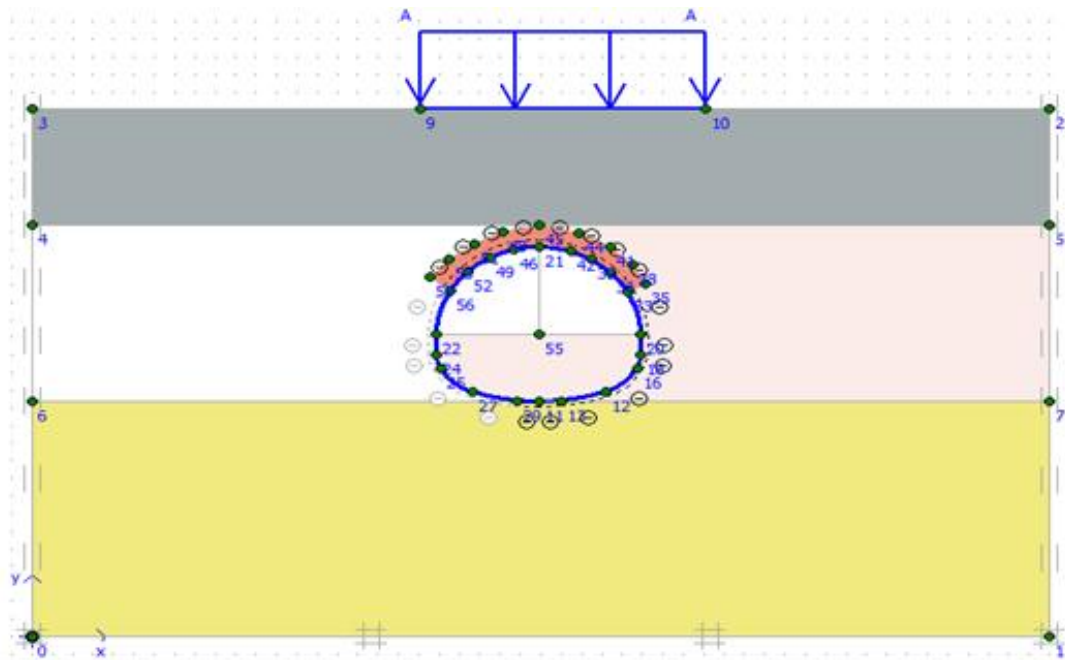
**Fig. 19.** Creusement de la calotte 1 avec l'activation de soutènement.

Phase 4 : On désactive le sol à l'intérieure de la calotte 2, et on active le soutènement de la deuxième calotte (figure 20).



**Fig. 20.** Creusement de la calotte 2 avec l'activation de soutènement.

Phase 5 : On désactive le sol à l'intérieure du stross/radier, et on active le soutènement de stross /radier (figure 21).

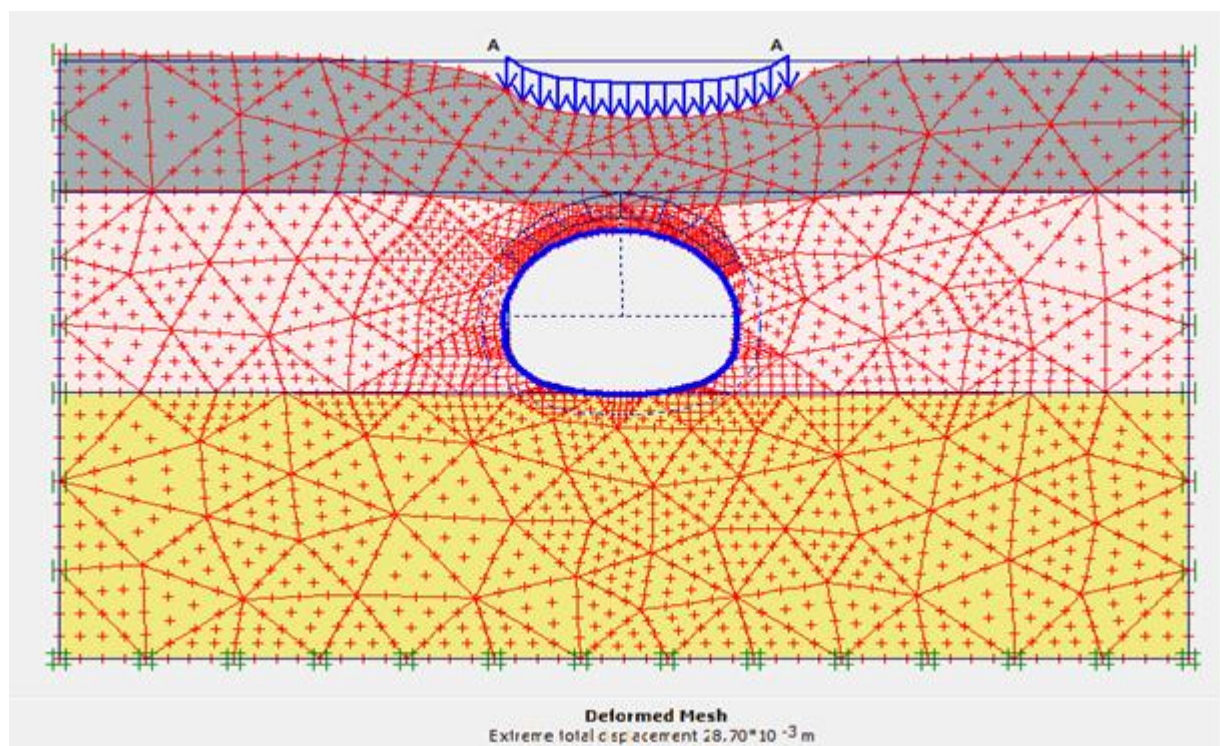


**Fig. 21.** Creusement total de tunnel avec l'activation de soutènement.

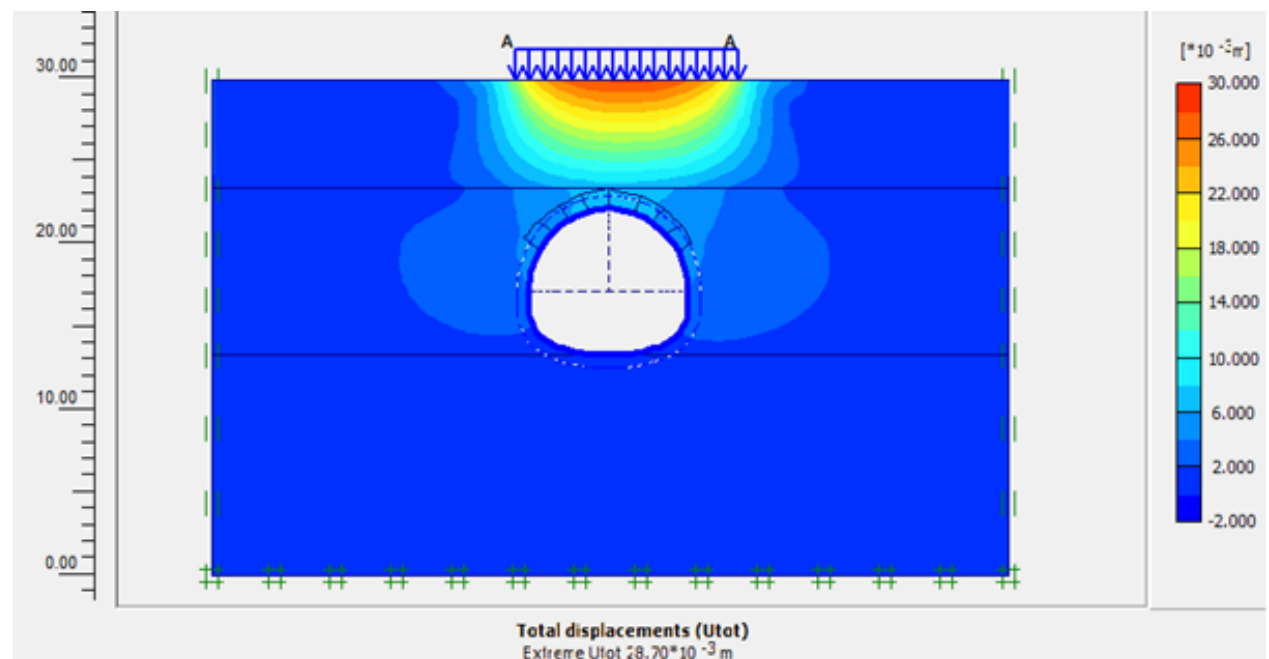
### 2.1.3. Parti III : Résultats obtenus

Dans cette partie, on va présenter Les résultats obtenus :

La figure 22 montre le maillage déformé en présence du tunnel.



**Fig. 22.** Maillage déformé en présence du tunnel.

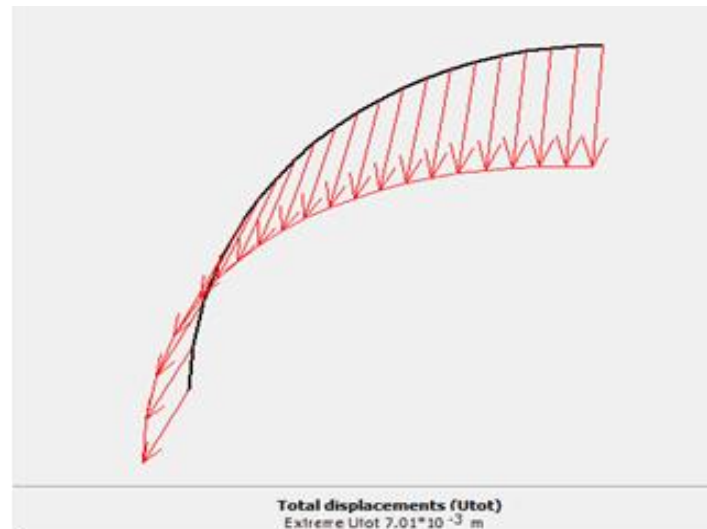


**Fig.23.** Déplacement total de la structure en surface.

La figure 23 met en évidence les variations des déplacements verticaux autour du terrain. Les nuances de couleurs montrent qu'une concentration très importante de déplacement a été enregistrée à la surface même, et que ces derniers tendent à diminuer au fur et à mesure qu'on s'approche du tunnel (à peine 6mm - 8mm au contact de la voûte). Les nuances nous renseignent également sur une légère différence dans les déplacements de terrains autour des deux parties de la calotte. Cela s'explique par l'ordre de creusement ; la partie gauche a été sollicitée en premier, l'état de contraintes y est donc logiquement plus important. Mais cela ne l'explique qu'en partie, car la moitié gauche (la plus sollicitée) se trouve être en décalage de creusement avec l'autre moitié adjacente. Les déplacements s'y retrouvent donc cumulés, ce qu'explique donc la concentration lumineuse dans cette partie de la section.

### 2.1.3.1. Les déplacements

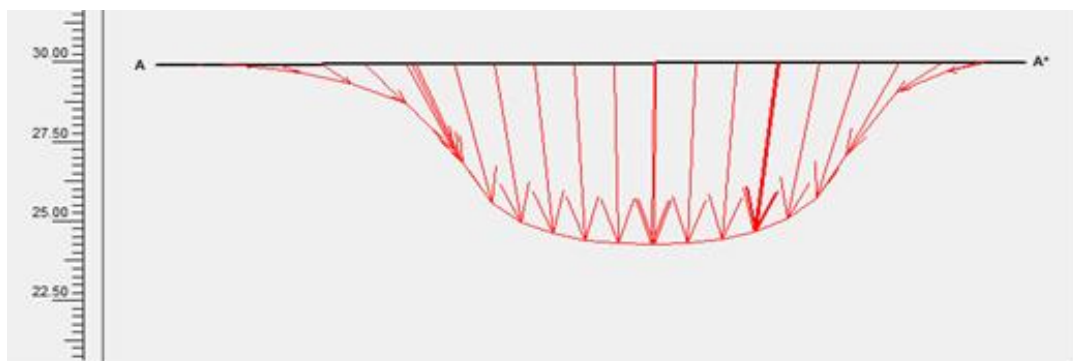
#### A. En Clé de voute



*Fig. 24. Le déplacement total en clé de voûte.*

- Le déplacement total est de :  $U_{tot} = 7,01 \text{ mm}$ ;
- Le déplacement suivant l'axe X :  $U_X = 2,77 \text{ mm}$ ;
- Le déplacement suivant l'axe Y :  $U_Y = 6,99 \text{ mm}$ .

#### B. En surface



*Fig. 25. Le déplacement total de la surface où il y a la surcharge.*

1. La partie où il y a la charge de la villa (25 KPa) :

- Le déplacement total : 28,7 mm;
- Le déplacement maximal suivant l'axe X :  $U_X = 6,85 \text{ mm}$ ;
- Le déplacement maximal suivant l'axe Y :  $U_Y = 28,39 \text{ mm}$ .

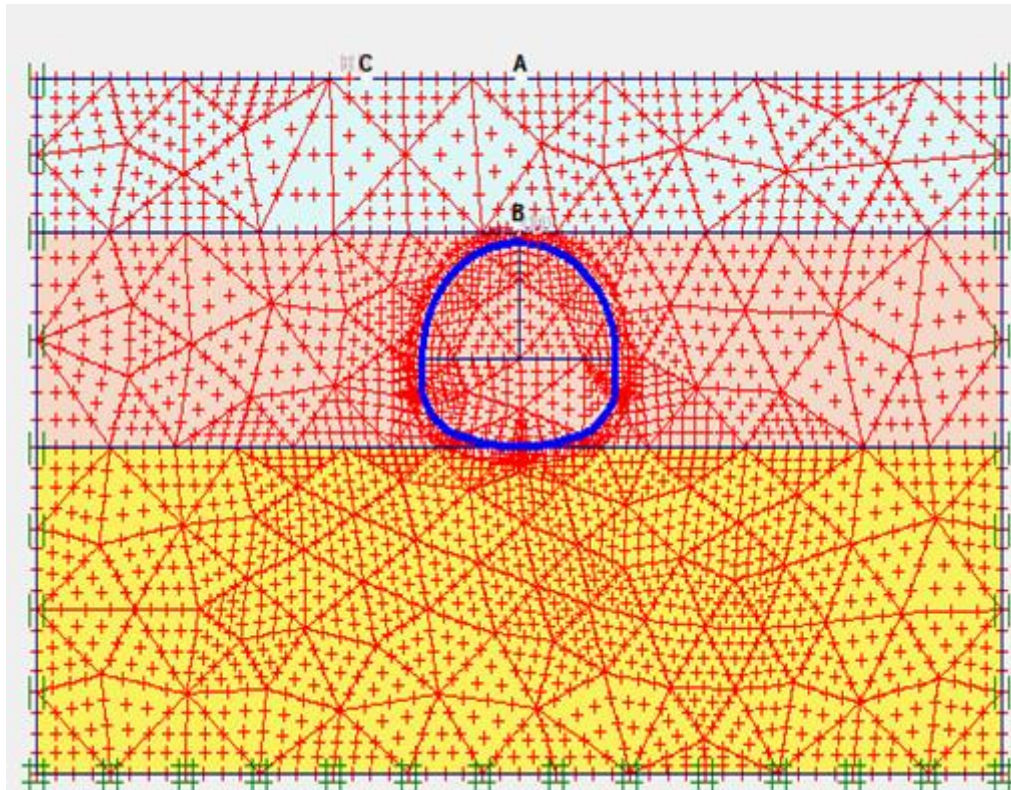
On peut remarquer un tassement (déplacement vertical) varié entre 16 mm – 28,70 mm dans la zone où il y a la charge de villa.

2. la partie voisine de 1 m à la villa :

- Le déplacement maximal suivant l'axe X :  $U_X = 3 \text{ mm}$ ;
- Le déplacement maximal suivant l'axe Y :  $U_Y = 8,39 \text{ mm}$ .

### 2.1.3.2. Les différentes courbes de déplacements

On sélectionne des points dans la surface de modèle et dans la clé de voute du tunnel pour voir la variation de tassement (figure 26).



*Fig. 26. Les différents points.*

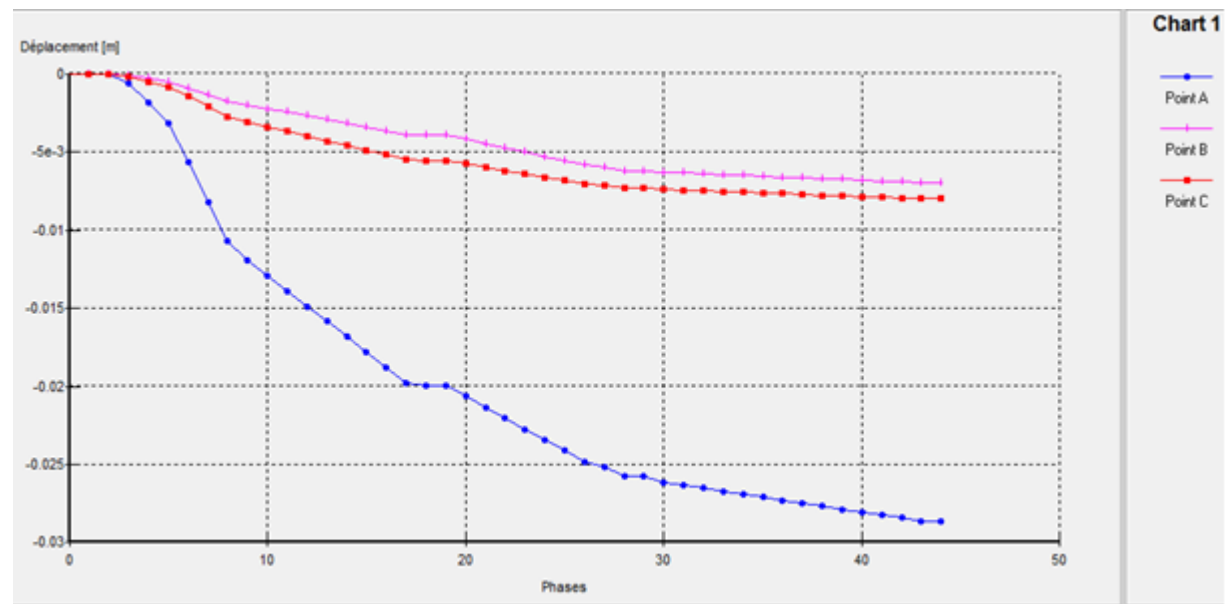
Avec :

Point A : dans la zone où il existe la charge;

Point B : dans la clé de voûte du tunnel;

Point C : dans la surface avoisine de la charge de villa.

D'après ces points on peut tracer les différentes courbes de déplacement vertical en fonction des phases de calcul comme montre la figure suivante :



**Fig. 27.** Les courbes de tassement (modèle 2D).

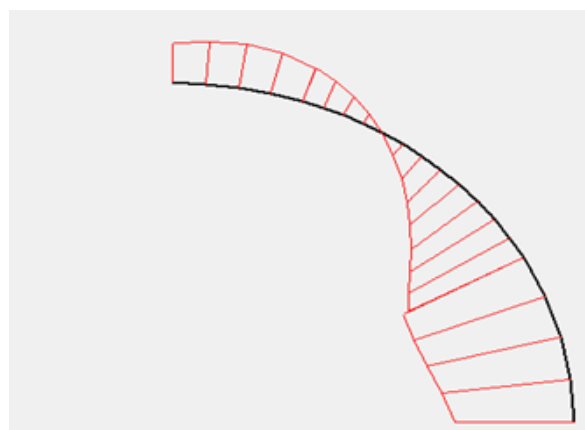
#### 2.1.3.3. Interprétation des résultats

- On remarque que le déplacement vertical de point A qui se situe en dessous du bâtiment est élevé et il augmente de phase en phase jusqu'à atteindre le maximum dans la dernière phase (creusement de calotte 1-2 et stoss/radier).
- Le déplacement vertical de point B qu'il se situe au-dessus de la voûte, augmente de phase en phase jusqu'à atteindre le maximum, puis il se stabilise.
- Le déplacement vertical de point C qui est à côté du bâtiment, augmente de phase en phase jusqu'à atteindre le maximum, puis il se stabilise.

**Commentaire :** Si possible que le déplacement de point A continue à augmenter avec l'avancement de creusement.

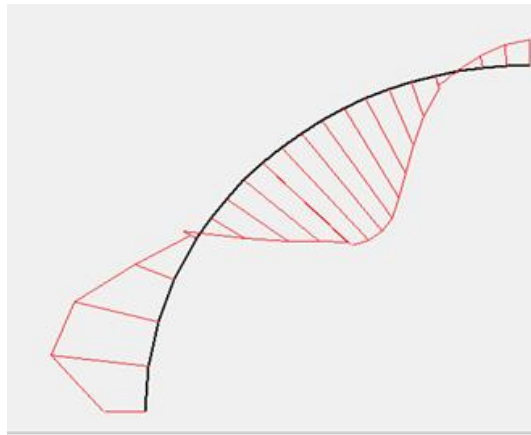
#### 2.1.3.4. La contrainte moyenne dans le terrain et les différentes forces dans le soutènement

- Force axiale : 55,99 kN/m



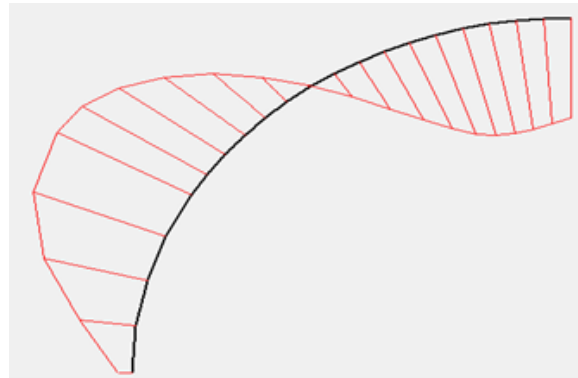
**Fig. 28.** Force axiale.

- Force de cisaillement : 8,25 kN/m



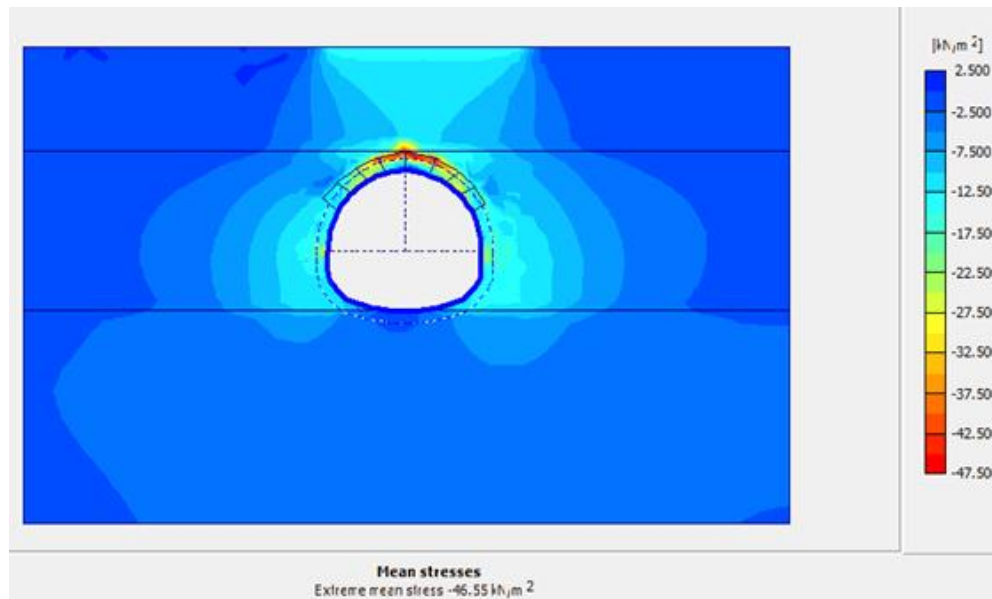
**Fig. 29.** Force de cisaillement.

- Moment de flexion : 11,48 kN.m /m



**Fig. 30.** Moment de flexion.

- La contrainte moyenne : 46.55 kN/m<sup>2</sup>



*Fig. 31. Les contraintes moyennes.*

On remarque une forte contrainte de compression au-dessus de voûte du tunnel.

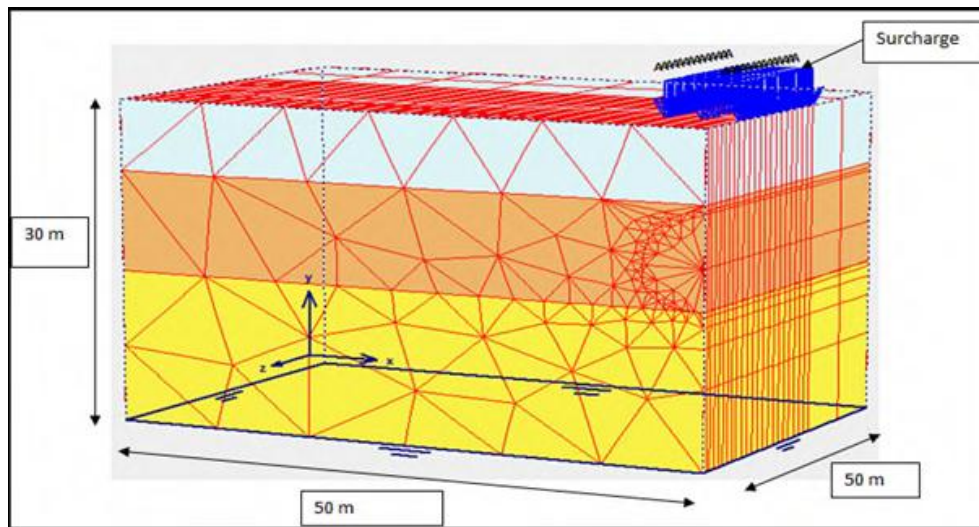
## 2.2. Modèle tridimensionnel 3D

### 2.2.1. Partie I : Input

#### 2.2.1.1. Hypothèses géométriques et géotechniques

##### A. La géométrie du modèle

- Le projet sera modélisé par un modèle géométrique tridimensionnel de 50 m de largeur (X) sur 30 m de profondeur (Y) avec une extension (Z) de 50 m pour pouvoir négliger l'influence des bords (figure 32).
- Pour des raisons de symétrie on va présenter seulement une demi-section du tunnel (pour économiser le temps dans la partie de calcul), ensuite on va introduire les mêmes caractéristiques des couches de sols et les caractéristiques de soutènement utilisé dans le modèle 2D.

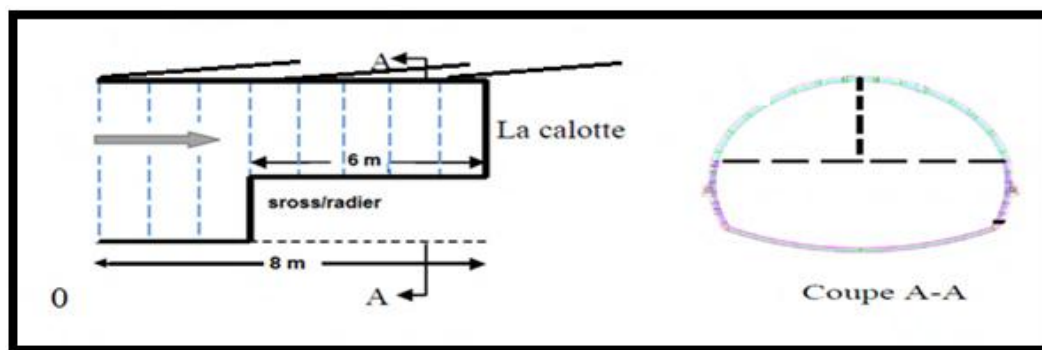


*Fig. 32. La géométrie du modèle en 3D.*

### B. Génération du maillage 3D

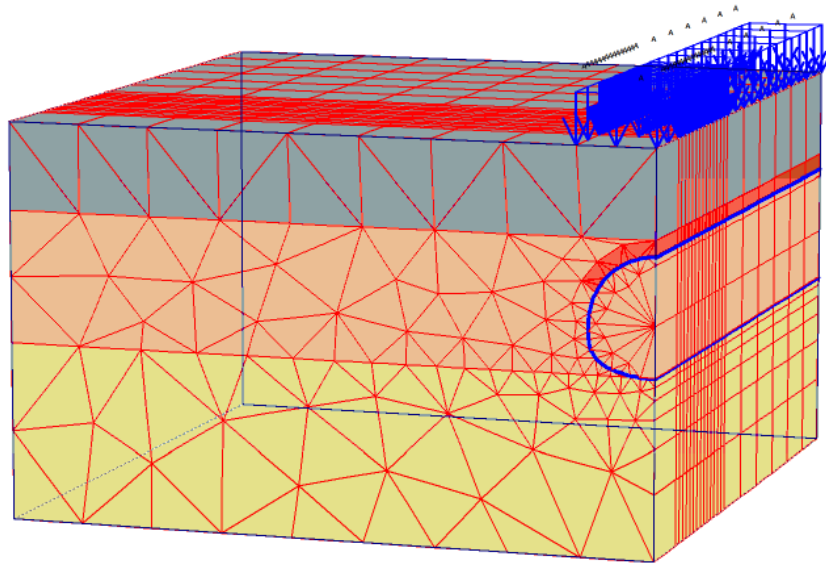
Le creusement commence à partir de point kilométrique [0+12, 0+20], la modélisation du phasage de creusement a été conçue conformément aux étapes de creusement effectuées réellement, où le creusement a été réalisé par sections divisées avec un décalage de (2 à 5m) la figure 33 montre l'avancement de creusement.

C'est-à-dire on excave 8 m ; le décalage entre la calotte et le stross/radier est de 2 à 5 m.



*Fig. 33. Schéma représente l'avancement de creusement.*

La figure 34 représente le maillage du modèle adopté en 3D.

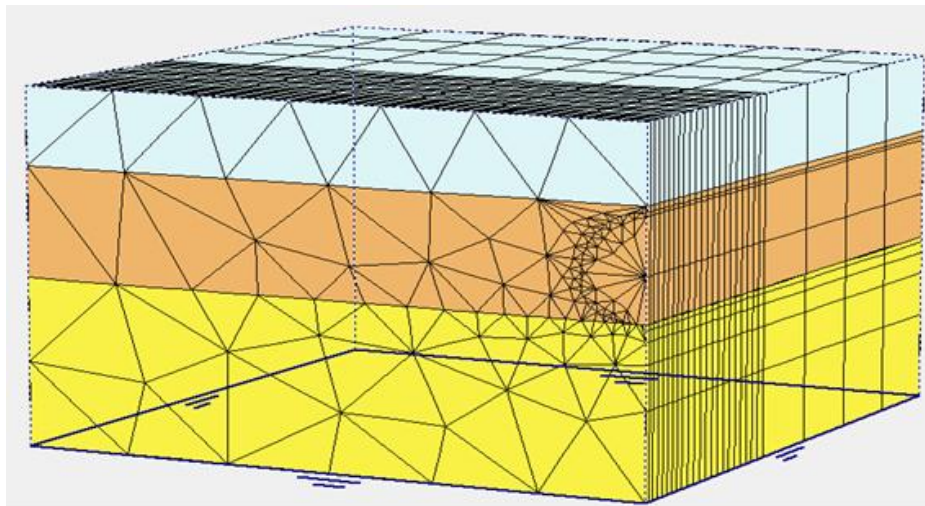


*Fig. 34. Modèle 3D adopté, vue du maillage 3D.*

- La couverture au-dessus du tunnel reste toujours 7,8 m. Le maillage est raffiné autour de l'excavation (tunnel).
- Au final, le terrain est modélisé par des éléments triangulaires prismatiques à 15 nœuds comportant environ 4893 éléments, et 13879 nœuds.

### **C. Génération de la pression interstitielle**

Dans ce projet aucune nappe phréatique se présente, donc on met la nappe phréatique au niveau zéro du model (figure 35).



*Fig. 35. Condition de la pression interstitielle.*

## 2.2.2. Partie II : Calcul

### 2.2.2.1. Modélisation de l'excavation de tunnel NATM

Les différents taux de confinement dans les phases de simulation selon le tableau 11.

Tableau 11. Valeurs de taux déconfinement.

| Avancement (X en m) | Rayon de tunnel (R en m) | Taux de déconfinement ( $\beta$ ) | $\Sigma M$ stage (insérer dans PLAXIS 3D) |
|---------------------|--------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------------|
| Calotte (1) 0,8 m   | 5,01                     | 0,49                              | 0,51                                      |
| Calotte (1) 1,6 m   | 5,01                     | 0,63                              | 0,37                                      |
| Calotte (1) 2,4 m   | 5,01                     | 0,72                              | 0,28                                      |
| Calotte (1) 3,2 m   | 5,01                     | 0,78                              | 0,22                                      |
| Calotte (1) 4 m     | 5,01                     | 0,82                              | 0,18                                      |
| Calotte (1) 4,8 m   | 5,01                     | 0,85                              | 0,15                                      |
| Calotte (1) 5,6 m   | 5,01                     | 0,87                              | 0,13                                      |
| Calotte (1) 6,4 m   | 5,01                     | 0,89                              | 0,11                                      |
| Calotte (1) 7,2 m   | 5,01                     | 0,91                              | 0,09                                      |
| Calotte (1) 8 m     | 5,01                     | 0,92                              | 0,08                                      |
| Stross/Radier 0,8 m | 3,5                      | 0,41                              | 0,59                                      |
| Stross/Radier 1,6 m | 3,5                      | 0,61                              | 0,39                                      |
| Stross/Radier 2,4 m | 3,5                      | 0,79                              | 0,21                                      |
| Stross/Radier 3,2 m | 3,5                      | 0,84                              | 0,16                                      |
| Stross/Radier 4 m   | 3,5                      | 0,88                              | 0,12                                      |
| Stross/Radier 4,8 m | 3,5                      | 0,9                               | 0,10                                      |
| Stross/Radier 5,8 m | 3,5                      | 0,93                              | 0,07                                      |

### 2.2.2.2. Les phases de calcul

Phase 0: phase initial;

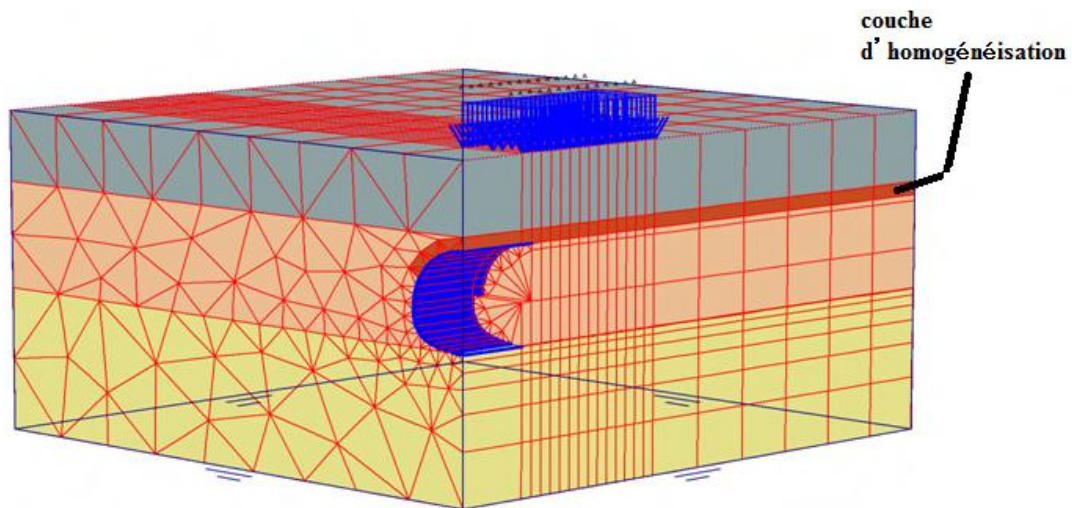
Phase 1: le modèle est reste en état initial;

Phase 2: l'activation de la charge (25 KPa) dans la section où il existe la villa (R+1);

Phase 3 - Phase 17 : Excavation de la calotte, et l'activation de soutènement de la calotte avec un avancement de 0,8 m à chaque phase;

Phase 18- Phase 25 : Excavation de stross/radier, et l'activation de soutènement de stross/radier avec un avancement de 0.8 mètre à chaque phase.

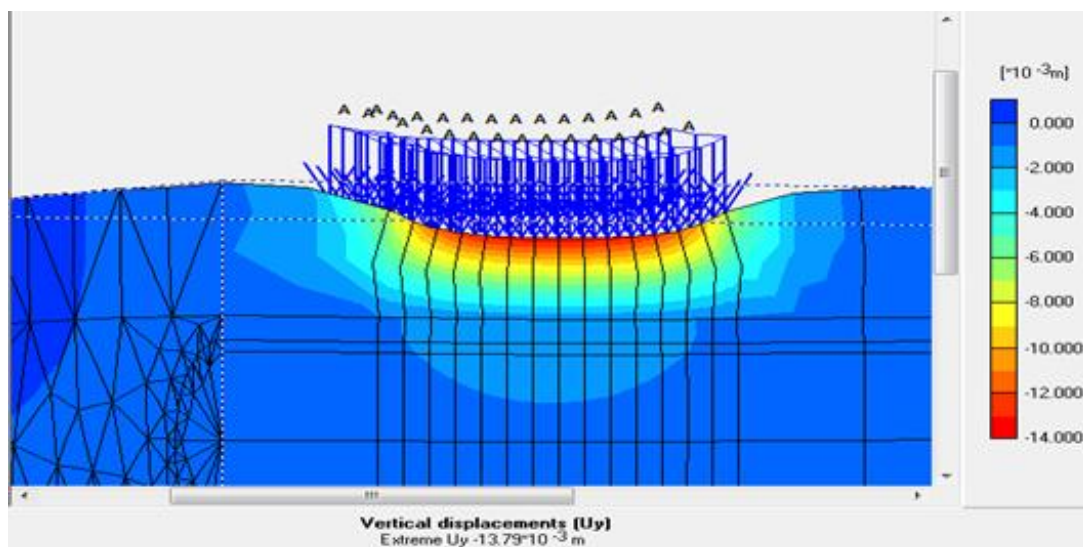
A la fin de ces phases précédentes on obtient le modèle suivant. (figure 36).



**Fig. 36.** La forme du modèle 3D du projet lors de l'excavation.

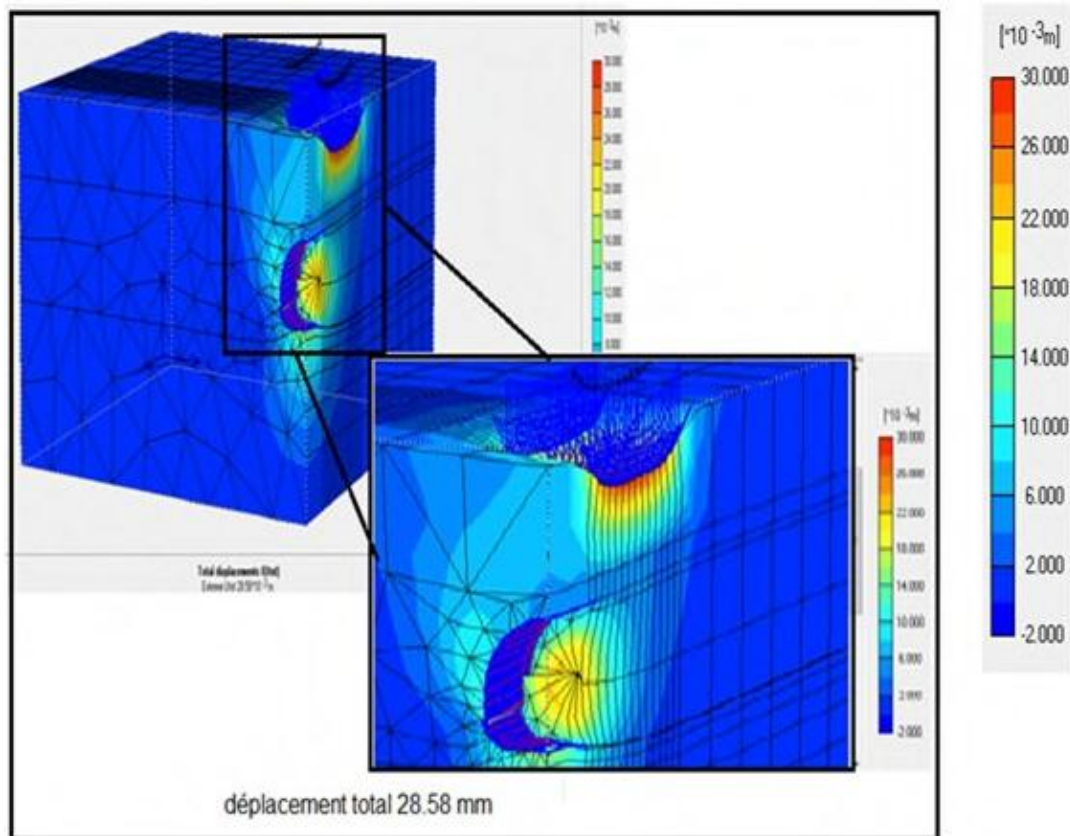
### 2.2.3. Parti III : Résultats obtenus

Dans cette partie on va présenter les résultats obtenus :  
La figure 37 représente le tassement effectué par bâtiment à l'état initial.

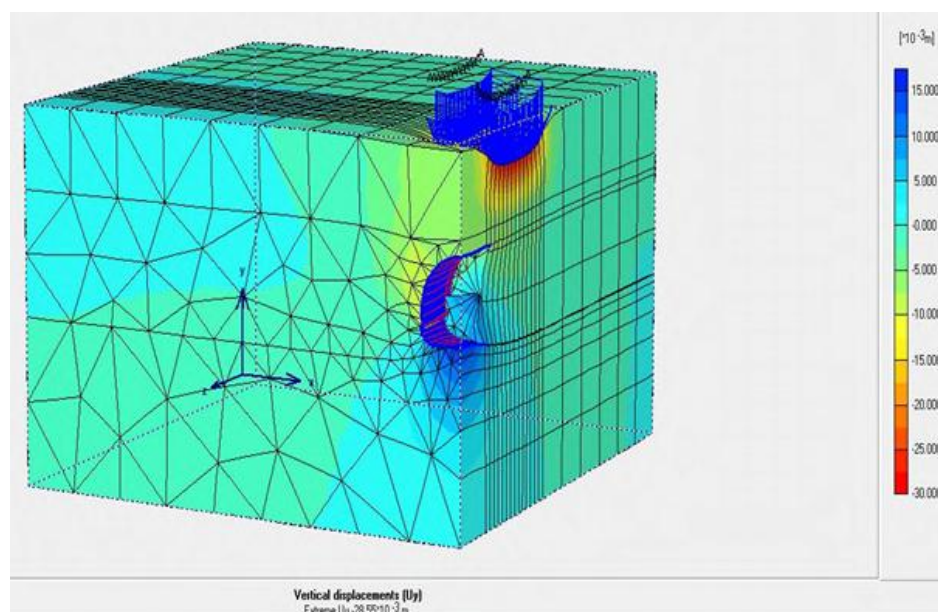


**Fig.37.** Le tassement effectué sous bâtiment a l'état initial.

La figure 38 représente le déplacement total de la structure.



- On remarque qu'il y a une interaction bâtiment/tunnel;
- Les déplacements les plus importants apparaissent au-dessous de la surcharge du bâtiment et se minimise en s'approchant de la voûte du tunnel;
- En remarque aussi un déplacement important dans le front de tunnel (figure 39).



### 2.2.3.1. Interprétation

Le déplacement vertical est au maximum en-dessous du bâtiment et diminue en fonction de la profondeur.

Le déplacement vertical influe sur le sol voisinant de tunnel et cette influence augmente légèrement au niveau des parois de tunnel.

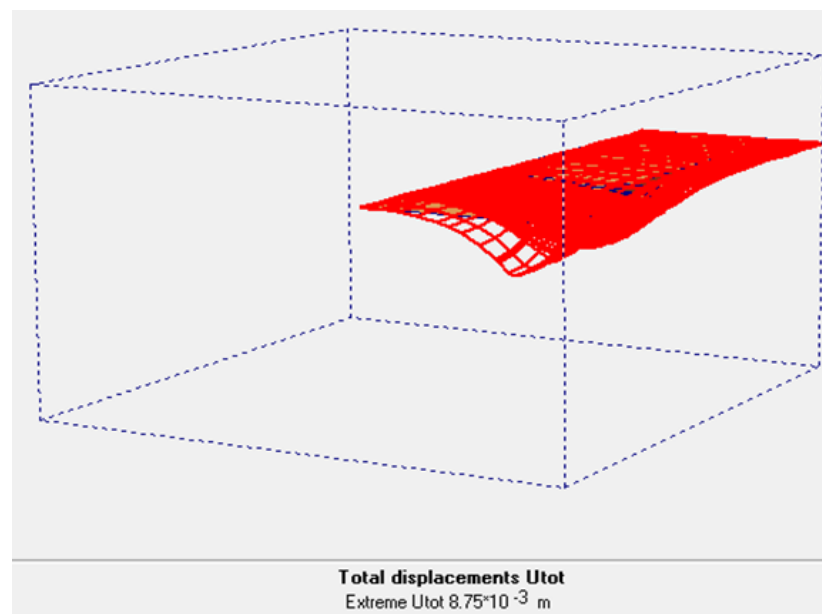
#### ✓ Remarque

Il y a un radier temporaire entre la calotte et le stross afin de limiter les déplacements verticaux au cours d'excavation.

### 2.2.3.2. Les déplacements

#### A. En clé de voûte

Dans la figure suivant on présente la cuvette au niveau de la clé de voûte.



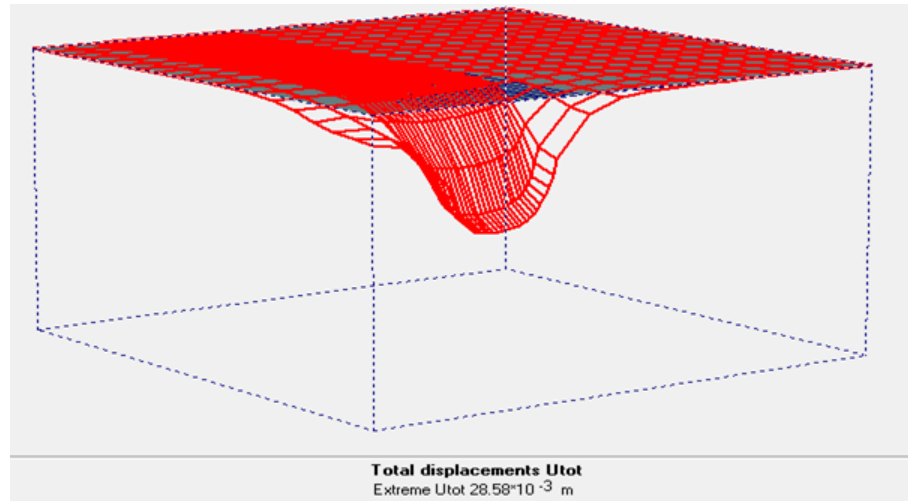
**Fig. 40.** Cuvette au niveau de la clé de voûte.

- Le déplacement total est de :  $U_{tot} = 8,75$  mm;
- Le déplacement suivant l'axe X :  $U_X = 1,87 \cdot 10^{-3}$  mm;
- Le déplacement suivant l'axe Y :  $U_Y = 8,72$  mm.

D'après les résultats obtenus, on remarque que le déplacement vertical est moyennement faible au niveau de la voûte de tunnel.

#### B. En surface

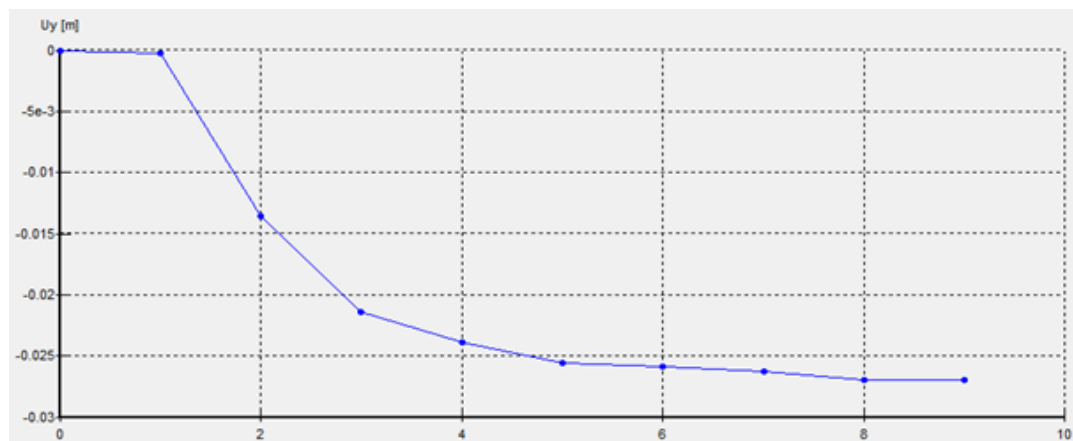
Dans la figure suivant on présente la cuvette de tassement en surface.



**Fig. 41.** Représentation de la cuvette de tassement.

### C. La courbe de déplacement verticale maximal du bâtiment

On sélectionne le point auquel le tassement est maximal c.à.d. au-dessous du bâtiment (figure 42).



**Fig. 42.** Le tassement maximal du bâtiment lors de creusement.

1. La partie où il y a la surcharge de villa (25 KPa) :

- Le déplacement total : 28.58 mm;
- Le déplacement maximal suivant l'axe X:  $U_X = 4,39$  mm;
- Le déplacement maximal suivant l'axe Y :  $U_Y = 28,58$  mm;
- Le déplacement maximal suivant l'axe Z :  $U_Z = 5,57$  mm.

On peut dire que le tassement (déplacement vertical) varié entre 17,26 mm – 28,58 mm dans la zone où il y a la charge de villa.

2. La partie voisine (en prend 1 m) de la villa:

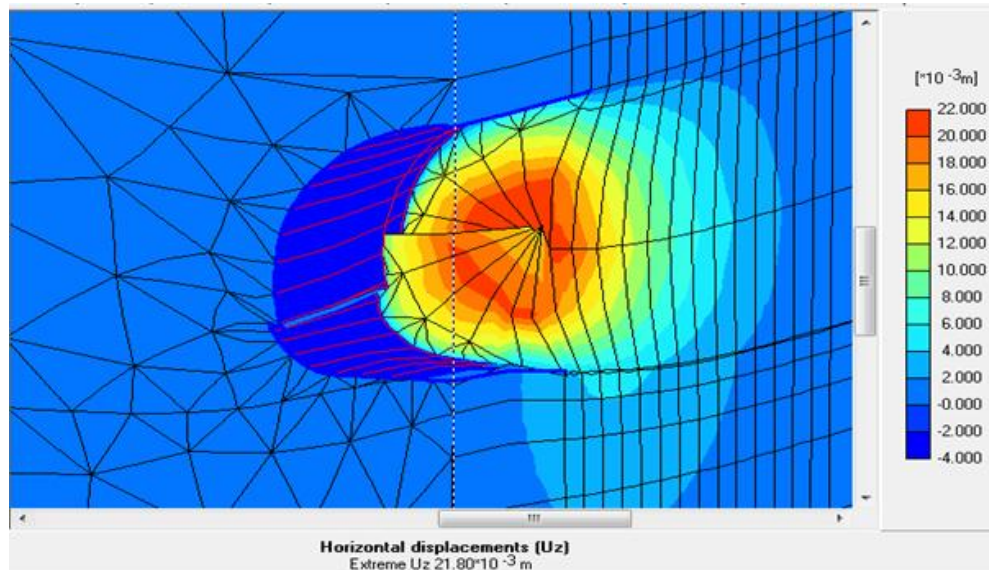
- Le déplacement total : 6.56 mm;
- Le déplacement maximal suivant l'axe X :  $U_X = 3,51$  mm;

- Le déplacement maximal suivant l'axe Y :  $U_Y = 5,48$  mm;
- Le déplacement maximal suivant l'axe Z :  $U_Z = 2,24$  mm.

On peut remarquer un tassement avoisiné la villa qui varié entre (5mm-8 mm).

### D. En front de taille

La figure 43 représente le déplacement du front.

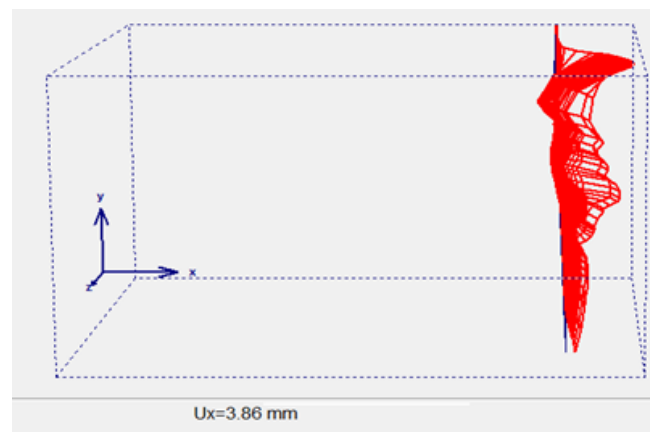


*Fig. 43. Déplacement du front.*

D'après les résultats présentés dans la figure ci-dessus on remarque une extrusion de 21,8 mm au niveau de front de taille. Pour assurer la stabilité du front de taille on prévoit des boulons d'ancrages en fibre de verre et une couche de béton projeté. Ou bien un merlon central.

### E. Le déplacement horizontal

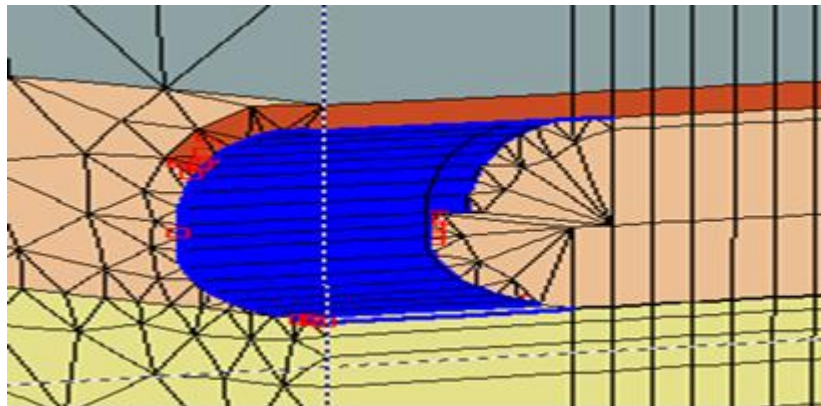
On présente le déplacement horizontal au sein du massif de sol dans la section verticale loin de tunnel par 1m (figure 44).



*Fig. 44. Le déplacement horizontal le long d'une section verticale (3,86 mm).*

## 1. Les points plastiques

La figure 45 représente la représentation des points plastiques.



*Fig. 45. Représentation des points plastiques.*

### ✓ Remarque

Les points plastiques déterminant l'état plastique critique.

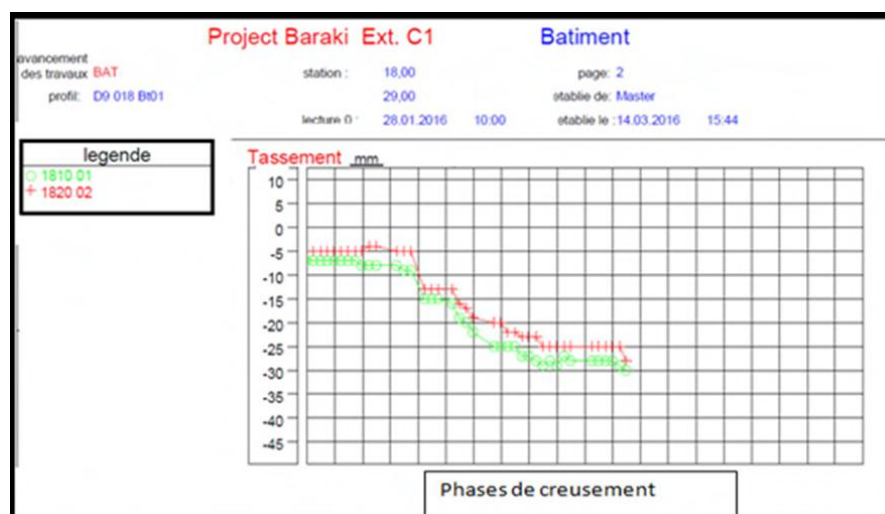
## 3. Contrôle de tassement par les cibles monitoring dans le chantier

Il est nécessaire de placer des instruments monitoring pour suivre le tassement lors de creusement d'un tunnel en milieu urbain.

### 3.1. Les courbes de tassements mesurés in-situ par les observations topographiques

#### 3.1.1. Courbes de tassements de bâtiment 01

On va présenter les courbes de tassement du bâtiment 01 à partir de RAPPORT MONITORING qu'était réalisé par le bureau d'étude au niveau du chantier (figure 46).



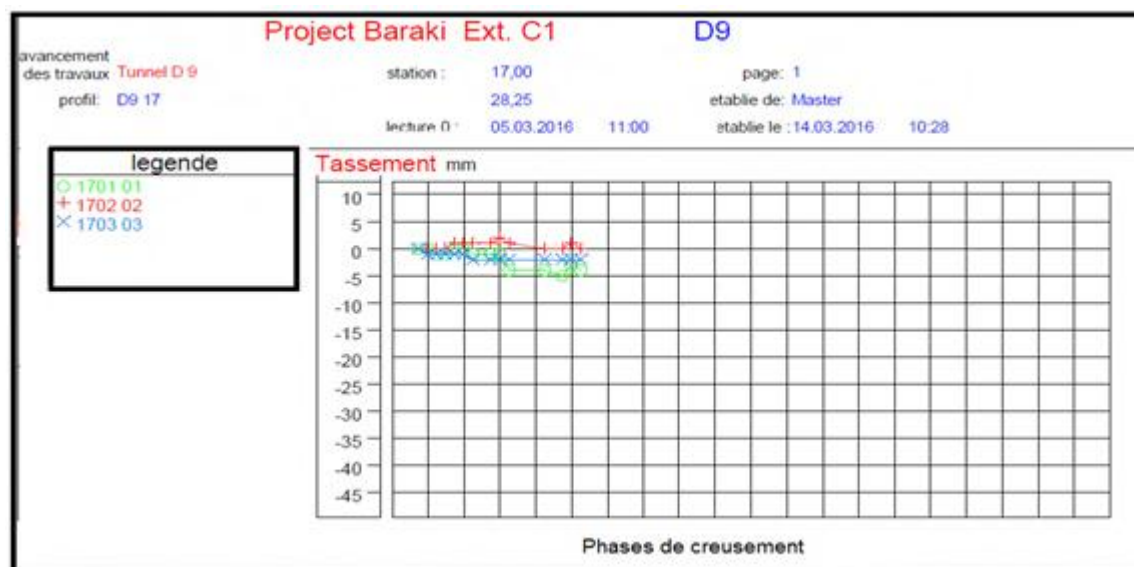
*Fig. 46. Tassement de bâtiment 01.*

La collecte des données topographiques relatives à la construction nous a permis de réaliser le graphe ci-dessus. Les premières constatations après l'analyse détaillée des résultats sont les suivantes :

La courbe indique que bien avant le début des travaux d'excavation du tronçon D9, un tassement antérieur à ce dernier s'est produit. Cela ne peut être expliqué que par les travaux préparatoires réalisés à proximité du bâtiment en question et l'influence qu'ils ont vraisemblablement sur les terrains en place.

Le graphe indique que les valeurs du tassement montrent une augmentation significative et proportionnelle à l'état d'avancement des travaux. Toutefois, les variations présentent un caractère cyclique, entrecoupé de période plus ou moins stable qui sont le résultat de la pause du soutènement. Cette dernière tend à se stabiliser vers une valeur finale équivalente à 30 mm qui correspond à un arrêt des travaux de creusement suivi d'un renforcement des terrains en place.

### 3.1.2. Courbes de tassements de surface avoisinant le bâtiment 01



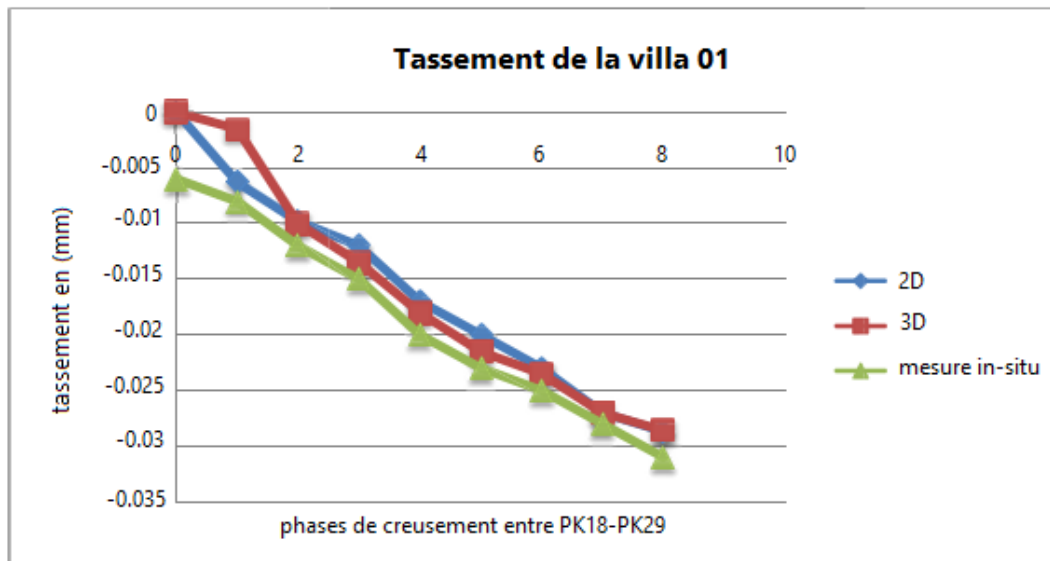
*Fig. 47. Tassement en surface.*

La figure ci-dessus présente un faible tassement en surface avoisinant le bâtiment 01 qui ne dépasse pas 5 mm.

### 3.2. Comparaison entre différents résultats

On va faire une comparaison entre les résultats de tassement obtenus par des mesures in-situ et d'autres obtenus par les calculs numériques dans le but de caler un modèle de référence.

La figure 48 représente la comparaison entre les résultats de modèle 2D-3D et les mesures in-situ.



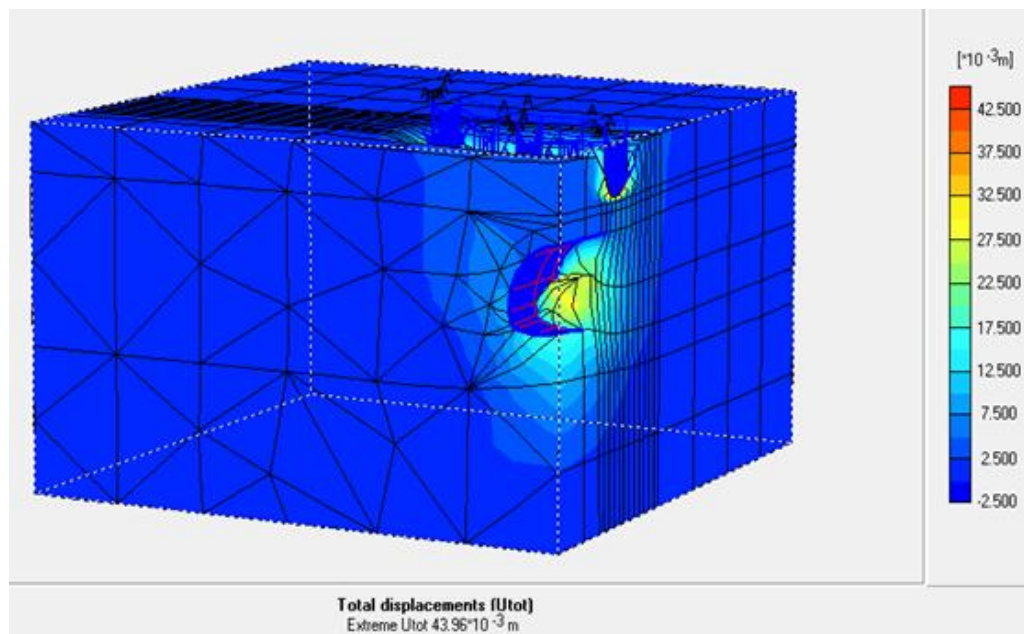
**Fig. 48.** Comparaison entre les résultats de modèle 2D-3D et les mesures in-situ.

La courbe de figure ci-dessus, met en évidence les différents résultats de la simulation numérique et les mesures in-situ. Nous pouvons constater la forte ressemblance entre les prédictions numériques et les valeurs in-situ. Malgré la coïncidence apparente des modèles 3D et 2D, la simulation tridimensionnelle présente une approche plus précise de la réalité du fait qu'elle attache plus d'importance aux différentes contraintes et déformations.

#### 4. Les résultats de modélisation

##### 4.1. Les déplacements

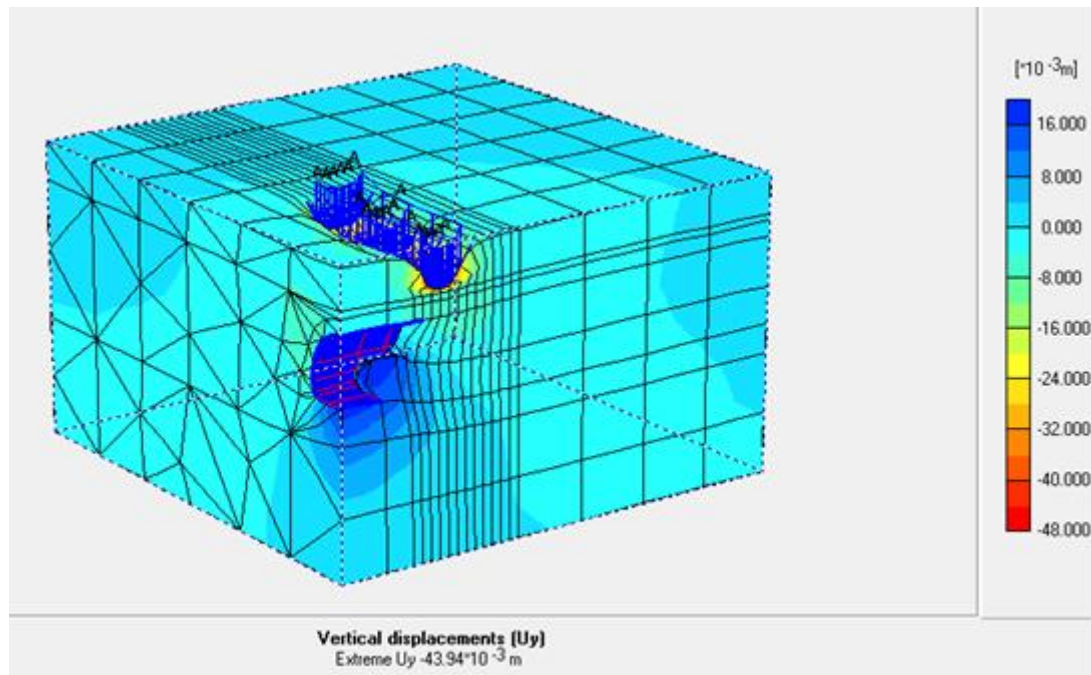
##### 4.1.1. Le déplacement total



**Fig. 49.** Déplacement total.

Le déplacement total est enivrant de 44 mm.

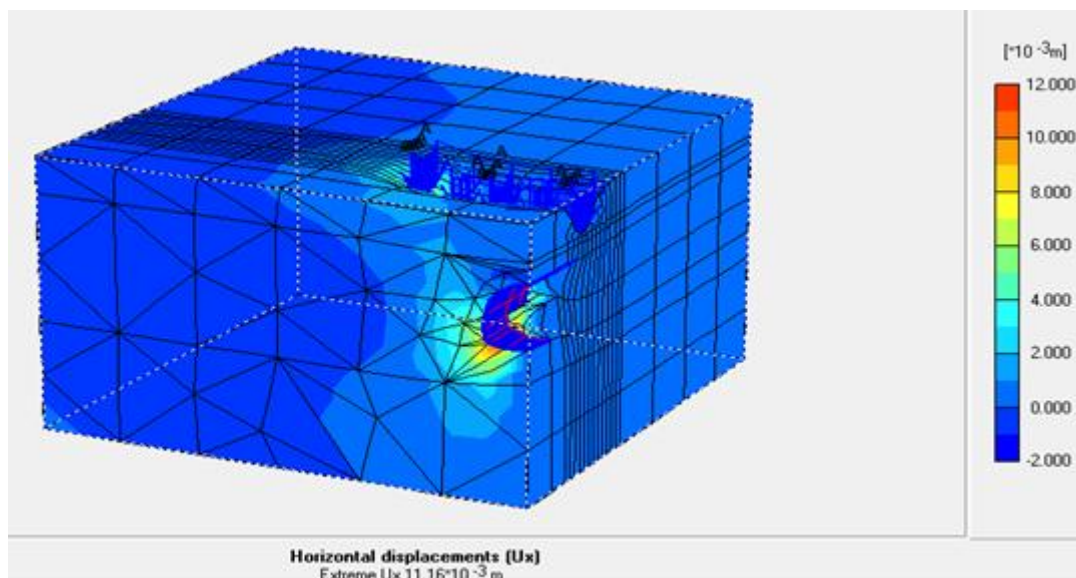
#### 4.1.2. Déplacement vertical



*Fig. 50. Déplacement vertical.*

Le déplacement vertical est 44 mm.

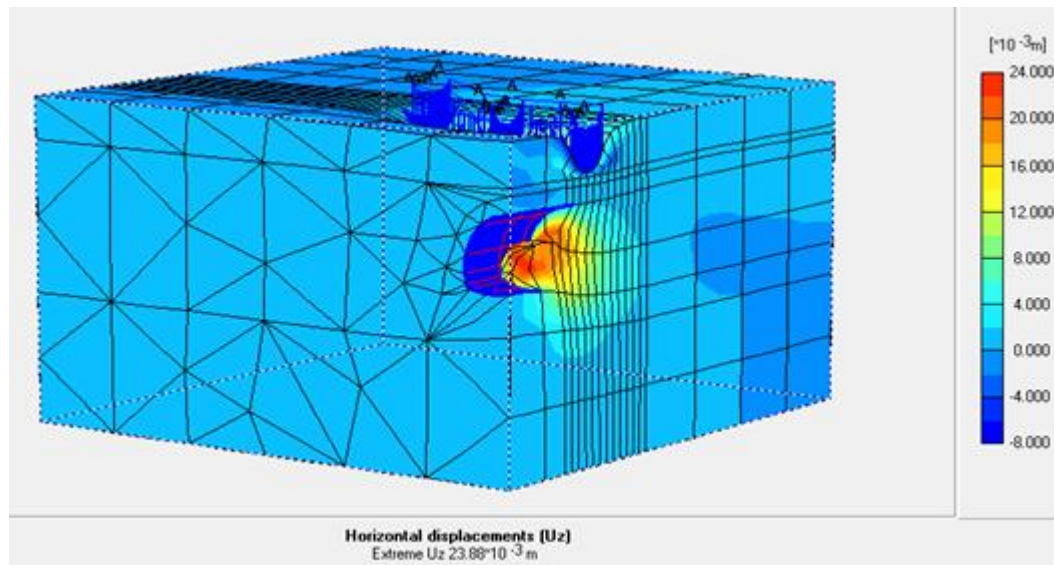
#### 4.1.3. Déplacement horizontal suivant l'axe X



*Fig. 51. Déplacement suivant l'axe X.*

Le déplacement suivant l'axe X = 11,16 mm.

#### 4.1.4. Déplacement horizontal suivant l'axe Z



*Fig. 52. Déplacement suivant l'axe Z.*

#### ✓ **Commentaire**

On remarque que le déplacement vertical est au maximum au-dessous du bâtiment, cet importance de déplacement où de tassement est lié à le phasage de creusement, et la faiblesse du terrain. Donc si nécessaire de renforcer le terrain sus-jacent avec le bâtiment avant de commencer les travaux d'excavation.

### **5. Conclusion**

Les confrontations entre les résultats d'auscultation et la simulation numérique montre que l'utilisation de modèle 3D permet d'obtenir des résultats en bon accord avec les phénomènes réels observés lors du creusement du tunnel.

Les résultats de tassement en surface sont relativement élevés. Malgré le fait qu'il ne représente aucune menace pour l'édifice souterrain du fait de la fiabilité du soutènement en place (voûte parapluie), il est très préoccupant car il met en danger le bâtiment se trouvant au- dessus. Il est donc logique que nous soumettions quelques recommandations pour renforcer les terrains en place et prévenir toute aggravation de la situation. En voici quelque unes:

- Renforcement du terrain avec des colonnes de jet-grouting;
- Injections de coulis de ciment dans le sol entre la voûte du tunnel et les semelles de fondation du bâtiment;
- Construction d'une dalle de radier générale sous le bâtiment.

# **CHAPITRE 6**

## **ANALYSE DE LA STABILITE DU FRONT DE TAILLE.**

### 1. Introduction

Lors de creusement d'un tunnel souterrain, on substitue à l'état initial une succession d'états dont on ne sait s'ils sont d'équilibre et qui résultent d'abord de la création d'un vide au sein du massif (annulation de la contrainte normale à la paroi le long du pourtour de l'excavation et redistribution des contraintes), puis de la mise en place d'un soutènement provisoire généralement souple, enfin de la pose d'un revêtement définitif généralement plus rigide (GREUELLE 1993). Dans ce cas, on n'ajoute pas des forces, mais on supprime des volumes de matière qui participaient à l'équilibre des forces de pesanteur préexistantes et que l'on remplace, après un certain délai, par des éléments de structure non équivalents.

### 2. Principaux facteurs influant sur la stabilité du front de taille

- Caractéristiques des terrains au front et leurs degrés d'hétérogénéité;
- Taille et forme de la section excavée;
- Profondeur du tunnel et l'état de contrainte;
- Présence d'eau et l'effet du gradient hydraulique qui gêne au déroulement des travaux;
- Méthode d'excavation et la technologie utilisée;
- Longueur sans soutènement et confinement ou renforcement du front.

### 3. Méthodes d'analyse de la stabilité du front de taille

Les méthodes usuelles de calcul de la stabilité du front de taille d'un tunnel résultent de travaux expérimentaux (essais d'extrusion en laboratoire, essais en centrifugeuse), semi – empiriques et théoriques (notamment approche par le calcul à la rupture) ainsi que de l'observation in situ. Il sera en général prudent d'utiliser concurremment plusieurs méthodes car les coefficients de sécurité obtenus pouvant être très différents d'une méthode à l'autre (DAIS 2005). Les différentes approches mettent notamment en évidence la forte incidence de la prise en compte de la géométrie tridimensionnelle de l'ouvrage et l'influence prépondérante de la cohésion du terrain, qu'il faut préserver (PEILA 1994, SKIKER 1995, SUBRIN 1997, SCHWEIGER et MAYER 2004).

#### 3.1. Tunnels en terrains cohérents

Dans ce cas, l'expérience montre que les ruptures au front de taille peuvent mobiliser des volumes de terrain importants.

Le facteur de charge qui représente le niveau de cisaillement, est calculé pour l'étude de la stabilité du front.

$$N = \frac{\sigma_v}{C_u}$$

Ou :

$\sigma_v$  : Contrainte verticale a la profondeur du tunnel [KN/m<sup>2</sup>];

$C_u$  : La cohésion du terrain.

S'il existe une pression de confinement  $\sigma_t$ , on utilise:

$$N = \frac{\sigma_v - \sigma_t}{c_u}$$

Plusieurs auteurs ont proposé des classifications qui permettent de corréler le facteur décharge  $N$  et les niveaux de déformation du sol. Le tableau suivant présente la classification de PECK et al (1972) pour les sols purement cohérents, qui est corroborée par KIRKLAND (1984), ainsi que celle de CLOUGH et SMITH (1981) qui présente un plus grand nombre de classes.

Tableau 1. Critère de classification des sols purement cohérents.

| PECK et al (1972) |                                                                      | CLOUGH et SMITH (1981) |                                                                                                                                                                         |
|-------------------|----------------------------------------------------------------------|------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| $N < 5$           | L'excavation peut être réalisée sans aucune difficulté.              | $N \leq 2$             | Les méthodes de réalisation du tunnel ont très peu d'influence sur les déformations du front de taille. Le volume de sol perdu est inférieur à 2 % du volume du tunnel. |
| $5 < N < 7$       | Un effondrement du front de taille peut survenir.                    | $N = 2 - 4$            | On constate de faibles déplacements du front. La perte de sol atteint 10 % du volume du tunnel mais l'utilisation d'un bouclier permet de la réduire à 2 ou 3 %.        |
| $N > 7$           | La réalisation du tunnel va se faire dans des conditions difficiles. | $N = 4 - 6$            | Nécessité d'utiliser un soutènement afin de limiter les déplacements.                                                                                                   |
| -                 | -                                                                    | $N \geq 6$             | La mise en place d'un soutènement au front de taille est indispensable.                                                                                                 |

La figure 1 montre la rupture du front de taille en terrain cohérent.

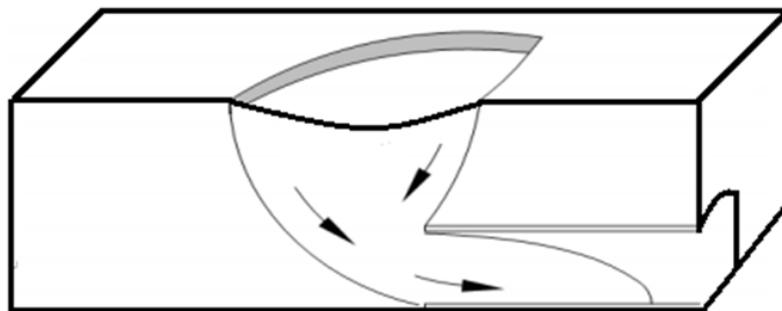


Fig. 1. Rupture du front de taille en terrain cohérent.

### 3.2. Tunnels en terrains frottant

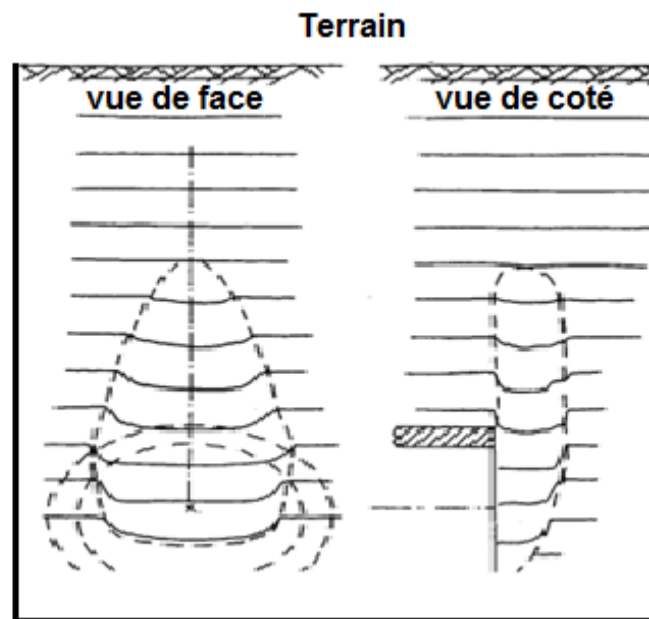
Les matériaux obéissant au critère de Coulomb sont caractérisés par un angle de frottement  $\phi$  et une cohésion  $C$ . Dans ce cas, la stabilité du front de taille dépend de la présence de chargements hydrauliques dans le massif et d'autres paramètres tels que l'angle de frottement du terrain et la résistance à la compression  $\sigma_c$ .

Les essais ont montré que la zone mise en rupture est plus restreinte que pour les terrains cohérents. On ne dispose pas d'approche très simplifiée, du type de celle décrite ci-dessus pour les terrains cohérents. Certains terrains granulaires peuvent présenter à court terme des conditions de stabilité satisfaisantes si le déroulement des travaux est bien maîtrisé :

- Avancement régulier;
- Protection rapide du front;
- Mise en place du soutènement près du front.

Il faut toutefois prendre garde aux aléas dans le déroulement des travaux et aux hétérogénéités possibles du terrain.

La figure 2 représente le mécanisme de rupture d'après CHAMBON et CORTE (1994).



**Fig. 2.** Mécanisme de rupture d'après CHAMBON et CORTE (1994).

### 4. Etude d'équilibre du front de taille

Le calcul d'équilibre du front de taille, découle de l'étude de la rupture des terrains situés derrière le front. Cette rupture est accompagnée par l'apparition d'une fissure sensiblement rectiligne qui partage le massif en deux à partir du pied de front de taille, cette ligne est appelée la ligne de glissement. On appelle coin de glissement, la fraction

du massif comprise entre le front et la fissure, ce coin accompagne le front dans son déplacement.

La zone est modélisée par un rectangle coextensif qui représente le front de taille de superficie :

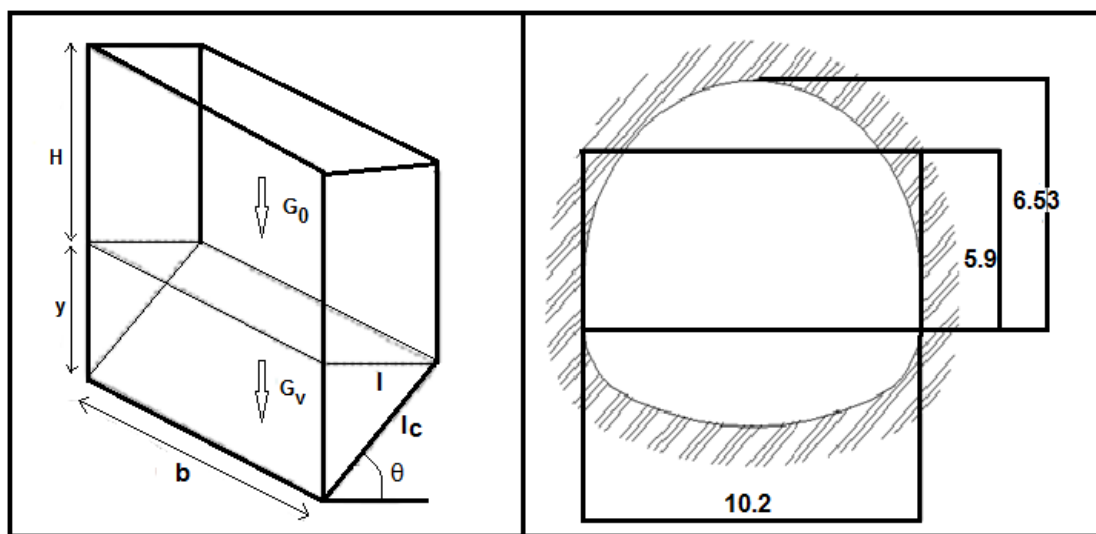
$$S = b.y$$

Où :

b: La largeur maximal du front [m];

y: La hauteur de la partie calotte + Stross [m].

La figure 3 montre les deux schémas de blocs supérieurs et inférieurs.



*Fig. 3. Schéma blocs supérieurs et inférieurs.*

#### 4.1. Coefficient de poussée des terres au repos $K_0$

La poussée des terres, est donnée sous la forme :

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

Le coefficient  $K_0$  varie en fonction de coefficient de poisson  $\nu$  :

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

#### 4.2. Etude de l'équilibre globale

On se basant sur le schéma des deux blocs :

##### 4.2.1. Bloc inférieur

Le tableau 2 représente les paramètres du bloc inférieur.

Tableau 2. Paramètres du bloc inférieur.

| paramètres                                    | Equation                                            |
|-----------------------------------------------|-----------------------------------------------------|
| Terre-plein : I [m]                           | $\frac{y}{\tan(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{4})}$ |
| Ligne de glissement : I <sub>c</sub> [m]      | $\sqrt{y^2 + I^2}$                                  |
| Poids du bloc : G <sub>u</sub> [kN]           | $0,5 \times y \times I \times b \times \gamma$      |
| Cohésion de glissement : C <sub>GF</sub> [kN] | $I_c \times c \times b$                             |
| Cohésion latérale : C <sub>SF</sub> [kN]      | $y \times I \times c$                               |

L'équilibre du bloc inférieur est vérifié si :

$$G_u - C_{GF} - C_{SF} < 0$$

#### 4.2.2. Bloc supérieur

Le tableau 3 représente les paramètres du bloc supérieur.

Tableau 3. Paramètres du bloc supérieur.

| paramètres                                | Application numérique               |
|-------------------------------------------|-------------------------------------|
| Poids du bloc : G <sub>0</sub> [kN]       | $I \times b \times \gamma \times H$ |
| Cohésion de bloc : C <sub>STF</sub> [kN]  | $2 \times H \times b \times c$      |
| Cohésion latérale : C <sub>SLF</sub> [kN] | $2 \times H \times I \times c$      |

#### A. La friction T<sub>R</sub>

$$T_R = (I+b) \times H^2 \times \gamma \times (1-\sin\varphi) \tan\varphi$$

L'équilibre du bloc supérieur est vérifié si :

$$G_u - C_{STF} - C_{SLF} - T_R < 0$$

### 5. Renforcement du front par des boulons d'encrages

#### 5.1. La méthode du professeur MURAYAMA

MURAYAMA (cité par PERA 1984) propose une approche bidimensionnelle souvent utilisée pour sa simplicité. Cette méthode est basée sur un équilibre limite associé à une surface de rupture de type spirale logarithmique passant par C et admet un schéma de charge de type TERZAGHI (figure 4).

Dans notre cas, l'équilibre est évalué à court terme et il s'agit d'un équilibre rotationnel autour de O. La contrainte verticale  $q$  de TERZAGHI est valable pour les problèmes à deux dimensions.

$$q(z) = \frac{B\gamma - 2C}{2K \tan \varphi} \left[ 1 - e^{\left(-\frac{2KH \tan \varphi}{B}\right)} \right] + q_1 e^{\left(-\frac{2KH \tan \varphi}{B}\right)} \quad [\text{kN/m}^2]$$



$$R_c = c \cdot I_c \text{ [kN/m]}$$

Donc :

$$R_\phi = R_c \cdot \sin \phi \text{ [kN/m]}$$

La force résultante est :

$$R = \sqrt{G^2 + R_c^2 - 2G \cdot R_c \cdot \cos(90 - \nu)}$$

La force résultante d'équilibre :

$$H_A = R \frac{\sin \beta}{\sin \varepsilon}$$

Avec :

$$A = b \times y \text{ [m}^2\text{]}$$

$$\nu = 45^\circ + \frac{\phi}{2} \text{ [}^\circ\text{]}$$

$$L_c = y \left( \frac{1}{\tan \nu - \tan \alpha} \right) \text{ [m]}$$

$$I_c = \frac{y}{\sin \nu} \text{ [m]}$$

$$S = \left( \frac{L_c}{2} \right) (y + h_1) \text{ [m}^2\text{]}$$

$$G = S \times \gamma \text{ [kN/m]}$$

Pour déterminer l'équilibre au niveau du front MURAYAMA propose la méthode suivante :

- Moment cylindrique

$$M_{\text{cylindrique}} = \frac{(8 \times \gamma \times y^3)}{3} \text{ [kN.m]}$$

- Colonne montante

$$C_{\text{montante}} = 2y^2 \times \gamma \times H \text{ [kN.m]}$$

- Moment moteur

$$M_{\text{moteur}} = M_{\text{cylindrique}} + C_{\text{montante}} \text{ [kN.m]}$$

- Moment résistant

$$M_{\text{résistant}} = 2\pi \times y^2 \times c \text{ [kN.m]}$$

- Facteur de sécurité

$$F = \frac{M_{résistant}}{M_{moteur}} \quad 1 < F < 1,5$$

$$\frac{F}{c'} = \frac{\pi}{2} \left( \frac{1}{6+H} \right)$$

L'équilibre est atteint si :  $F = 1$

C'est-à-dire :

$$c' = \left[ \frac{\pi}{2} \left( \frac{1}{6+H} \right) \right]^{-1} \quad [\text{kN/m}^2]$$

Si :  $c < c'$  alors l'utilisation des boulons pour stabiliser le front est nécessaire

### A. Détermination du nombre de boulons

Limite de rupture des boulons  $F_{rg}$  [kN]

Effort appliqué par l'ensemble des boulons par l'ensemble des boulons

$$F_{\text{boulons}} = H_A \times b \quad [\text{kN}]$$

Ou :

$H_A$  : est la force résultante d'équilibre.

Nombre de boulons nécessaire

$$N \geq \frac{F_{\text{boulons}}}{F_{rg}}$$

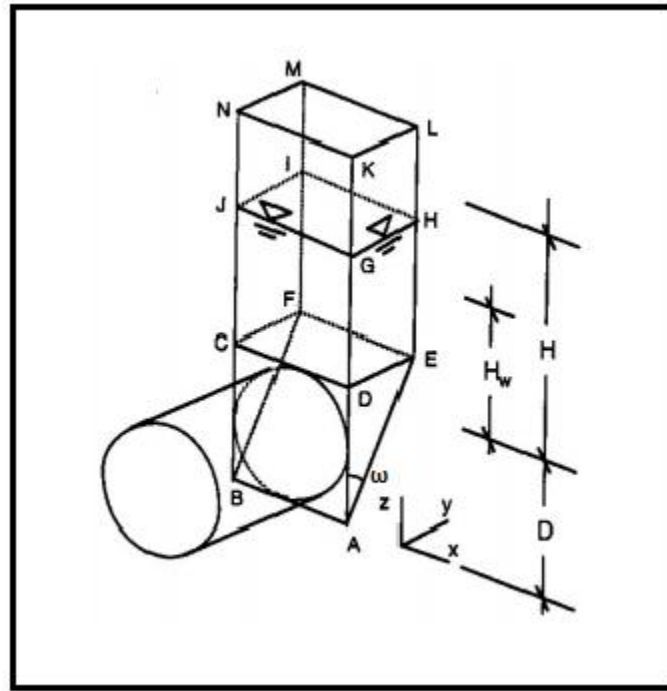
### 5.2. La méthode d'ANAGNOSTOU et KOVARI

Cette méthode est basée sur deux idées fondamentales :

- Le premier est que la pression agissant au niveau de la clef de l'ouvrage peut être déduite de la formule de TERZAGHI;
- la deuxième est de considérer l'équilibre d'un coin de terrain situé devant le front de taille et soumis à différents efforts.

Ces calculs s'appliquent également à des ouvrages situés en dessous de la nappe phréatique, et peuvent inclure l'effet de l'écoulement d'eau vers le tunnel. Cependant, on ne présentera ici que le cas où cet écoulement est inexistant, ce qui est le cas de notre tronçon de tunnel .

Le calcul de la pression au niveau de la clef du tunnel est obtenu à partir de la formule de TERZAGHI en (1951), adaptée à des conditions tridimensionnelles. Par simplification, le front de taille est assimilé à un carré de côté égal au diamètre du tunnel. Le schéma de glissement utilisé est celui préconisé par HORN en (1961) et repris sur la figure suivante.



**Fig. 6.** Mécanisme de rupture selon HORN (1961).

L'analyse est développée avec un calcul à l'équilibre limite.

La force S appliquée sur la face du front de taille à l'équilibre (figure 7) :

$$S = \frac{V+G}{\tan(\omega+\varphi)} - \frac{T_S + C_u \frac{B \times H}{\cos \omega}}{(\cos \omega) \times (\tan \varphi + \tan \omega)}$$

Ou :

V : La charge verticale sur le prisme selon TERZAGHI;

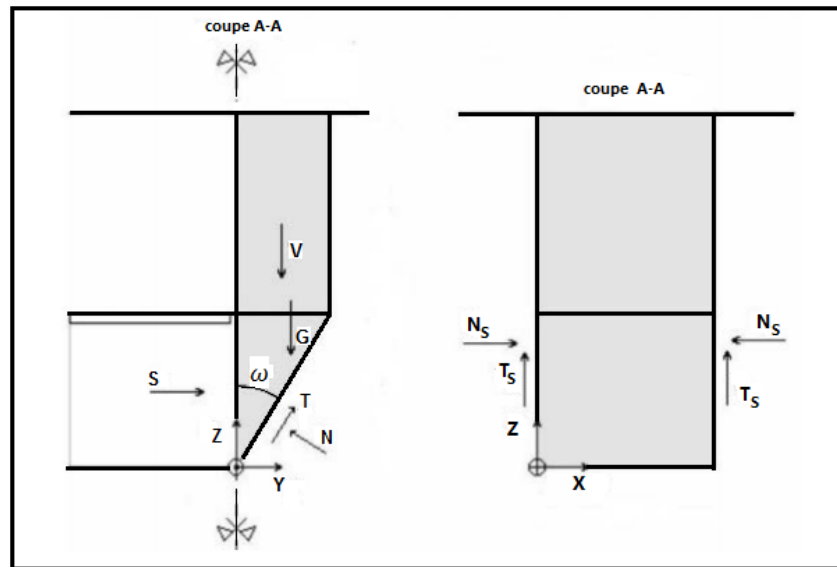
G : Le poids du prisme;

T : Effort tangentiel le long de la surface de rupture;

N : Effort normal a la surface de rupture;

$T_S$  : Effort tangentiel à la surface latérale;

$N_S$  : Effort normal à la surface de latérale.



**Fig. 7.** Les efforts agissant sur le front de taille.

La charge verticale de TERZAGHI sur le prisme est :

$$V = \sigma_v \times A_1$$

Ou :

$\sigma_v$  : la charge verticale de TERZAGHI [kN/m];  
 $A_1$  : surface d'impact de la charge verticale [m²].

L'effort tangentiel à la surface latérale est :

$$T_s = c \times A_2$$

$A_2$  : est la surface latérale d'impact de l'effort tangentiel.

On conclusion si :

$S < 0$  le front de taille est stable;

$S > 0$  le front de taille n'est pas stable.

Dans le cas où le front de taille n'est pas stable, on peut le renforcer par des boulons en utilisant la relation suivante pour déterminer le nombre de boulons :

$$n = \frac{S}{T_b}$$

$T_b$  : est la traction admissible des boulons.

## 6. Calcul de stabilité du front de taille

Dans les parties du tunnel traversant des zones de recouvrement bas ou celles constitué de matériaux de caractéristiques de faible résistance, des calculs spécifiques seront effectués de sorte à évaluer la stabilité du front d'excavation. Ces calculs pourront être réalisés via les méthodes empiriques, les méthodes d'équilibre limite (ANAGNOSTOU et KOVARI, CORNEJO, MURAYAMA), ou d'analyse limite.

Le front de taille est modelé par un rectangle coextensif :

$$A = 10,2 \times 5,9$$

Donc :

$$A = 60,20 \text{ m}^2$$

## 6.1. Etude de l'équilibre global

### 6.1.1. Blocs inférieur

Le tableau 4 représente les Paramètres du bloc inférieur.

Tableau 4. Paramètres du bloc inférieur.

| Paramètres                                    | Application numérique                                | Résultat |
|-----------------------------------------------|------------------------------------------------------|----------|
| Terre-plein : I [m]                           | $\frac{6,2}{\tan(\frac{\pi}{4} + \frac{43}{4})}$     | 4,22     |
| Ligne de glissement : I <sub>c</sub> [m]      | $\sqrt[2]{6,2^2 + 2,70^2}$                           | 6,76     |
| Poids du bloc : G <sub>u</sub> [kN]           | $0,5 \times 9,72 \times 2,70 \times 6,2 \times 23,3$ | 1895,60  |
| Cohésion de glissement : C <sub>GF</sub> [kN] | $6,76 \times 100 \times 9,72$                        | 6570,72  |
| Cohésion latérale : C <sub>SF</sub> [kN]      | $2,7 \times 6,2 \times 100$                          | 1674,00  |

#### • Vérification d'équilibre du bloc inférieur

$$G_u - C_{GF} - C_{SF} = - 6349,12 \text{ [kN]}$$

$$G_u - C_{GF} - C_{SF} < 0$$

Donc l'équilibre du bloc inférieur est vérifié.

### 6.1.2. Blocs supérieur

Le tableau 5 représente les Paramètres du bloc supérieur.

Tableau 5. Paramètres du bloc supérieur.

| Paramètres                                | Application numérique                    | Résultat |
|-------------------------------------------|------------------------------------------|----------|
| Poids du bloc : G <sub>o</sub> [kN]       | $4,22 \times 9,72 \times 23,3 \times 25$ | 23893,21 |
| Cohésion de bloc : C <sub>STF</sub> [kN]  | $2 \times 25 \times 100 \times 9,72$     | 48600    |
| Cohésion latérale : C <sub>SLF</sub> [kN] | $2 \times 25 \times 100 \times 4,22$     | 21100    |

#### • Vérification d'équilibre du bloc supérieur

##### ▪ La friction T<sub>R</sub>

$$T_R = (4,22 + 9,72) \times 23,3 \times 25^2 \times (1 - \sin 43) \times \tan 43$$

Donc :

$$T_R = 11382,04 \text{ kN}$$

$$G_u - C_{STF} - C_{SLF} - T_R = -57188,83$$

$$G_u - C_{STF} - C_{SLF} - T_R < 0$$

On déduit que l'équilibre du bloc supérieur est vérifié.

## 6.2. La méthode de renforcement du front par MURAYAMA

Le tableau 6 représente les Paramètres utilisés pour le calcul.

Tableau 6. Paramètres utilisés pour le calcul.

|                                                      |      |
|------------------------------------------------------|------|
| Hauteur de la couverture : H [m]                     | 25   |
| Rayon du tunnel : $y$ [m]                            | 5,12 |
| Poids volumique : $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]      | 23,3 |
| La Cohésion $c$ [kN/m <sup>2</sup> ]                 | 100  |
| La surcharge a la surface $q_1$ [kN/m <sup>2</sup> ] | 10   |
| Angle de frottement interne : $\phi$ [°]             | 43   |

### 6.2.1. Calcul des forces agissantes sur le front

À l'état de l'équilibre limite, il existe trois forces qui sollicitent l'ouvrage.

- $G$  poids des terres [kN/m];
- $R_c$  Cohésion active [kN/m];
- $R_\phi$  Effort de frottement le long de la ligne de glissement [kN/m].

Le tableau 7 représente Les différents paramètres intervenants dans l'étude d'équilibre.

Tableau 7. Les différents paramètres intervenants dans l'étude d'équilibre.

| -                                            | Paramètre                                              | Valeur numérique |
|----------------------------------------------|--------------------------------------------------------|------------------|
| Caractéristique mécaniques de l'horizon (Sa) | Masse volumique [kN/m <sup>3</sup> ]                   | 25               |
|                                              | Angle de frottement interne : [°]                      | 43               |
|                                              | Cohésion $c$ : [kN/m <sup>2</sup> ]                    | 100              |
| Géométrie Calotte + Stross                   | Hauteur du front de taille : $y$ [m]                   | 6,2              |
|                                              | Largeur du tunnel $D$ [m]                              | 9,72             |
|                                              | Inclinaison frontale : $\alpha$ [°]                    | 0                |
|                                              | Surface frontale : $A$ [m <sup>2</sup> ]               | 60,26            |
|                                              | Largeur fictive : $B$ [m]                              | 9,72             |
| Charges                                      | Inclinaison de surface de glissement : $\nu$ [°]       | 66,5             |
|                                              | longueur de surface de glissement : $I_c$ [m]          | 6,76             |
|                                              | largeur de surface de glissement : $L_c$ [m]           | 2,69             |
|                                              | $h_1$ [m]                                              | 1,44             |
|                                              | Surface du corps de glissement : $S$ [m <sup>2</sup> ] | 10,27            |
|                                              | Poids du corps de glissement : $G$                     | 239,29           |

Sachant que :

$$h_1 = \frac{L_c}{2 \tan \varphi}$$

$$\beta = 30^\circ$$

$$\varepsilon = 60^\circ$$

La cohésion active  $R_c$

$$R_c = c \times I_c$$

Donc :

$$R_c = 100 \times 6,76$$

$$R_c = 676 \text{ kN/m}$$

La composante tangentielle  $R_\varphi$

$$R_\varphi = R_c \times \sin \varphi$$

Donc :

$$R_\varphi = 676 \times \sin 43$$

$$R_\varphi = 461,03 \text{ kN/m}$$

Donc on calcule la force résultante :

$$R = \sqrt{G^2 + R_c^2 - 2G \cdot R_c \cdot \cos(90 - \nu)}$$

$$R = \sqrt{239,29^2 + 676^2 - 2 \times 239,29 \times 676 \times \cos(90 - 66,5)}$$

$$R = 466,42 \text{ kN/m}$$

La force résultante d'équilibre (force qu'il faut appliquer sur le front) :

$$H_A = 466,42 \times \frac{\sin 23,5}{\sin 66,5}$$

$$H_A = 202,80 \text{ kN/m}$$

Tableau 8. Tableau récapitulatif pour l'étude d'équilibre.

| Paramètre                                    | Valeur |
|----------------------------------------------|--------|
| La cohésion active [kN/m]                    | 676,00 |
| La force résultante R [kN/m]                 | 466,42 |
| La force résultante d'équilibre $H_A$ [kN/m] | 202,80 |

- Moment cylindrique :

$$M_{\text{cylindrique}} = \frac{(8 \times \gamma \times y^3)}{3}$$

Donc :

$$M_{\text{cylindrique}} = \frac{(8 \times 23,3 \times 6,2^3)}{3}$$

$$M_{\text{cylindrique}} = 14808,11 \text{ kN.m}$$

- Colonne montante :

$$C_{\text{montante}} = 2y^2 \times \gamma \times H$$

Donc :

$$C_{\text{montante}} = 2 \times (6,2)^2 \times 23,3 \times 25$$

$$C_{\text{montante}} = 44782,60 \text{ kN.m}$$

- Moment moteur :

$$M_{\text{moteur}} = M_{\text{cylindrique}} + C_{\text{montante}}$$

Donc :

$$M_{\text{moteur}} = 14808,11 + 44782,60$$

$$M_{\text{moteur}} = 59590,71 \text{ kN.m}$$

- Moment résistant

$$M_{\text{résistant}} = 2 \pi \times y^2 \times c$$

Donc :

$$M_{\text{résistant}} = 2 \pi \times (6,2)^2 \times 100$$

$$M_{\text{résistant}} = 24140,32 \text{ kN.m}$$

- Facteur de sécurité

$$F = \frac{M_{\text{résistant}}}{M_{\text{moteur}}}$$

Donc :

$$F = \frac{24140,32}{59590,71}$$

$$F = 0,41$$

$$F < 1$$

Donc le front n'est pas stable et nécessite un renforcement.

$$\frac{F}{c'} = \frac{\pi}{2} \left( \frac{1}{6+H} \right)$$

Donc :

$$\frac{F}{c'} = \frac{\pi}{2} \left( \frac{1}{6+25} \right)$$

$$\frac{F}{c'} = 0,051$$

L'équilibre est atteint si :  $F = 1$  C'est-à-dire :

$$c' = (0,051)^{-1}$$

$$c' = 19,61 \text{ t/m}^2 = 196,10 \text{ KN /m}^2$$

$c < c'$  alors l'utilisation des boulons pour stabiliser le front est nécessaire.

### 6.3. Méthode ANAGNOSTOU et KOVARI

$$S = \frac{V+G}{\tan(\omega+\varphi)} - \frac{T_S + C_u \frac{B \times H}{\cos \omega}}{(\cos \omega) \times (\tan \varphi + \tan \omega)}$$

Avec :

$$V = 2755,41 \text{ kN}$$

$$\omega = 23,50^\circ$$

$$A_1 = 26,14 \text{ m}^2$$

$$G = 1404,15 \text{ m}^2$$

$$\sigma_v = 105,41 \text{ kN/m}^2$$

$$T_S = 6026,40 \text{ kN}$$

Donc :

$$S = \frac{2755,41 + 1404,15}{\tan(23,5+43)} - \frac{6026,40 + 1895,60 \frac{9,72 \times 25}{\cos 23,5}}{(\cos 23,5) \times (\tan 43 + \tan 23,5)}$$

$$S = - 403560,48 \text{ kN}$$

$S < 0$  donc le front de taille est stable suivant la méthode ANAGNOSTOU et KOVARI.

## 7. Conclusion

La méthode de Murayama indique l'instabilité du front tandis que la méthode d'ANAGNOSTOU et KOVARI ainsi que la méthode de l'étude de l'équilibre globale affirment la stabilité du front de taille, les méthodes d'analyse de stabilité du front peuvent aboutir à des résultats dispersés vis-à-vis des hypothèses simplificatrices mises au départ, dans un projet réel plusieurs méthodes sont utilisées simultanément, il faut toujours se mettre à côté de la sécurité et se soumettre au résultats les plus défavorables.

D'après les résultats le creusement a pleine section est fortement déconseillé a la traversé de l'horizon (Sa) de faibles caractéristiques et l'application d'un renforcement du front de taille est recommandé (voute parapluie, boulons fibres de verres).

# **CHAPITRE 7**

## **SOUTÈNEMENT ET REVÈTEMENT.**

### 1. Introduction

Parmi les problèmes qui se posent au projeteur de tunnel, celui de la détermination des caractéristiques du soutènement d'un ouvrage souterrain en opérant en même temps sous les différentes contraintes sécuritaires et économiques.

Dans ce présent chapitre, nous allons présenter quelques méthodes de calcul de soutènement des ouvrages souterrains en phase d'avant-projet.

Après stabilisation des convergences, en mettant en place un soutènement provisoire, on doit prévoir un revêtement définitif du tunnel. Il a une fonction de résistance, car il doit reprendre les efforts à long terme (fluage, gonflement, ou pression hydrostatique) et ceux dus à la perte éventuelle de résistance du soutènement (rouille, vieillissement). Il a également une fonction de protection de l'étanchéité, de support des structures internes (panneaux, ventilateurs) et en fin esthétique puisque c'est lui que les futurs usagers verront lors de leur passage.

### 2. Méthode de calcul des tunnels

#### 2.1. Méthodes empiriques et semi-empiriques de pré-dimensionnement

Pour calculer ou concevoir un tunnel, certains auteurs ont proposé des synthèses sous forme de classifications. Ces méthodes, rapides d'emploi et donc économiques, reposent sur différents paramètres géotechniques. C'est donc le choix de ces paramètres et la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage qui va faire la différence d'une méthode à l'autre.

Au stade des études préliminaires, on dimensionne fréquemment les ouvrages souterrains à partir des classifications des massifs rocheux, ces méthodes sont en effet rapides d'emploi, donc économiques.

Il existe de nombreuses méthodes de classification se basant sur différents paramètres géotechniques. C'est le choix de ces paramètres et la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage qui font la différence d'une méthode à l'autre.

Les méthodes les plus utilisées actuellement sont :

- Classifications de l'AFTES;
- Classification de BIENIAWSKI;
- Classification de N. BARTON;
- Méthode de l'indice de résistance géologique GSI (*Geological Strength Index*).

##### 2.1.1. Classification de l'AFTES

L'Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain (AFTES) a été créée en janvier 1972. Sa principale activité consiste à diffuser des recommandations techniques dans le domaine des travaux souterrains. Ces recommandations sont préparées au sein de groupes de travail qui ont permis de constituer une classification, dite de l'AFTES.

L'AFTES propose une description plus générale du massif rocheux sous forme de notes alphanumériques caractérisant chaque paramètre. A partir de cette combinaison qu'elle se garde bien d'unifier, l'AFTES propose dans une autre recommandation un type de soutènement adapté, grâce à l'utilisation de plusieurs tableaux.

En résumé, pour citer l'AFTES : Cette méthode définit des critères généraux pour le choix de certains types de soutènements. Un seul critère suffit souvent à éliminer certains modes de soutènement.

Elle laisse donc plus de place à l'expérience du concepteur.

Les différents facteurs proposés par L'AFTES sont :

- Les conditions géologiques générales;
- Les conditions hydrogéologiques;
- Les discontinuités du massif rocheux;
- La déformabilité du massif;
- Les contraintes naturelles et la hauteur de couverture de l'ouvrage;
- Les caractéristiques mécaniques du terrain.

En plus de ces critères relatifs au massif rocheux, l'AFTES prend en considération :

- Des critères relatifs à l'ouvrage et à son mode d'exécution :
  - Les dimensions et la forme de la cavité;
  - Le procédé d'excavation, qui peut être soit à l'explosif en utilisant ou non la technique du redécoupage, soit purement mécanique.
- Des critères relatifs à l'environnement :
  - La sensibilité de l'environnement aux tassements;
  - Les effets d'une modification de l'équilibre hydrologique.

**Exemple 1**

Le tableau 1 représente la recommandation relative à la hauteur de couverture de l'ouvrage.

Tableau 1. Recommandation relative à la hauteur de couverture de l'ouvrage.

| Couverture                                                                                                                                                                                                                                                           |                     | Types de soutènement |   |     |     |     |     |     |     |     |     |     |   |   |   |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------|----------------------|---|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|---|---|---|
|                                                                                                                                                                                                                                                                      |                     |                      |   |     |     |     |     |     |     |     |     |     |   |   |   |
| Roches R1 à R4                                                                                                                                                                                                                                                       | Couverture < D      | ☒                    | ✓ | ✗   | ✗   | ☒   | ☒   | ☒   | ✓   | ✓   | ✓   | ✗   | ✓ | ☒ | ✓ |
|                                                                                                                                                                                                                                                                      | CN1                 | ✓                    | ✓ | ✓   | ✓   | ☒   | ✓   | ✓   | ✓   | ✓   | ✓   | ✗   | ✓ | ✓ | ✓ |
|                                                                                                                                                                                                                                                                      | CN2                 | ✗                    | ✓ | ✓   | ✓   | ☒   | ✓   | ✓   | ✓   | ✓   | ✓   | ✗   | ✓ | ✓ | ✓ |
|                                                                                                                                                                                                                                                                      | CN3                 | ☒                    | ✗ | ☒Sf | ☒Sf | ☒   | ✗   | ✓Sf | ✓Sf | ✓Sf | ✓Sf | ✗   | ✓ | ✓ | ✓ |
| Sols R5 et R6                                                                                                                                                                                                                                                        | Couverture < 1.5D   | ☒                    | ☒ | ☒   | ☒   | ☒   | ☒   | ☒   | ☒   | ☒   | ☒   | ☒   | ☒ | ✓ | ✓ |
|                                                                                                                                                                                                                                                                      | $\sigma_0$ modéré   | ☒                    | ✓ | ☒   | ✓   | ✓   | ✓   | ✓   | ✓   | ✓   | ✓   | ✓   | ✓ | ✓ | ✓ |
|                                                                                                                                                                                                                                                                      | $\sigma_0 > 10$ MPa | ☒                    | ☒ | ☒   | ✓Sf | ✓Sf | ✓Sf | ✓Sf | ✓Sf | ☒   | ✓Sf | ☒Sf | ☒ | ✓ | ✓ |
| Sf: Soutènement du front; ☒ : Particulièrement recommandé; ✓: Possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorable (plutôt favorable);<br>✗: Très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable); ☒: En principe impossible |                     |                      |   |     |     |     |     |     |     |     |     |     |   |   |   |

**Exemple 2**

Le tableau 2 représente la synthèse des critères de l'AFTES.

Tableau 2. Synthèse des critères de l'AFTES.

|                                                                                            |                   | Types de soutènement |     |   |   |   |          |      |      |      |   |      |   |   |   |
|--------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------|----------------------|-----|---|---|---|----------|------|------|------|---|------|---|---|---|
| Critères                                                                                   | Classes           |                      |     |   |   |   |          |      |      |      |   |      |   |   |   |
| Comportement mécanique                                                                     | R5a               | ☒                    | ☒   | ☒ | ✓ | ✓ | ☒        | ☒    | ☒    | ✓    | ✓ | ✓    | ✓ | ✓ | ✓ |
| Altérabilité                                                                               | Dissolution       | ✗                    | ☒   | ☒ | ✓ | ✓ | ☒Bcl     | ☒Bcl | ☒    | ☒    | ✓ | ✓    | ✓ | ✓ | ✓ |
| Hydrologie                                                                                 | H1   K2           | ☒                    | ✗Dr | ☒ | ✓ | ✓ | ☒        | ☒    | ☒    | ☒    | ✓ | ☒    | ✗ | ✓ | ✓ |
| Couverture                                                                                 | $\sigma_0$ modéré | ☒                    | ✓   | ☒ | ✓ | ✓ | ✓        | ✓    | ✓    | ✓    | ✓ | ✓    | ✓ | ✓ | ✓ |
| Environnement                                                                              | Sensible          | ✓                    | ✓   | ✓ | ✓ | ✓ | ✓Act+Bcl | ✓    | ✓    | ✓Bcl | ✓ | ✓Inj | ✓ | ✓ | ✓ |
| Synthèse                                                                                   |                   | ☒                    | ✗   | ☒ | ✗ | ✗ | ☒Act+Bcl | ✗    | ☒Enf | ☒Bcl | ✓ | ☒Inj | ✗ | ✓ | ✓ |
| Act : Cintres Actifs; Bcl : Bouclier; Enf : Avec Enfilage; Inj : Injection; Dr : Drainage. |                   |                      |     |   |   |   |          |      |      |      |   |      |   |   |   |

Le tableau 3 représente le choix du type de soutènement en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités d'après l'AFTES (1974).

Tableau 3. Choix du type de soutènement en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités d'après l'AFTES (1974).

| Discontinuités (cas ou l'excavation est faite à l'explosif avec découpage)                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              |                  |           | 1 | Boulons |       |         | Cintres |         | Voussoirs |   |   | 10 | Procédés spéciaux |    |    |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------|-----------|---|---------|-------|---------|---------|---------|-----------|---|---|----|-------------------|----|----|----|
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |                  |           |   | 2       | 3     | 4       | 5       | 6       | 7         | 8 | 9 |    | 11                | 12 | 13 | 14 |
| 15                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      | 16               | 17<br>(1) |   |         |       |         |         |         |           |   |   |    |                   |    |    |    |
| N1                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      | -                | -         | ● | □       | □     | □       | ☒       | □       | □         | × | × | ☒  | ☒                 | ☒  | ☒  | ☒  |
| N2                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      | Or2<br>Ou<br>Or3 | S1 à S3   | ● | □       | □     | □       | ☒       | □       | □         | × | × | ☒  | ☒                 | ×  | ☒  | ☒  |
| N2<br>N3<br>Ou<br>N4                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    | 18               | S1        | □ | □       | ●     | □       | ☒       | □       | □         | × | × | ☒  | ☒                 | ×  | ☒  | ☒  |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |                  | S2        | □ | □       | ●     | ●       | ☒       | □       | □         | × | × | ☒  | ☒                 | ×  | ☒  | ☒  |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |                  | S3        | □ | ●       | Gr    | ● Gr    | ☒       | □       | □         | □ | × | ☒  | ☒                 | □  | ☒  | ×  |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |                  | S4        | × | ●       | Gr-Bp | ● Gr-Bp | ☒       | ● Gr-Bp | ● Gr-Bp   | □ | □ | □  | ☒                 | □  | ☒  | ×  |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |                  | S5        | ☒ | ●       | ×     | Bp      | ☒       | ● Gr-Bp | ● Gr-Bp   | □ | □ | □  | ×                 | □  | ☒  | ×  |
| N5                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      |                  |           | ☒ | ●       | ☒     | Bp      | ☒       | ● Gr-Bp | ● Gr-Bp   | ● | □ | □  | ×                 | ●  | ☒  | ×  |
| 1: Pas de soutènement; 2:Béton projeté; 3: Ancrage ponctuel; 4: Ancrage réparti; 5: Barres lancées; 6: Lourds; 7: Légers coulissants; 8: Plaques métalliques assemblée; 9: Béton; 10:Tubes perforée; 11:Bouclier ou pousse tube; 12:Injection; 13:Air comprimé; 14: Congélation; 15: N° de familles; 16: Orientation; 17: Espacement; 18: Quelconque; Gr : Avec grille continue; Bp : Avec béton projeté; ● : Particulièrement recommandé (Nettement favorable);<br>□ : Possible à condition que d'autres cintres soient particulièrement favorables (plutôt favorable) |                  |           |   |         |       |         |         |         |           |   |   |    |                   |    |    |    |

**Note :**

(1) pour la famille la plus dense;

(2) scellement au mortier de préférence à la résine lorsque les fissures sont ouvertes.

### 2.1.2. Classification de BIENIAWSKI

BIENIAWSKI a présenté sa classification en 1973 en vue du dimensionnement des ouvrages souterrains et l'a modifiée à plusieurs reprises. La version actuellement utilisée est celle de 1989. L'indice RMR est la somme de cinq notes représentant la quantification de cinq paramètres caractérisant le rocher et d'une note d'ajustement dépendant de l'orientation des discontinuités vis-à-vis de l'ouvrage.

Le RMR a été calculé pour varier dans la gamme 0 à 100. Il utilise à plus de 70% la fracturation et n'accorde que 15% d'influence aux propriétés de la matrice et 15% aux conditions hydrogéologiques.

Par contre cette notation ne tient pas compte des situations de fortes contraintes dans le massif au droit de l'ouvrage.

A partir de cette classification, BIENIAWSKI donne des informations :

- Sur les propriétés globales attribuées au massif rocheux (le module, la cohésion et l'angle de frottement interne utiles lors de modélisations) ;
- Sur la méthode d'excavation envisageable ;
- Sur le type de soutènement le mieux adapté.

Les six paramètres utilisés par BIENIAWSKI sont :

- La résistance à la compression simple ou essai FRANKLIN (pour les roches dures);
- Rock Quality Designation (R.Q.D);
- L'espacement des joints;
- La qualité des discontinuités de la roche;
- Les conditions hydrologiques;
- Orientation des discontinuités.

#### A. La résistance à la compression simple ou essai FRANKLIN (pour les roches dures)

BIENIAWSKI reprend la classification de la résistance à la compression uniaxiale de la roche intacte proposée par DEERE.

Il propose également l'évaluation par le test de la charge ponctuelle dans lequel une carotte est chargée suivant un diamètre par deux pointes en acier (BROCH et FRANKLIN, 1972). On en déduit le  $I_s$  (appelé Indice FRANKLIN),  $I_s = \frac{P}{D^2}$

Et la résistance à la compression uniaxiale :  $\sigma_c = 14 + 0,175 \cdot D \cdot I_s$

Avec :

P : la charge pour rompre l'échantillon de roche;

D : le diamètre de la carotte [mm].

#### B. Rock Quality Designation (R.Q.D)

Il sert à caractériser la qualité de la roche, à partir d'un sondage carotté, d'un diamètre de l'ordre de 50 mm, le RQD est calculé sur la longueur de passe de sondage :

$$RQD = \frac{\sum \text{Des longueurs de carottes de longueur } \geq 10 \text{ [cm]}}{\text{Longueur de la passe de sondage}}$$

Le tableau 4 montre la classification des roches par RQD.

Tableau 4. Classification des roches par RQD.

| R.Q.D                | Qualité de roche |
|----------------------|------------------|
| R.Q.D < 25 %         | Très mauvaise    |
| 25 % < R.Q.D < 50 %  | Mauvaise         |
| 50 % < R.Q.D < 75 %  | Moyenne          |
| 75 % < R.Q.D < 90 %  | Bonne            |
| 90 % < R.Q.D < 100 % | Très bonne       |

### C. L'espace des joints

Le terme joint comprend tous les types de discontinuités (stratification, schistosité, fractures, diaclases). A nouveau BIENIAWSKI s'inspire de la classification proposée par DEERE.

Le tableau 5 représente la classification de l'espace des diaclases DEERE (1964).

Tableau 5. Classification de l'espace des diaclases DEERE (1964).

| Description        | Espace       | Etat du massif |
|--------------------|--------------|----------------|
| Très large         | > 3m         | Solide         |
| Large              | 1m à 3m      | Massif         |
| Moyennement serrée | 0.3m à 1m    | A blocs        |
| Serrée             | 50 mm à 0.3m | Fracturé       |
| Très serrée        | < 50 mm      | Ecrasé-broyé   |

### D. La qualité des discontinuités de la roche

Ce paramètre prend en considération l'ouverture des joints, leur continuité, leur rugosité et la présence éventuelle de matériaux de remplissage.

### E. Les conditions hydrologiques

Des tentatives de prise en considération de l'influence de l'eau souterraine sur la stabilité des excavations, sont présentées sous diverses formes :

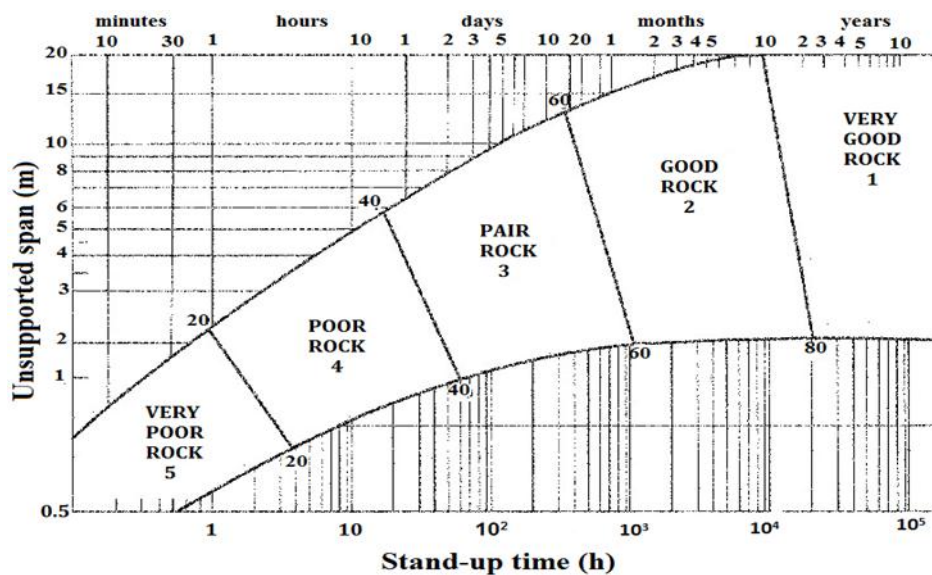
- Une mesure du débit d'eau entrant dans l'ouvrage;
- Le rapport entre la pression d'eau dans les joints et la contrainte principale maximale;
- Une observation qualitative des venues d'eau.

### F. Orientation des discontinuités

Ce dernier paramètre est traité séparément, car l'influence de l'orientation des joints se marque différemment suivant le type d'application; à savoir les tunnels, les talus ou les fondations.

Remarquons que la valeur prise par cette note d'ajustement est le fruit d'une estimation qualitative.

La figure 1 représente les classes des roches d'après la classification de BIENIAWSKI.



**Fig.1.** Tenue de l'excavation suivant la classe de rocher de Classification de BIENIAWSKI.

Chaque paramètre reçoit une note pour aboutir par addition à une note globale caractérisant la qualité du rocher.

Après addition des notes obtenues pour les cinq paramètres principaux, et ajustement pour tenir compte de l'orientation de la fracturation, on utilise le tableau suivant pour connaître :

- La classe du rocher (de très bon à très médiocre);
- Le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement.

*Tableau 6. Classification par note globale du RMR.*

| Note globale RMR                | 100 – 81                 | 80 – 61                 | 60 – 41                    | 40 – 21                     | < 20                      |
|---------------------------------|--------------------------|-------------------------|----------------------------|-----------------------------|---------------------------|
| Classe de rocher et description | 1<br>Très bon rocher     | 2<br>Bon rocher         | 3<br>Rocher moyen          | 4<br>Rocher médiocre        | 5<br>Rocher très médiocre |
| Temps de tenue moyen            | 10 ans pour 5m de portée | 6mois pour 4m de portée | 1semaine pour 3m de portée | 5heures pour 1,5m de portée | 10mn pour 0,5m de portée  |

La note globale obtenue permettant de connaître la classe de rocher est couramment appelée « *Rock Mass Ratio* » ou « *RMR* ».

Pour chaque classe de rocher, BIENIAWSKI propose également des recommandations sur le soutènement à mettre en place (tableau 7).

Tableau 7. Tableau de soutènements de BIENIAWSKI.

| Classe de la roche | Type de soutènement |                                                                      |               |           |                                                     |                                                                      |              |
|--------------------|---------------------|----------------------------------------------------------------------|---------------|-----------|-----------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------|--------------|
|                    | Boulons d'ancrages  |                                                                      | Béton projeté |           |                                                     | Cintres Métallique                                                   |              |
|                    | Espacement          | Complément d'ancrage                                                 | Voûte         | Piédroits | Complément de soutènement                           | Type                                                                 | Espacement   |
| 1                  | 1.5-2.0m            | Généralement pas nécessaire                                          |               |           |                                                     |                                                                      |              |
| 2                  | 1,0-1,5 m           | Occasionnellement treillis soudé en voute                            | 50mm          | Néant     | Néant                                               | Néant                                                                | Non rentable |
| 3                  | 0.5-1.0m            | Treillis soudé + 30 mm de béton projeté 100mm en voûte si nécessaire | 100mm         | 50mm      | Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire | Cintre léger                                                         | 1.5-2.0m     |
| 4                  | Non recommandé      | Treillis soudé +30 - 50mm de béton projeté en voute et en piédroits  | 150mm         | 100mm     | Treillis soudé et boulons de 1.5à3m d'espacement    | Cintre moyens+ 50 mm de béton projeté                                | 0.7-1.5m     |
| 5                  | Non recommandé      |                                                                      | 200mm         | 150mm     | Treillis soudé et boulons et cintre très légers     | Immédiatement 80mm de béton projeté puis cintre lourd à l'avancement | 0.7m         |

### 2.1.3. Classification de BARTON

#### 2.1.3.1. Origine et principe de la méthode

N.BARTON a analysé plus de 200 cavités existantes, pour la plupart en Europe et en Scandinavie. Il s'est en particulier intéressé à la stabilité de l'excavation en fonction de la qualité du rocher selon un indice qu'il définit lui-même, des dimensions de la cavité ainsi que de la destination de l'ouvrage. Cette analyse lui a permis de classer ces ouvrages en un certain nombre de catégories (38 au total) dont il décrit le soutènement.

Ainsi le projeteur peut désormais par cette méthode se référer à des ouvrages existants similaires placés dans des conditions de roches similaires à celles qu'il rencontre in-situ.

La classification aboutit donc à des recommandations en matière de soutènement qu'il convient néanmoins, comme pour les autres classifications, d'utiliser avec la plus grande prudence. Le plus souvent, elle aboutit à un surdimensionnement.

#### 2.1.3.2. Calcul de l'indice de qualité Q du rocher et autres paramètres

L'indice de qualité Q est le paramètre central de la méthode de N.BARTON, appelée aussi Q-system, La méthode repose sur le même principe que le RMR de BIENIAWSKI, c'est-à-dire qu'il s'agit de donner une note globale à la qualité d'un massif par l'intermédiaires de paramètres (BARTON 2017).

Le Q-system permet aussi de définir le mode de soutènement à mettre en place, à condition de connaître la valeur de Q, la largeur de l'excavation et la fonction de l'excavation. La connaissance de Q permet également par corrélations de calculer différents paramètres comme les RMR équivalents, le module de déformabilité ( $E_m$ ),

la pression s'exerçant sur le soutènement au niveau du toit et des parois et la vitesse des ondes P.

La qualité du massif rocheux est représentée par l'indice Q, calculé à partir de six paramètres. Au lieu d'être une somme de notes, il est le produit de six paramètres combinés de la façon suivante :

$$Q = \left( \frac{RQD}{J_n} \right) \left( \frac{J_r}{J_a} \right) \left( \frac{J_w}{SRF} \right)$$

RQD : est le (Rock Quality Designation) de DEERE;

J<sub>n</sub> : est l'expression du nombre de familles de joints;

J<sub>r</sub> : caractérise la rugosité des faces des joints;

J<sub>a</sub> : définit le degré d'altération, d'érosion des joints (épaisseur du joint et nature du matériau de remplissage);

J<sub>w</sub> : spécifie les conditions hydrogéologiques (importance des venues d'eau et pression);

SRF : Stress Reduction Factor (précise l'état des contraintes dans le massif).

BARTON et al donnent les commentaires suivants, qui permettent d'expliquer le regroupement des paramètres par paire :

1. Le premier rapport  $\left( \frac{RQD}{J_n} \right)$  représente la structure du massif rocheux et est une mesure de la taille moyenne des blocs rocheux.
2. Le second rapport  $\left( \frac{J_r}{J_a} \right)$  représente la résistance au cisaillement entre les blocs. Il est directement proportionnel à la rugosité des faces des joints (élément favorable pour la stabilité du tunnel car il en résulte une forte dilatance lors du cisaillement) et inversement proportionnel à l'épaisseur du joint (élément pouvant être extrêmement défavorable car un remplissage en argile sera caractérisé par un angle de frottement très faible).
3. Le troisième rapport  $\left( \frac{J_w}{SRF} \right)$  reprend deux paramètres de contraintes. J<sub>w</sub> est une mesure des pressions d'eau, qui agissent bien entendu à l'encontre de la résistance au cisaillement des joints, suite à une réduction de la contrainte normale effective; et SRF est une mesure :
  - Du poids des terrains à soutenir lorsque le tunnel est creusé dans un massif présentant des discontinuités.
  - Du champ des contraintes préexistantes dans le cas d'une roche saine.
  - De la charge induite par le fluage de roches plastiques.

Ce dernier rapport, difficile à évaluer, apparaît donc comme un facteur empirique décrivant le "contraintes actives" dans le massif rocheux.

L'indice Q peut varier de 0.001 à 1000. Les Q sont regroupés en 9 classes (tableau 8). Chaque classe correspond à une qualité de massif rocheux (tableau ci-dessous).

Les classes de Q se représentent sur une échelle logarithmique.

Tableau 8. Classification de la qualité de la roche d'après BARTON.

| Valeurs    | Qualité du massif           |
|------------|-----------------------------|
| 400-1000   | Exceptionnellement bonne    |
| 100- 400   | Extrêmement bonne           |
| 40- 100    | Très bonne                  |
| 10- 40     | Bonne                       |
| 4-10       | Moyenne                     |
| 1- 4       | Mauvaise                    |
| 0.1-1      | Très mauvaise               |
| 0.01-0.1   | Extrêmement mauvaise        |
| 0.001-0.01 | Exceptionnellement mauvaise |

### 2.1.3.3. Domaine d'application du Q-system

#### A. Détermination du mode de soutènement

Afin de pouvoir relier leur « *Tunnelling Quality Index* » Q à des recommandations de soutènement dans les ouvrages souterrains, Barton et al ont défini une grandeur supplémentaire qu'ils appellent la dimension équivalente (De) de l'excavation :

$$De = \frac{\text{portée, diamètre ou hauteur de l'excavation [m]}}{ESR}$$

Avec ESR « *Excavation Support Ratio* » étant un facteur dépendant de la finalité de l'excavation, autrement dit, du degré de sécurité recherché pour la stabilité.

#### B. Détermination des efforts

La valeur de l'indice Q est utilisée dans le calcul de la pression qui s'exerce sur le soutènement. Au niveau de la voûte la pression s'exprime de la façon suivante :

$$P_{\text{voûte}} = \left( \frac{2}{J_r} \right) \cdot Q^{(-1)/3}$$

Au niveau de la paroi, des observations ont montré que la pression qui s'exerce sur le soutènement est égale au tiers de la pression qui s'exerce au niveau de la voûte, en supposant un état de contrainte « normal » :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \sigma_v \\ \sigma_3 = \sigma_h \\ \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = 0.5 \end{cases}$$

Un nouvel indice  $Q_p$  est recalculé. Il correspond à l'indice Q mais au niveau des piédroits et se nomme « *Wall quality* » ou indice de qualité au niveau des piédroits. La valeur de  $Q_p$  se calcule à partir de Q :

$$\begin{aligned} Q_p &= 5Q && \text{quand} && Q > 10 \\ Q_p &= 2,5Q && \text{quand} && 0,1 < Q < 10 \\ Q_p &= Q && \text{quand} && Q < 0,1 \end{aligned}$$

### C. Détermination du module de déformabilité du massif

Le Q-system permet de calculer le module de déformabilité du massif. Pour un même massif rocheux il existe trois valeurs de module de déformabilité : un module minimum  $E_{\min}$ , un module moyen  $E_{\text{moy}}$  et un module maximum  $E_{\max}$ .

Ces trois modules peuvent être calculés à l'aide de l'indice Q:

- $E_{\min} = 10. \log Q$
- $E_{\text{moy}} = 25. \log Q$
- $E_{\max} = 40. \log Q$

BARTON présente aussi la formule ci-après qui permet de calculer ( $E_m$ ) à partir de l'espacement des discontinuités (S), de la raideur normale des joints ( $K_n$ ) et du module de déformabilité de la roche intacte ( $E_i$ ) :

$$\frac{E_m}{E_i} = \frac{K_n \cdot S}{K_n \cdot S + E_i}$$

Toutes les formules précédentes permettent de calculer ( $E_m$ ) dans le cas d'excavation avec soutènement. Pour des excavations sans soutènement le module de déformabilité est calculé à l'aide de la largeur de l'excavation (SPAN) et du coefficient ESR :

$$E_{\max} = 100. \log \left( \frac{\text{SPAN}}{2 \cdot \text{ESR}} \right)$$

Après avoir établi l'indice de qualité Q du rocher, les dimensions et la destination de l'ouvrage, la figure 2 représente les catégories de soutènement.

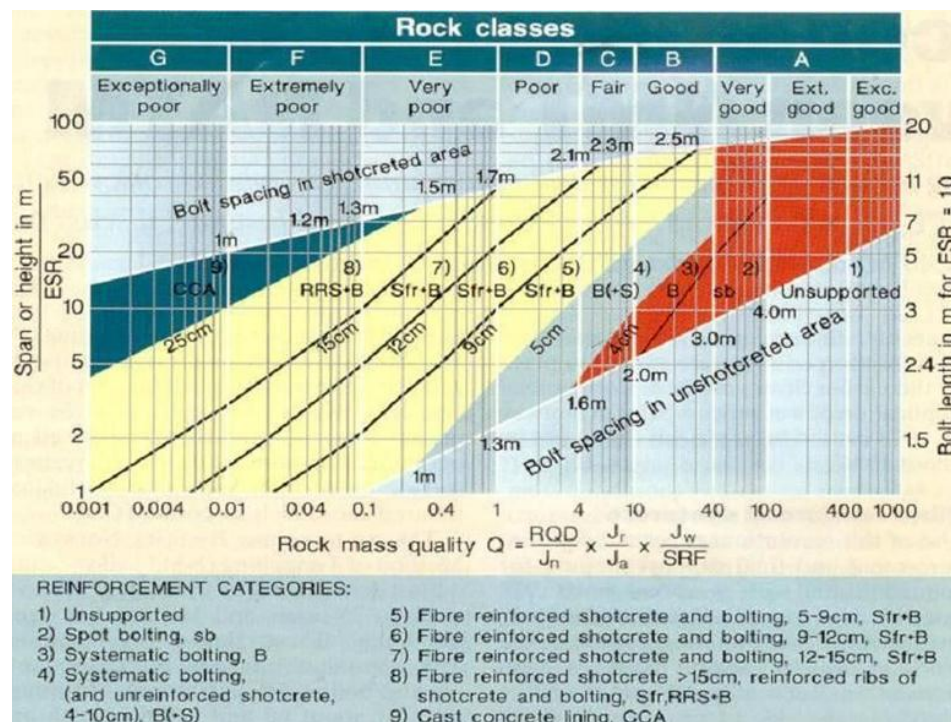


Fig.2. Relation entre Q et les catégories de soutènement BARTON and al (1974).

Les soutènements proposés s'appliquent avant tout au soutènement permanent du toit.

Néanmoins, N. BARTON propose d'évaluer le soutènement des piédroits et les soutènements provisoires de la même façon en utilisant les indications ci-dessous :

- **Soutènement définitif des piédroits**

Le plus souvent et pour des conditions moyennes de rocher on applique le dispositif prévu pour la voûte en multipliant par 1,5 la maille des ancrages et par 2/3 l'épaisseur de béton projeté. Si la roche est mauvaise, le même dispositif sera appliqué aux piédroits et même au radier. Les parois de grandes hauteurs sont à considérer en particulier. Une méthode empirique consiste aussi à multiplier l'indice  $Q$  d'une valeur de 5 si  $Q > 10$ , d'une valeur de 2,5 si  $Q$  est compris entre 0,1 et 10, et à conserver la valeur de  $Q$  si  $Q < 0,1$ .

- **Soutènement provisoire**

N. BATRON pense que l'on obtient une estimation réaliste en remplaçant:

- ESR par 1,5 ESR;
- $Q$  (voûte) par 1,5  $Q$  (voûte);
- $Q_p$  (piédroits) par 5. $Q_p$  (piédroits).

### 2.1.4. Méthode de l'indice de résistance géologique GSI (Geological Strength Index)

L'un des problèmes majeurs dans la conception des ouvertures souterraines est d'estimer les paramètres de résistance de la masse rocheuse in situ. Le module de résistance et de déformation des massifs rocheux ne peuvent pas être déterminé directement, puisque les dimensions des échantillons représentatifs sont trop grandes pour les tests de laboratoire.

HOEK a proposé un système nouveau pour classifier les massifs rocheux appelé « *Geological Strength Index*, GSI » en remplaçant le RMR de BIENIAWSKI pour éliminer les limitations découlant de l'utilisation de ce schéma de classification. Le système GSI semble être plus pratique que les autres systèmes de classification tels que  $Q$  et RMR lorsqu'il est utilisé dans le critère de rupture de HOEK-BROWN. Par conséquent, la valeur GSI est un paramètre d'entrée le plus populaire pour le critère de HOEK-BROWN pour estimer le module de résistance et de déformation des massifs rocheux fracturés.

Le GSI est un nombre sans dimension, déterminé empiriquement, qui varie entre 5 et 85, et qui peut être estimé à partir d'un examen de la qualité de la masse rocheuse in situ. La méthode GSI s'appuie donc sur une observation directe de la structure du massif rocheux.

La figure ci-dessous présente les 20 codes qui permettent d'identifier chaque catégorie de masses rocheuses, et d'estimer la valeur du GSI à partir des conditions de surface des discontinuités et de leur structure.

| <b>CARACTERISTIQUES DE LA MASSE ROCHEUSE POUR L'ESTIMATION DE LA RESISTANCE</b><br>A partir de l'apparence de la roche, choisir la catégorie qui donne, selon vous, la meilleure description des conditions moyennes de structure in situ. [...] Le critère de Hoek-Brown devrait uniquement être appliqué à des masses rocheuses dont la taille des blocs individuels est petite devant celle de l'excavation. |                                                                                                                                       | <b>CONDITIONS DE SURFACE</b><br><br><b>TRES BONNES</b> : Surfaces fraîches, non-altérées, très rugueuses<br><b>BONNES</b> : Surfaces couleur de fer, rugueuses et légèrement altérées<br><b>MOYENNES</b> : Surfaces lisses, altérées ou moyennement altérées<br><b>PAUVRES</b> : Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage compact de fragments anguleux<br><b>TRES PAUVRES</b> : Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage d'argile plastique |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>FRACTURÉE</b> – masse rocheuse non perturbée, très bien assemblée, constituée de blocs cubiques formés par trois familles de discontinuités orthogonales<br>                                                                                                                                                                | <b>AGENCEMENT DES BLOCS ROCHEUX DECREISSANT</b><br> | <b>QUALITÉ DÉCROISSANTE</b> →<br>80<br>70<br>60<br>50<br>40<br>30<br>20<br>10                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      |
| <b>TRÈS FRACTURÉE</b> – masse rocheuse partiellement perturbée, bien assemblée, constituée de blocs anguleux à plusieurs facettes formés par au moins quatre familles de discontinuités orthogonales<br>                                                                                                                       |                                                                                                                                       |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |
| <b>FRACTURÉE/DESTRUCTURÉE</b> – blocs anguleux formés par plusieurs familles de discontinuités entrecoupées, avec piliers et/ou failles<br>                                                                                                                                                                                   |                                                                                                                                       |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |
| <b>DÉSINTÉGRÉE</b> – masse rocheuse fortement broyée, mal assemblée, avec un mélange de blocs rocheux anguleux et arrondis<br>                                                                                                                                                                                               |                                                                                                                                       |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |

**Fig.3.** Estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheuse, d'après HOEK et BROWN (1995).

### 3. Calculs empiriques pour l'extension du tronçon 1 (PK -0+594,4 jusqu'au PK -0+744,4)

#### 3.1. Le GSI « *Geological Strength Index* » (HOEK et BROWN, 1995)

Cet indice, variable entre 0 et 100, permet de croiser le type de structure du massif (plus grand ou moins fracturé) avec la qualité des surfaces de contact, suite à l'observation du massif in situ.

Intervalle des valeurs de GSI estimées pour les horizons Sa et Sb (figure 4).

##### 3.1.1. Pour (Sa)

- Les conditions des surfaces : surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage compact de fragment d'argile;

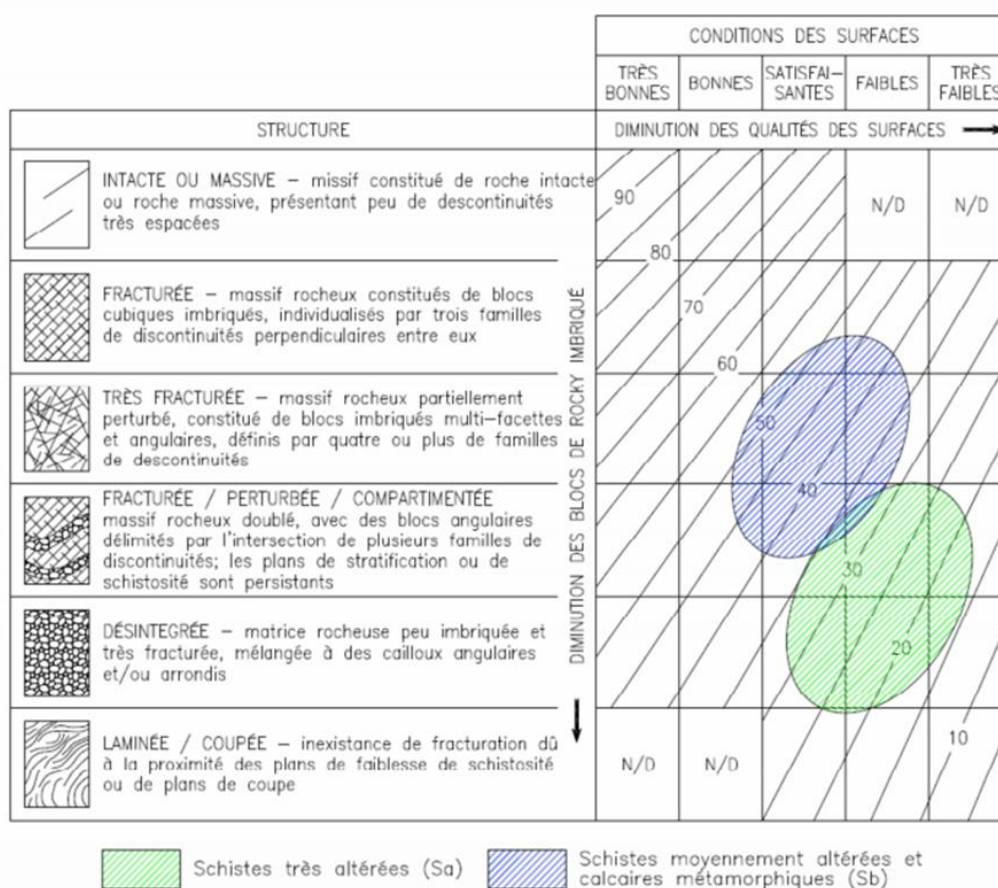
- La structure du massif : massif rocheux doublé avec des blocs angulaires délimités par l'intersection de plusieurs familles de discontinuité, les plans de discontinuités ou de schistosité sont persistants.

Graphiquement pour **(Sa)** les valeurs du GSI sont comprises entre 15 et 35.

### 3.1.2. Pour (Sb)

- Les conditions des surfaces : surfaces lisses, altérées ou moyennement altérées;
- La structure du massif : massif rocheux partiellement perturbé, constitué de blocs imbriqués multi-facettes et angulaires, définis par quatre ou plus de familles de discontinuités.

Graphiquement pour **(Sb)** les valeurs du GSI sont comprises entre 35 et 50.



**Fig.4.** Intervalles des valeurs de GSI qui ont été estimées pour les horizons Sa et Sb (rapport géologique réaliser par le bureau d'étude CENOR).

## 3.2. Classification BIENIAWSKI

### 3.2.1. Pour (Sa)

Schistes à séricites, avec intercalation de niveaux lenticulaires de calcaires métamorphiques très altérés.

- $R_A$  (Résistance à la compression uniaxiale) : 15 – 30 [MPa];
- $R_B$  (R.Q.D) : 0 - 40%;
- $R_C$  (Espacement entre les fractures) : F5 (très proches < 0,06 m);
- $R_D$  (Conditions des fractures) : Peu rugueuses à lisses, ouverture entre 1 et > 5 mm, parfois de pré-remplissages et avec des vestiges de circulation d'eau;
- $R_O$  (Eau souterraine) : humide;
- $A_{dj}$  (Orientation des discontinuités) : 30 - 45° dans le sens favorable à l'excavation.

Le tableau 9 représente la classification de (Sa) selon BIENIAWSKI.

Tableau 9. Classification de (Sa) selon BIENIAWSKI.

| Paramètres                                  | Coefficients                                     |                                                      |                                                     |                                                                                              |                                                                                         |
|---------------------------------------------|--------------------------------------------------|------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------|
| Résistance à la compression uniaxiale [MPa] | > 250<br>(15)                                    | 100- 250<br>(12)                                     | 50- 100<br>(7)                                      | 25- 52<br>(4)                                                                                | < 25<br>(2- 0)                                                                          |
| RQD [%]                                     | 90 – 100<br>(20)                                 | 75 – 90<br>(17)                                      | 50- 75<br>(13)                                      | 25- 50<br>(8)                                                                                | < 25<br>(3)                                                                             |
| Espacement entre les fractures [m]          | > 2<br>(20)                                      | 0,6- 2<br>(15)                                       | 0,2- 0,6<br>(10)                                    | 0,06- 0,2<br>(8)                                                                             | < 25<br>(5)                                                                             |
| Conditions des fractures                    | Très rugueuses, fermées, sans altération<br>(30) | Peu altérés, peu rugueuses, ouverture < 1 mm<br>(25) | Très altérés, peu rugueuses, ouverture < 10<br>(20) | Remplissage argileux, épaisseur < 5 mm, ou ouverture de 1- 5 mm, diaclases continues<br>(10) | Remplissage argileux, épaisseur > 5 mm, ou ouverture > 5 mm, diaclases continues<br>(0) |
| Eau souterraine (débit/10 m tunnel)         | Sec (15)                                         | <10 l/min<br>(10)                                    | 10- 25 l/min<br>(7)                                 | 25- 125 l/min<br>(4)                                                                         | > 125 l/min<br>(0)                                                                      |
| Orientation des discontinuités              | Très favorable<br>(0)                            | Favorable<br>(-2)                                    | Raisonnable<br>(-5)                                 | Défavorable<br>(-10)                                                                         | Très défavorable<br>(-12)                                                               |
| Classe du massif                            | I                                                | II                                                   | III                                                 | IV                                                                                           | V                                                                                       |
| Description de la qualité du massif         | Très bonne<br>(100- 81)                          | Bonne<br>(80- 61)                                    | Raisonnable<br>(60- 41)                             | Mauvaise<br>(40- 21)                                                                         | Très mauvaise<br>(<20)                                                                  |

Donc : RMR = 16 - 25

RMR obtenu correspond à la classe (IV à V) c'est-à-dire roche médiocre à très médiocre.

### • Pré-dimensionnement du soutènement proposé par BIENIAWSKI

#### A. La classe IV

- 150 mm de béton projeté en voute;
- 100 mm de béton projeté en piédroit;
- Treillis soudé et boulons d'une longueur entre 4 à 5m avec 1,5 à 3 m d'espacement;
- Cintre moyen avec 1,5 m d'espacement + 50 mm de béton projeté d'un espacement de 0,7 à 1,5 m.

#### B. La classe V

- 200 mm de béton projeté en voute;
- 150 mm de béton projeté en piédroit;

- Treillis soudé, les boulons d'encrage ne sont pas recommandés;
- Immédiatement 80 mm de béton projeté puis Cintre lourd à l'avancement avec 0,70 m d'espacement.

### 3.2.2. Pour (Sb)

Schistes à sérinites, avec intercalation de niveaux lenticulaires de calcaires métamorphiques, moyennement altérés a peu altérés.

- $R_A$  (Résistance à la compression uniaxiale) : 40 - 80 [MPa];
- $R_B$  (R.Q.D) : 0 - 90%;
- $R_C$  (Espacement entre les fractures) : F4-3 (proches < 0,06 m);
- $R_D$  (Conditions des fractures) : légèrement rugueuses à lisses, ouverture entre 0,1 et > 5 mm, parfois de pré-remplissages et avec des vestiges de circulation d'eau;
- $R_O$  (Eau souterraine) : humide;
- $A_{dj}$  (Orientation des discontinuités) : 30 - 45° dans le sens favorable à l'excavation.

Le tableau 10 représente la classification de (Sb) selon BIENIAWSKI.

Tableau .10 Classification de (Sb) selon BIENIAWSKI.

| Paramètres                                  | Coefficients                                     |                                                      |                                                     |                                                                                              |                                                                                         |
|---------------------------------------------|--------------------------------------------------|------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------|
| Résistance à la compression uniaxiale [MPa] | > 250<br>(15)                                    | 100- 250<br>(12)                                     | 50- 100<br>(7)                                      | 25- 52<br>(4)                                                                                | < 25<br>(2- 0)                                                                          |
| RQD [%]                                     | 90 – 100<br>(20)                                 | 75 – 90<br>(17)                                      | 50- 75<br>(13)                                      | 25- 50<br>(8)                                                                                | < 25<br>(3)                                                                             |
| Espacement entre les fractures [m]          | > 2<br>(20)                                      | 0,6- 2<br>(15)                                       | 0,2- 0,6<br>(10)                                    | 0,06- 0,2<br>(8)                                                                             | < 25<br>(5)                                                                             |
| Conditions des fractures                    | Très rugueuses, fermées, sans altération<br>(30) | Peu altérés, peu rugueuses, ouverture < 1 mm<br>(25) | Très altérés, peu rugueuses, ouverture < 10<br>(20) | Remplissage argileux, épaisseur < 5 mm, ou ouverture de 1- 5 mm, diaclases continues<br>(10) | Remplissage argileux, épaisseur > 5 mm, ou ouverture > 5 mm, diaclases continues<br>(0) |
| Eau souterraine (débit/10 m tunnel)         | Sec (15)                                         | <10 l/min<br>(10)                                    | 10- 25 l/min<br>(7)                                 | 25- 125 l/min<br>(4)                                                                         | > 125 l/min<br>(0)                                                                      |
| Orientation des discontinuités              | Très favorable<br>(0)                            | Favorable<br>(-2)                                    | Raisonnaable<br>(-5)                                | Défavorable<br>(-10)                                                                         | Très défavorable<br>(-12)                                                               |
| Classe du massif                            | I                                                | II                                                   | III                                                 | IV                                                                                           | V                                                                                       |
| Description de la qualité du massif         | Très bonne<br>(100- 81)                          | Bonne<br>(80- 61)                                    | Raisonnaable<br>(60- 41)                            | Mauvaise<br>(40- 21)                                                                         | Très mauvaise<br>(<20)                                                                  |

Donc : RMR= 33 – 52

RMR obtenu correspond à la classe (III -IV) c'est-à-dire roche moyenne a médiocre

- Pré-dimensionnement du soutènement proposé par BIENIAWSKI

#### A. La classe III

- 100 mm de béton projeté en voute;
- 50 mm de béton projeté en piédroit;

- Treillis soudé et boulons si nécessaire de 4 m de longueur avec un espacement de 2 m;
- Cintre léger avec un espacement de 1,5 – 2,0 m.

### **B. La classe IV**

- 150 mm de béton projeté en voute;
- 100 mm de béton projeté en piédroit;
- Treillis soudé et boulons d'une longueur entre 4 à 5m avec 1,5 à 3 m d'espacement;
- Cintre moyen avec 1,5 m d'espacement + 50 mm de béton projeté d'un espacement de 0,7 à 1,5m;

### **3.3. Classification de l'AFTES**

#### **3.3.1. Pour (Sa)**

##### **A. Conditions géologiques générales**

- Etat d'altération du massif : roche très altérée a décomposée (AM6-AM4).

##### **B. Conditions hydrogéologiques**

- Charge hydraulique : faible (H1);
- Perméabilité : perméabilité moyenne (K2).

##### **C. Discontinuités du massif rocheux**

- Orientation des discontinuités : un pendage de 60 à 90°, l'angle entre le pendage et l'axe de creusement entre 65° à 90° (OR4b);
- RQD: 0 -40% (RQD5-RQD4);
- Densité des discontinuités : très forte (ID5);
- Nombre de familles : plus de trois familles principales et des discontinuités diffuses (N4b);
- Espacement des discontinuités de chaque famille : discontinuités rapprochées (ES5);
- Comportement mécanique des discontinuités : peu rugueuses à lisses.

##### **D. Caractéristiques mécaniques des roches**

- Résistance de la roche : résistance faible (RC5).

##### **E. Contraintes naturelles**

- Profondeur de l'excavation : la résistance de la roche est insuffisante pour assurer la stabilité (CN3).

## F. Méthode de creusement

Creusement mécanique.

Le tableau 11 montre la synthèse des recommandations de l'AFTES pour l'horizon (Sa).

Tableau 11. Synthèse des recommandations de l'AFTES pour l'horizon (Sa).

| -                                                                                                                                                                                                                                       |               | Types de soutènement |   |   |   |   |   |   |   |   |   |   |   |   |   |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|----------------------|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Critères                                                                                                                                                                                                                                | Classes       |                      |   |   |   |   |   |   |   |   |   |   |   |   |   |
| Comportement mécanique                                                                                                                                                                                                                  | R4            | ☒                    | ☑ | ✗ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ |
| Hydrologie                                                                                                                                                                                                                              | H1K2          | ☑                    | ☑ | ☑ | ☑ | ☒ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☒ | ✗ | ☑ | ☑ |
| Environnement                                                                                                                                                                                                                           | Sensible tas. | ☒                    | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ |
| Dimension                                                                                                                                                                                                                               | D > 10 m      | ☑                    | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ✗ | ☑ | ☑ | ☑ |
| Couverture                                                                                                                                                                                                                              | CN3           | ☒                    | ☑ | ☑ | ☑ | ☒ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☒ | ☑ | ☑ | ☑ |
| Discontinuités                                                                                                                                                                                                                          | S5            | ✗                    | ☑ | ☑ | ☑ | ☒ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ |
| Synthèse                                                                                                                                                                                                                                |               | ☒                    | ☑ | ✗ | ☑ | ☒ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☒ | ✗ | ☑ | ☑ |
| ☒: Particulièrement recommandé; ☑: Possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorable (plutôt favorable); ✗: Très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable); ☒: En principe impossible. |               |                      |   |   |   |   |   |   |   |   |   |   |   |   |   |

### 3.3.2. Résultats

Les recommandations sont : D'utiliser le béton projeté, les boulons a ancrage repartis et les cintres légers ou les cintres lourds avec la possibilité d'utiliser les voussoirs, les enfilages, soutènement frontal et de traiter le terrain par air comprimé ou par congélation.

### 3.3.3. Pour (Sb)

#### A. Conditions géologiques générales

- Etat d'altération du massif : roche peu altérée (AM3).

#### B. Conditions hydrogéologiques

- Charge hydraulique : faible (H1);
- Perméabilité : perméabilité moyenne (K2).

#### C. Discontinuités du massif rocheux

- Orientation des discontinuités : un pendage de 60 à 90°, l'angle entre le pendage et l'axe de creusement entre 65° à 90° (OR4b);
- RQD: 0 -90% (RQD3-RQD2);
- Densité des discontinuités : forte (ID4);
- Nombre de familles : trois (et plus) familles principales (N4a);
- Espacement des discontinuités de chaque famille : discontinuités rapprochées (ES4);
- Comportement mécanique des discontinuités : légèrement rugueuses.

### D. Caractéristiques mécaniques des roches

- Résistance de la roche : résistance élevée (RC3).

### E. Contraintes naturelles

- Profondeur de l'excavation : la résistance de la roche est insuffisante pour assurer la stabilité (CN3).

### F. Méthode de creusement

Creusement mécanique

Le tableau 12 représente la synthèse des recommandations de l'AFTES pour l'horizon (Sb).

Tableau 12. Synthèse des recommandations de l'AFTES pour l'horizon (Sb).

| -                      |               | Types de soutènement |   |   |   |   |   |   |   |   |   |   |   |   |   |
|------------------------|---------------|----------------------|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Critères               | Classes       |                      |   |   |   |   |   |   |   |   |   |   |   |   |   |
| Comportement mécanique | R3a           | ✓                    | ✓ | ✓ | ✓ | ✗ | ✓ | ✓ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✓ | ✗ | ✗ |
| Hydrologie             | H1K2          | ✓                    | ✓ | ✓ | ✓ | ✗ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✗ | ✗ | ✓ | ✓ |
| Environnement          | Sensible tas. | ✗                    | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ |
| Dimension              | D > 10 m      | ✓                    | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✗ | ✓ | ✓ | ✓ |
| Couverture             | CN3           | ✗                    | ✓ | ✓ | ✓ | ✗ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✗ | ✓ | ✓ | ✓ |
| Discontinuités         | S4            | ✓                    | ✓ | ✓ | ✓ | ✗ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✗ | ✗ | ✓ | ✗ | ✗ |
| Synthèse               |               | ✗                    | ✓ | ✓ | ✓ | ✗ | ✓ | ✓ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |

### 3.3.4. Résultats

Les recommandations sont : D'utiliser le béton projeté avec la possibilité d'utiliser les cintres lourds, les cintres légers et les boulons a ancrage repartis et ponctuel.

## 4. Application au PK :-0+625

Pour le PK : -0+625 en question le profile longitudinal montre que le tunnel passe par l'horizon géologique (Sa).

### 4.1. Classification selon BIENIAWSKI

- $R_A$  (Résistance à la compression uniaxiale) : 15-30 [MPa];
- $R_B$  (R.Q.D) : 0 - 40%;
- $R_C$  (Espacement entre les fractures) : F5 (très proches < 0,06 m);
- $R_D$  (Conditions des fractures) : Peu rugueuses à lisses, ouverture entre 1 et > 5 mm, parfois de pré-remplissages et avec des vestiges de circulation d'eau;
- $R_O$  (Eau souterraine) : humide;
- $A_{dj}$  (Orientation des discontinuités) : 30 - 45° dans le sens favorable à l'excavation.

$$RMR = R_A + R_B + R_C + R_D + R_O$$

$$RMR = 2 + 6 + 5 + 0 + 12 - 2$$

$$RMR = 23$$

Donc on est dans la classe V

La classification de (Sa) dans le tableau suivant :

Tableau 13. Classification de (Sa) selon BIENIAWSKI.

| Paramètres                                  | Coefficients                                     |                                                      |                                                     |                                                                                              |                                                                                         |
|---------------------------------------------|--------------------------------------------------|------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------|
| Résistance à la compression uniaxiale [MPa] | > 250<br>(15)                                    | 100- 250<br>(12)                                     | 50- 100<br>(7)                                      | 25- 52<br>(4)                                                                                | < 25<br>(2- 0)                                                                          |
| RQD [%]                                     | 90 – 100<br>(20)                                 | 75 – 90<br>(17)                                      | 50- 75<br>(13)                                      | 25- 50<br>(8)                                                                                | < 25<br>(3)                                                                             |
| Espacement entre les fractures [m]          | > 2<br>(20)                                      | 0,6- 2<br>(15)                                       | 0,2- 0,6<br>(10)                                    | 0,06- 0,2<br>(8)                                                                             | < 25<br>(5)                                                                             |
| Conditions des fractures                    | Très rugueuses, fermées, sans altération<br>(30) | Peu altérés, peu rugueuses, ouverture < 1 mm<br>(25) | Très altérés, peu rugueuses, ouverture < 10<br>(20) | Remplissage argileux, épaisseur < 5 mm, ou ouverture de 1- 5 mm, diaclases continues<br>(10) | Remplissage argileux, épaisseur > 5 mm, ou ouverture > 5 mm, diaclases continues<br>(0) |
| Eau souterraine (débit/10 m tunnel)         | Sec (15)                                         | <10 l/min<br>(10)                                    | 10- 25 l/min<br>(7)                                 | 25- 125 l/min<br>(4)                                                                         | > 125 l/min<br>(0)                                                                      |
| Orientation des discontinuités              | Très favorable<br>(0)                            | Favorable<br>(-2)                                    | Raisonnable<br>(-5)                                 | Défavorable<br>(-10)                                                                         | Très défavorable<br>(-12)                                                               |
| Classe du massif                            | I                                                | II                                                   | III                                                 | IV                                                                                           | V                                                                                       |
| Description de la qualité du massif         | Très bonne<br>(100- 81)                          | Bonne<br>(80- 61)                                    | Raisonnable<br>(60- 41)                             | Mauvaise<br>(40- 21)                                                                         | Très mauvaise<br>(<20)                                                                  |

#### A. La classe V

- 200 mm de béton projeté en voute;
- 150 mm de béton projeté en piédroit;
- Treillis soudé, boulons avec un espacement de 1,5 m;
- Immédiatement 80 mm de béton projeté puis Cintre lourd à l'avancement avec 0,75 m d'espacement.

#### 4.2. Adaptation de la classification de BIENIAWSKI

Il faut souligner le fait qu'à l'origine la méthode de BIENIAWSKI est destinée aux excavations réalisées au moyen d'explosifs Sur site l'adaptation ultérieure (2003) de la méthode empirique développé par BIENIAWSKI par Romana Ruiz qui a cherché à développer et à adapter le RMR aux conditions existantes dans la Péninsule Ibérique en termes de massifs rocheux, en particulier de massifs schisteux, a été scrupuleusement suivie, cette méthode est la plus ajustée face aux formations qui seront traversées par le tunnel.

Le tableau 14 représente le pré-dimensionnement du phasage constructif et du soutènement selon ROMANA.

Tableau 14. Pré-dimensionnement du phasage constructif et du soutènement selon ROMANA.

| Soutènement type | RMR | Classe | Avancée [m] | Partialisation (*) | soutènement |                     |               |        |                        |
|------------------|-----|--------|-------------|--------------------|-------------|---------------------|---------------|--------|------------------------|
|                  |     |        |             |                    | clouage     |                     | Béton Projeté |        | Cintres                |
|                  |     |        |             |                    | L [m]       | maille              | E [cm]        | fibres | e.[m]                  |
| S1               | 47  | IIIb   | 2,0 - 3,0   | V/S                | 4           | 1,0x1,5<br>1,0x1,0  | 12 - 20       | oui    | 1,5                    |
|                  | 37  | IVa    | 1,0 - 2,0   | V/S ; GP           | 4 - 4,5     | 1,0x1,25<br>1,0x1,0 | 16 - 14       | oui    | 1,0                    |
| S2               | 37  | IVa    | 1,0 - 2,0   | V/S ; GP           | 4 - 4,5     | 1,0x1,25<br>1,0x1,0 | 16 - 24       | oui    | 1,0                    |
|                  | 26  | IVb    | 1,0         | GP ; RP            | 4,5 - 5     | 1,0x1,0             | 20 - 30       | oui    | 0,75 - 1               |
| S3               | 26  | IVb    | 1,0         | GP ; RP            | 4,5 - 5     | 1,0x1,0             | 20 - 30       | oui    | 0,75 - 1               |
|                  | 12  | Va     | 0,5 - 0,75  | GP ; RP            | -           | -                   | 30 - 40       | oui    | 0,5-0,75+<br>enfilages |

(\*) Partialisation : V/S – Voûte / Stross, GP – Galerie Pilote, RP – Radier Provisoire.

#### A. La classe IVb

- Pas d'avancement de 1m;
- Clouage de longueur de 4,5 à 5m d'une maille de 1,0 x1,0;
- Béton projeté entre 0,20 et 0,30 m;
- Cintre avec un espacement de de 0,5 à 0,75 m;
- Enfilage.

#### 4.3. Classification AFTES

##### A. Conditions géologiques générales

- Etat d'altération du massif : roche très altérée a décomposée (AM5).

##### B. Conditions hydrogéologiques

- Charge hydraulique : faible (H1);
- Perméabilité : perméabilité moyenne (K2).

##### C. Discontinuités du massif rocheux

- Orientation des discontinuités : un pendage de 60 à 90°, l'angle entre le pendage et l'axe de creusement entre 65° à 90° (OR4b);
- RQD: 40% (RQD4);
- Densité des discontinuités : très forte (ID5);
- Nombre de familles : plus de trois familles principales et des discontinuités diffuses (N4b);
- Espacement des discontinuités de chaque famille : discontinuités rapprochées (ES5);
- Comportement mécanique des discontinuités : peu rugueuses à lisses.

#### **D. Caractéristiques mécaniques des roches**

- Résistance de la roche : 25 MPa donc résistance faible (RC5).

#### **E. Contraintes naturelles**

- Profondeur de l'excavation : la résistance de la roche est insuffisante pour assurer la stabilité (CN3).

#### **F. Méthode de creusement**

- Creusement mécanique

#### **4.4. Résultats**

On a obtenu les mêmes recommandations Susmentionnés : utilisation du béton projeté, les boulons a ancrage repartis et les cintres légers ou les cintres lourds avec la possibilité d'utiliser les voussoirs, les tubes perforés, soutènement frontal.

### **5. Les différents types des soutènements**

Le soutènement est un système de protection et d'assurance de la stabilité de l'ouvrage contre tous les incidents d'instabilité survenue pendant l'exécution des travaux en exerçant une certaine pression contre le terrain et en supportant le poids du toit de la galerie creusé (AFTES 1976). Le rôle du soutènement est permettre l'établissement de cet état d'équilibre dans de bonnes conditions, en limitant l'extension du volume de terrain décomprimé autour de la cavité.

Du point de vue de leur mode d'action, les soutènements peuvent être classés en deux catégories principales :

- Les soutènements agissant par supportage;
- Les soutènements agissant par confinement.

#### **5.1. Les soutènements agissant par supportage**

Comme les cintres métalliques, les voussoirs, les tubes perforés (voûte parapluie), les boucliers.

##### **5.1.1. Les cintres**

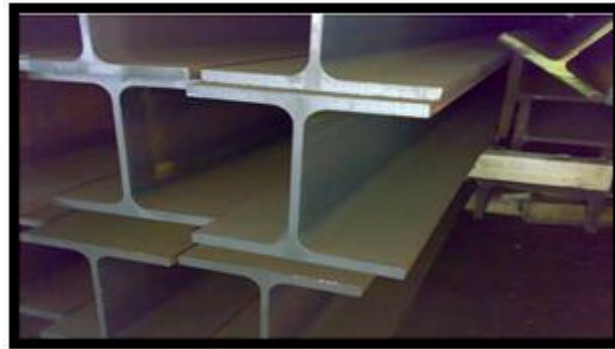
Les cintres peuvent être définis comme des ossatures le plus souvent métalliques en forme d'arcs ou de portiques disposés dans la section transversale de l'ouvrage et dont les membrures sont placées le long des parois où elles sont calées, soit directement, soit par l'intermédiaire d'une peau de blindage. Suivant le rôle qu'ils assurent, les cintres peuvent être des éléments:

- De protection (contre la chute des blocs isolés sans chercher à s'opposer aux déformations d'ensemble);
- De soutènement (pour ralentir la convergence des parois);
- De renforcement, s'il s'agit de consolider un ouvrage ancien.

Du point de vue de la façon dont ils sont constitués, il existe différents modèles de cintres:

### **A. Les cintres métalliques lourds**

Constitués de profilés de forte inertie cintrés ou assemblés de façon rigide sont capables d'agir comme de véritables soutènements dans la mesure où la section du souterrain n'est pas trop importante (figure 5).



*Fig.5. Cintres métalliques lourds.*

### **B. Les cintres métalliques légers et coulissants**

Sont constitués de profilés spéciaux généralement en forme de U, dont le dispositif d'assemblage permet le coulisement contrôlé des éléments d'un même cintre les uns par rapport aux autres. Leur capacité de portance est ainsi limitée à l'effort nécessaire pour provoquer le glissement de l'assemblage.

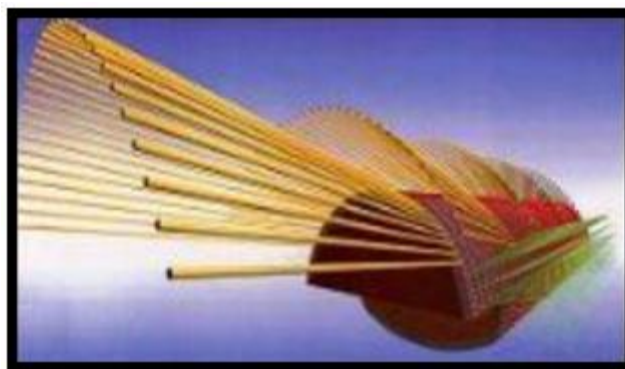
### **C. Tubes perforés**

Les tubes perforés sont considérés comme un procédé de pré-soutènement qui sera installé depuis le front, sur une part ou la totalité du développé, pour être efficace en avant du front .

On peut classer les pré-soutènements en 3 types :

#### **1. Voûte parapluie**

La voûte parapluie consiste à mettre en place des barres ou des tubes métalliques longitudinaux, à la périphérie du front, le plus souvent sur le tiers ou le quart supérieur de la circonférence (figure 6). Il est conçu pour atteindre une longueur de pénétration en avant du front de la même grandeur que sa hauteur, pour limiter les décompressions et se protéger de surfaces de rupture potentielles intéressant toute la section d'excavation (GUILLOUX et al 1996).



*Fig.6. Méthode voûte parapluie en 3D.*

Dans la pratique et pour tenir compte des déviations lors de la perforation, la longueur des tubes métalliques ne dépassera pas 12 à 15m, on outre le recouvrement dépend de la hauteur de la section et de la nature des terrains et il est recommandé qu'il ne soit pas inférieur à 3 m.

La voûte parapluie peut se rencontrer sous trois formes particulières:

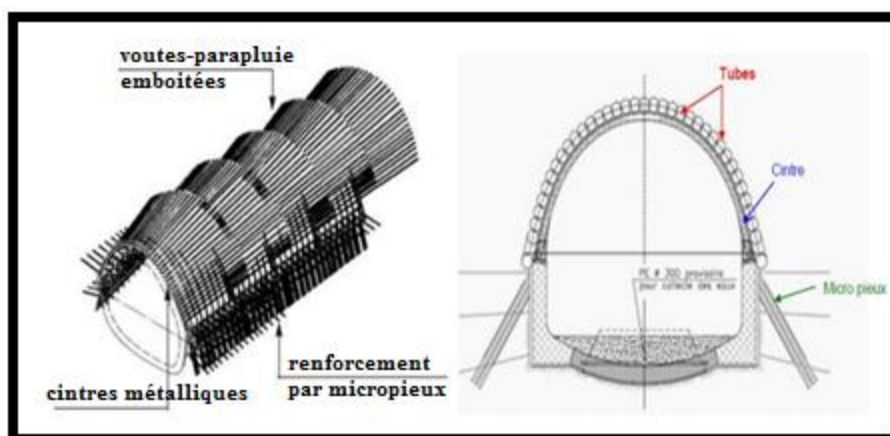
- **L'enfilage en calotte**

L'objectif de l'enfilage est d'assurer la sécurité immédiate de l'excavation avant la pose du soutènement.

- **Les voûte-parapluie emboîtées**

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

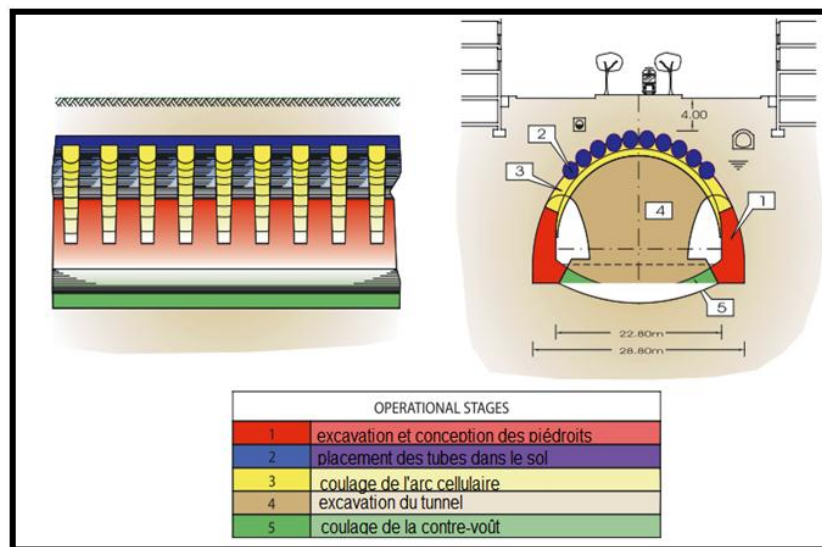
Les voûtes-parapluie de ce type sont généralement utilisées pour le creusement de la demi-section supérieure, le creusement du stross se faisant après confortement éventuel des piédroits, par exemple par colonnes de "jet- grouting" ou de micropieux (figure 7).



*Fig.7. Voûtes parapluies successives et emboîtées.*

- **Structures plus rigides (arc cellulaire)**

Il s'agit de structures beaucoup plus rigides pouvant atteindre plusieurs dizaines de mètres de longueur, constituées de tubes métalliques de forte inertie. Si nécessaire, ces structures peuvent être renforcées : tubes remplis de béton, jointifs, connectés. Le procédé peut nécessiter des opérations complémentaires importantes si l'on veut en plus limiter les déformations du massif : injections de serrage, blocage des tubes sur les cintres, confortement de l'appui des cintres (figure 8).



*Fig.8. Arc cellulaire (LUNARDI).*

- **Avantage du pré-soutènement par voûte parapluie**

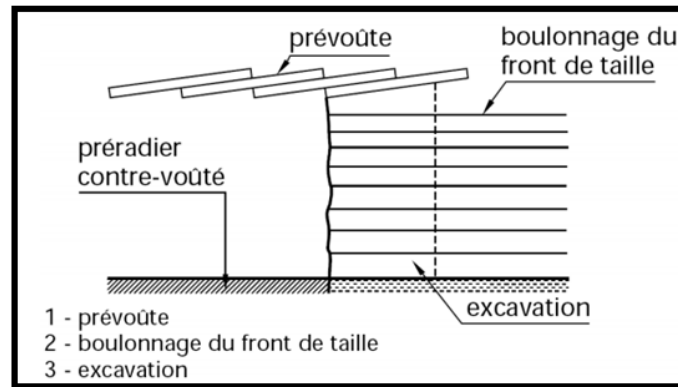
- Assurer la stabilité durant l'excavation.
- Limiter les déformations.
- Les tubes métalliques peuvent être installés facilement en utilisant un jumbo.

## 2. Pré-voûte

Il s'agit d'une structure de pré-soutènement conçue pour travailler sans difficulté en voûte transversalement à la progression du tunnel. La pré-voûte peut être réalisée par différents procédés, généralement (figure 9) :

- La mise en place de béton à l'intérieur d'une saignée réalisée par prédécoupage mécanique;
- La création d'une coque à l'aide de colonnes de jet-grouting juxtaposées, par la même méthode que celle mise en œuvre pour les voûtes-parapluie.

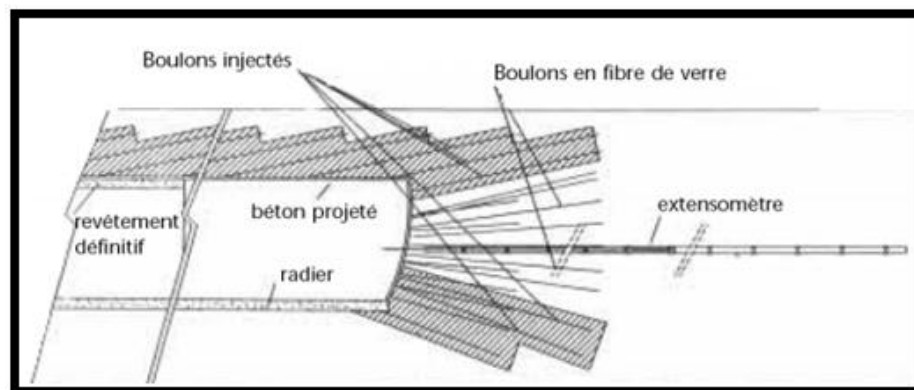
Lorsque le terrain s'y prête, l'utilisation du jet-grouting permet d'obtenir des pré-voûtes de plus grande longueur sous réserve d'une très bonne qualité d'exécution si l'on veut que les colonnes soient réellement jointives et aptes à transmettre des efforts transversalement.



**Fig.9.** Méthode pré-découpage et pré-voûte.

### 3. Anneau renforcé

Il s'agit de créer un anneau épais de terrain renforcé autour du tunnel et en avant de celui-ci, généralement par un boulonnage assez dense associé à des injections les boulons, de 5 à 10 mètres de longueur environ, sont disposés en couronne inclinée vers l'avant du front. Ils peuvent être de même type que les boulons de renforcement du front de taille (figure 10).



**Fig.10.** Anneau renforcé.

## 5.2. Les soutènements agissant par confinement

Comme le béton projeté et les boulons.

### 5.2.1. Béton projeté

Le béton projeté est constitué par un mélange de ciment, d'eau et de granulats (diamètre maximum 25 mm). Un additif accélérateur de prise (environ 5%) peut être ajouté lorsqu'une résistance élevée initiale pour la prise est requise. La gunite présente la même composition que le béton projeté, mais le diamètre maximal des agrégats est de 50 mm.

Les propriétés du béton projeté sont :

- Pénètre en force dans les fissures ;
- Protège la roche de l'altération par l'air et l'humidité ;

- Assure une bonne adhérence à la roche et une bonne résistance au cisaillement;
- Mise en œuvre rapide ;
- Assure une économie de main d'œuvre et de matériaux ;
- La liaison roche - béton diminue la détente, la décompression, la flexion et les contraintes de traction.

### 5.2.2. Boulons à ancrage ponctuel

L'ancrage est assuré par un dispositif mécanique (généralement coquille d'expansion à filetage inverse) qui prend appui par serrage sur les parois du trou sur une faible longueur (une dizaine de centimètres). Ce type de boulonnage présente de nombreux avantages et notamment sa grande rapidité de mise en œuvre et son utilisation possible même en cas de venues d'eau dans le forage. En contrepartie, il nécessite un rocher suffisamment résistant pour ne pas fluer au voisinage de l'ancrage et sa pérennité n'est pas assurée, du fait de la possibilité de corrosion s'il n'est pas injecté. Il s'agit donc essentiellement d'un mode de boulonnage provisoire utilisable dans les roches dures ou mi-dures même fissurées. On peut assurer l'épinglage des blocs instables.

### 5.2.3. Boulons à ancrage réparti

Ils sont ainsi nommés parce que la transmission des efforts entre le boulon et le terrain est assurée sur toute la longueur par l'intermédiaire d'un produit de scellement qui peut être une résine ou un mortier de ciment.

### 5.2.4. Boulonnage par barre nervurée foncée dans le terrain

Dans certain cas particuliers, le boulonnage à ancrage ponctuel et réparti ne peut être réalisé en raison de l'impossibilité de forer un trou stable. Un boulonnage utile peut cependant être mis en œuvre (notamment dans les terrains à fort frottement interne) en fonçant des barres scellées. Comme tout boulon non enrobé, la pérennité de barres foncées dans le terrain peut être limitée.

## 5.3. La combinaison béton projeté-boulons

En couplant l'usage du béton projeté avec un boulonnage radial on s'est aperçu que dans la majorité des terrains rencontrés en tunnel, on obtenait des résultats intéressants. Pour l'ancien mineur, habitué à poser des soutènements très résistants et donc rassurants.

## 5.4. Soutènement au front de taille

La maîtrise des convergences peut suffire à assurer la stabilité du front de taille et la sécurité des ouvriers mineurs y travaillant. Une simple couche de béton projeté suffit habituellement à maintenir les blocs qui pourraient se décrocher accidentellement du front.

Dans les mauvais terrains cependant, une extrusion trop importante peut entraîner un effondrement localisé ou, plus grave, un fontis. Il convient dans ce cas de prévoir, selon l'état du terrain :

- Un soutènement du front de taille (le plus souvent assuré par un boulonnage longitudinal).

Ces boulons sont en fibre de verre car ils résistent très bien en traction et peu en cisaillement (excavation possible) ;

- Un pré-soutènement consistant à limiter le déconfinement en avant du front de taille. La voûte parapluie fait partie de cette catégorie. Elle est constituée d'une série de tubes métalliques (Ø 30 à 90 mm) placés en auréole tout autour du front de taille et reposants sur les derniers cintres. On excave ainsi sous une voûte protectrice assurant un report des charges sur les cintres que l'on place à mesure de l'avancement de l'excavation. On peut également rencontrer la technique de la pré-voûte, où une coque de béton est projetée dans une saignée en avant du front sur tout le profil du tunnel (découpage puis bétonnage).

## 6. Cas du tronçon 1 (PK -0+594,4 jusqu'au PK -0+744,4)

Pour le pré-dimensionnement des soutènements, le bureau d'étude CENORGEO a recouru à la classification RMR, originalement développée par BIENIAWSKI en 1973 et modifiée pour la dernière fois en 1989, puis adaptée par ROMANA RUIZ (2003), la quelle constitue un outil de référence au projet d'ouvrages, spécialement de tunnels réalisés en massifs schisteux, tout comme en termes d'équipements récents de construction. Il a été considéré donc que la classification de ROMANA RUIZ sera plus appropriée à ce cas.

Le dimensionnement final des soutènements à adopter a été effectué en ayant recours à la méthodologie des éléments finis qui a permis de reproduire les phasages exécutifs prévus à mettre en place dans l'ouvrage, et à effectuer le dimensionnement du béton projeté, des cintres et des boulons.

Le tableau 15 montre la classification des classes rocheuses selon BIENIAWSKI et ROMANA RUIZ.

*Tableau 15. Classification des classes rocheuses selon BIENIAWSKI et ROMANA RUIZ.*

| Classe rocheuse |      | RMR | BIENIAWSKI (1989) |             | ROMANA RUIZ (2003) |                      |
|-----------------|------|-----|-------------------|-------------|--------------------|----------------------|
|                 |      |     | Classe            | Nom         | Classe             | Nom                  |
| Sb              | max. | 47  | III               | Raisonné    | IIIb               | Raisonné à Faible    |
|                 | min. | 26  | IV                | Faible      | IVb                | Faible à Très Faible |
| Sa              | max. | 26  | IV                | Faible      | Ivb                | Faible à Très Faible |
|                 | min. | 12  | V                 | Très Faible | Va                 | Très Faible          |

Le tableau 16 représente le pré-dimensionnement du phasage constructif et du soutènement selon ROMANA RUIZ.

Tableau 16. Pré-dimensionnement du phasage constructif et du soutènement selon ROMANA RUIZ.

| Soutènement type                                                                                                                                                                           | RMR | Classe | Avancée (m) | Partialisation (*) | Méthde de Creusment (**) | Soutènement |                    |               |        |                        |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|--------|-------------|--------------------|--------------------------|-------------|--------------------|---------------|--------|------------------------|
|                                                                                                                                                                                            |     |        |             |                    |                          | Clouages    |                    | Béton Projeté |        | Cintres                |
|                                                                                                                                                                                            |     |        |             |                    |                          | L (m)       | Maille             | e (cm)        | Fibres | Éloign. (m)            |
| S1                                                                                                                                                                                         | 47  | IIIb   | 2- 3        | V/S                | E/H                      | 4           | 1,0x1,5 / 1,0x1,0  | 12- 20        | oui    | 1,5                    |
|                                                                                                                                                                                            | 37  | IVa    | 1- 2        | V/S; GP            | H                        | 4- 4,5      | 1,0x1,25 / 1,0x1,0 | 16- 24        |        | 1,0                    |
| S2                                                                                                                                                                                         | 37  | IVa    | 1- 2        | V/S; GP            | H                        | 4- 4,5      | 1,0x1,25 / 1,0x1,0 | 16- 24        | oui    | 1,0                    |
|                                                                                                                                                                                            | 26  | IVb    | 1           | GP;RP              | F                        | 4,5- 5      | 1,0x1,0            | 20- 30        |        | 0,75- 1                |
| S3                                                                                                                                                                                         | 26  | IVb    | 1           | GP;RP              | F                        | 4,5- 5      | 1,0x1,0            | 20- 30        | oui    | 0,75- 1                |
|                                                                                                                                                                                            | 12  | Va     | 0,5- 0,75   | GP;RP              | F                        | -           | -                  | 30- 40        |        | 0,5 – 0,75 + enfilages |
| (*) Partialisation : V/S – Voûte / Stross ; GP – Galerie Pilote; RP – Radier Provisoire; (**) Méthode de Creusement ; E – Explosifs; H – Haveuse; F – Machine d’excavation du type fraise. |     |        |             |                    |                          |             |                    |               |        |                        |

### 6.1. Soutènement type S1

Il s’agit du soutènement à appliquer dans les zones dans lesquelles le tunnel se trouve en présence des zones de la classe rocheuse de caractéristiques de résistance et de déformabilité supérieures, ayant pour finalité de garantir une protection efficace contre le détachement de blocs rocheux.

boulons Swellex de 4 m de long, disposés dans un maillage de 1,5 m x 1,5 m, en quinconce, associés à 12 cm de béton projeté comprenant un treillis électrosoudé (#1,96 cm<sup>2</sup>/m), et également recommandé l’application subséquente d’une couche de 3 cm de béton projeté qui servira à régulariser la surface avant l’installation du système de drainage et d’imperméabilisation et le bétonnage par suite du revêtement définitif, conférant une couche totale de béton projeté de 15 cm .

Pour le radier, le soutènement se compose d’une couche de béton projeté de 15 cm d’épaisseur comprenant un treillis électrosoudé (#1,96 cm<sup>2</sup>/m).

### 6.2. Soutènement type S2

Il s’agit d’un soutènement à appliquer dans les zones dans lesquels le tunnel se trouve en présence d’un massif rocheux de caractéristiques de résistance et de déformabilité moyennes, Le soutènement à mettre en place autour de la voûte se compose de cintres métalliques HEB120 distants de 1,20 m, associés à 19 cm de béton projeté, comprenant un treillis électrosoudé (#1,96 cm<sup>2</sup>/m).

Avec l’application d’une couche de 3 cm de béton projeté qui servira à régulariser la surface avant l’installation du système de drainage et d’imperméabilisation, et le bétonnage postérieur du revêtement définitif, conférant une épaisseur totale de béton projeté de 22 cm .

Pour le radier, le soutènement se compose seulement d’une couche de béton projeté de 15 cm d’épaisseur comprenant un treillis électrosoudé (#1,96 cm<sup>2</sup>/m).

### 6.3. Soutènement type S3

Il s’agit du soutènement « le plus lourd », installé dans les zones où le tunnel se trouve en présence d’un massif de pires caractéristiques de résistance et de

déformabilité, donc il a été jugé nécessaire de prévoir un soutènement capable de contrôler les déformations du massif.

Le soutènement à appliquer consiste en des cintres HEB160, éloignés de 1,0 m, associés à 25 cm de béton projeté comprenant un treillis électrosoudé ( $\#1,96 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

L'application subséquente d'une couche de 3 cm de béton projeté servira à régulariser la surface avant l'installation du système de drainage et d'imperméabilisation et le bétonnage postérieur du revêtement définitif, conférant une épaisseur totale de béton projeté de 28 cm et

Le soutènement à appliquer sur le radier se compose d'une couche de béton projeté de 20 cm d'épaisseur comprenant deux treillis électrosoudés ( $\#1,96 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

### 7. Revêtement définitif

Le revêtement d'un tunnel, d'un ouvrage souterrain longitudinal ou celui des ouvrages transversaux associés à un ouvrage principal est une structure placée au contact direct de l'excavation ou du soutènement quand il y en a un, ou bien de l'étanchéité le cas échéant.

Le revêtement délimite la section utile intérieure offrant les fonctionnalités demandées par l'exploitation de l'ouvrage. Il matérialise le caractère définitif et durable de l'ouvrage vis-à-vis des exigences à respecter pour que l'ouvrage soit stable et apte à l'usage auquel il est destiné.

Il reste généralement visible depuis l'intérieur du tunnel, dont il masque l'étanchéité et les éventuels soutènements, provisoires ou définitifs. Le revêtement peut aussi recevoir un habillage pour satisfaire à certaines exigences liées à l'aspect ou à l'environnement.

Il existe plusieurs type de revêtement les plus communs sont :

#### 7.1. Revêtement en béton coffré sans radier

Dans tous les tunnels creusés de façon traditionnelle, un deuxième chantier suit celui de l'excavation et de la pose du soutènement : c'est le coffrage du revêtement. Il s'agit d'un coffrage "grimpant" à l'horizontale, sur roues et pliable pour le faire avancer, qui est élaboré spécialement pour le tunnel en construction.

On réalise le bétonnage par plots successifs, chaque "levée" de bétonnage pouvant atteindre une dizaine de mètres. Cette longueur est pilotée par des choix économiques et par la fissuration due au retrait. L'épaisseur d'un revêtement de tunnel est de l'ordre d'une trentaine de centimètres minimum. Il est largement surdimensionné au vu des faibles sollicitations qu'il devra subir à terme. La tenue au feu est également un critère très important pour sa conception.

#### 7.2. Revêtement en béton coffré avec radier contre-voûté

Le revêtement précédent est celui que l'on rencontrera dans la majeure partie des cas : la partie inférieure n'est pas coffrée et la structure de chaussée est réalisée à même le terrain. Les sollicitations du revêtement sont alors relativement faibles.

#### 7.3. Revêtement en béton projeté

- Utilisé que dans les cas où ne se pose aucun problème lié à la stabilité de l'ouvrage, à son étanchéité et à son confort d'utilisation ;

- Il n'est pas économiquement envisageable pour les ouvrages dont le dimensionnement impose des épaisseurs de béton supérieures à 15 ou 20 cm ;
- Il ne présente pas d'excellentes qualités esthétiques (des procédés de lissage du béton projeté sont toutefois apparus ces dernières années).

### 7.4. Revêtement en voussoirs préfabriqués

Ils assurent à la fois une fonction de soutènement et de revêtement dans les ouvrages réalisés au tunnelier. Il s'agit en général de voussoirs préfabriqués en béton armé de 30 à 40 cm d'épaisseur, boulonnés entre eux, avec joints d'étanchéité entre voussoirs d'un même anneau et anneaux successifs .

Dans la solution des voussoirs universels, ces voussoirs sont légèrement pincés par rapport à l'axe du tunnel, ce qui permet de suivre le tracé dans toutes les directions.

- Le vide subsistant entre voussoirs et terrain doit être rempli par un produit de bourrage : coulis actif (faisant prise) ou coulis inerte .
- Il est possible de placer un second anneau de revêtement à l'intérieur du premier.
- L'utilisation de voussoirs métalliques est également possible.

## 8. Étanchéité

Le terme étanchéité a deux significations: l'une correspond à la qualité de ce qui est étanche; on parle ainsi de l'étanchéité d'un ouvrage comme une propriété de celui-ci: l'autre correspond à ce que l'on met en œuvre éventuellement pour l'obtention de cette propriété .

L'étanchéité est la fonction qui fait qu'un produit ou un ensemble de produits s'oppose au franchissement par un liquide tel que l'eau .

On peut rendre un ouvrage étanche en mettant en œuvre au contact ou à l'intérieur de sa structure un ensemble de produits d'étanchéité, cet ensemble est appelé système d'étanchéité .

L'étanchéité et le drainage des ouvrages souterrains font référence à des complexes, ou systèmes associant plusieurs matériaux de nature et fonction parfois très différentes, mais avec le même but, celui-là de maintenir l'eau d'hors de l'ouvrage.

- **Étanchéité**
  - L'étanchéité peut être partielle, du type « parapluie» par exemple pour une voûte de tunnel, et dans ce cas elle est hors pression hydrostatique (dans ce cas la pression n'est pas totale mais elle n'est pas forcément nulle).
  - L'étanchéité peut être totale, c'est à dire envelopper complètement l'ouvrage, et dans ce cas elle est sous pression hydrostatique.
- **Drainage**

Captage ponctuel ou surfacique d'arrivées d'eau dans un ouvrage souterrain. Cette eau est ensuite collectée et rejetée à l'extérieur par le réseau d'assainissement de l'ouvrage. Le drainage peut être provisoire, pour permettre par exemple la mise en

place dans de bonnes conditions du complexe d'étanchéité, ou définitif et contribue de fait à la fonction étanchéité de l'ouvrage.

### 8.1. Les raisons de l'étanchéité

La grande majorité des ouvrages souterrains sont soumis à des pressions d'eau. L'étanchéité et le drainage doivent être réalisés d'une manière continue et avec le plus grand soin. Dans les sols se posent des problèmes de nappes (nappes phréatiques ou nappes suspendues dans des horizons perméables, réalimentées ou non).

Dans les roches, les venues d'eau importantes sont le plus souvent localisées (roches broyées, failles, zones fracturées). Des venues d'eau diffuses résultant de la porosité de la roche ou de sa fissuration sont courantes.

### 8.2. Choix du système d'étanchéité

Le choix du système d'étanchéité dépend des critères suivants :

- Nature et épaisseur de la couche de couverture de l'ouvrage ;
- Nature et caractéristiques mécaniques du support recevant le système d'étanchéité ;
- Application du système d'étanchéité en continu ou par phasage;
- Possibilités de raccordement du système d'étanchéité avec ouvrages de surface ou avec d'autres systèmes d'étanchéité existants ;
- Accessibilité à l'ouvrage à étancher.

### 8.3. Type de produit d'étanchéité

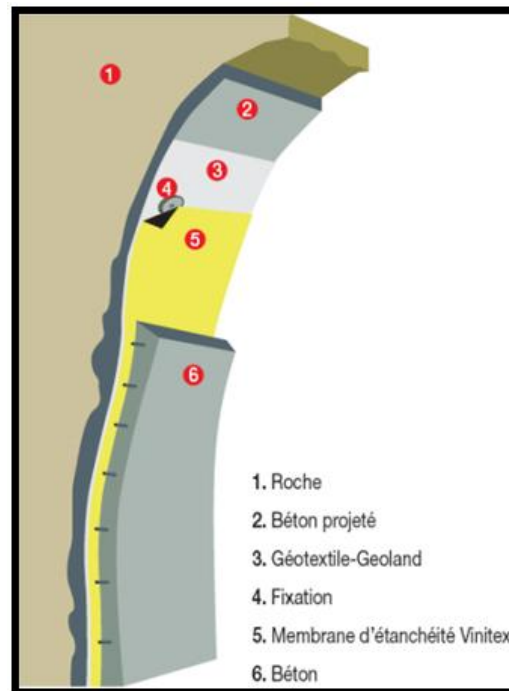
L'étanchéité des ouvrages souterrains peut être réalisée avec l'utilisation de plusieurs matériaux de différents types (figure 11 et figure 12).

Chacun de ces types a des applications différentes, situations et fonctions déterminées, modes d'emploi spéciaux, on a:

- Géomembranes synthétiques ;
- Géotextiles ;
- Géocomposites ;
- Géomembranes bitumineux.



*Fig.11. Etanchéité d'un tunnel.*



*Fig.12. Mise en place du système d'étanchéité.*

## 9. Conclusion

On peut constater que les recommandations des deux méthodes sont assez proches, AFTES ne propose pas de dimensionnement de soutènement directement, mais par contre elle propose des recommandations et décrit les types de soutènements les plus appropriés en fonction de la nature du sol et des contraintes, les recommandations obtenus par cette méthode sont l'utilisation de :

- Les cintres légers;
- L'ancrage reparti;
- Le béton projeté;
- Enfilage;
- Renforcement du front.

En revanche BIENIAWSKI et l'adaptation de ROMANA RUIZ nous propose un dimensionnement du soutènement principalement l'épaisseur du béton projeté avec un complément de soutènement, treillis soudé, fibres métalliques et l'espacement entre les cintres et la maille des boulons, une combinaison entre les deux méthodes sera bénéfique pour déterminer les types de soutènement recommandés et leur dimensionnement et éviter les types non recommandés, par la suite il sera attribué à chaque classe rocheuse un type de soutènement dont la nature et le dimensionnement seront au besoin vérifiés par le calcul.

## CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS

Dans ce présent travail nous avons apporté notre contribution dans la résolution des problèmes d'interaction du massif rocheux-soutènement en appliquant le logiciel PLAXIS<sup>2D et 3D</sup> par les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques de l'extension 'A' de la ligne 1 du Métro d'Alger la comparaison des résultats obtenus par les différentes méthodes utilisées a montrer que les méthodes numériques sont plus précises que celles analytiques et empiriques.

Pour le calcul, on commence par les approches empiriques qui suggèrent un soutènement provisoire pour chaque section étudiée. On suit le calcul par les méthodes analytiques; qui donnent les différentes pressions verticales appliquées sur le soutènement, ce dernier doit être approuvé par la méthode convergence-confinement.

On entame le calcul numérique en utilisant le logiciel PLAXIS<sup>2D-3D</sup>, cette étape nous a donné la valeur de convergence des parois du tunnel ainsi que le tassement en surface, en modélisant les différentes phases d'excavation avec soutènements immédiat utilisation de la NATM (New Austrian Tunnelling Method).

Notre recherche consiste en l'établissement d'un dimensionnement pour le système de soutènement provisoire d'un tunnel dans une zone urbaine (métro d'Alger) en analysant les différentes informations de nature géologique et géotechnique issus de la campagne de reconnaissance, de façon à ce qu'il assure la stabilité en souterraine d'autant qu'à la surface, pour cela nous avons fait appelle à une variété des méthodes :

- Méthodes empiriques : ces méthodes nous ont permis à travers les données géologiques et géotechniques de trier les types de soutènements techniquement applicables en fonction des caractéristiques du massif rocheux et d'affecter chaque classe rocheuse a un type de soutènement et a un phasage exécutif par la classification de BIENIAWSKI et de ROMANA RUIZ qui est la plus adaptée pour des massifs de nature similaire, de même pour la méthode et la technique d'excavation par la classification de FRANKLIN.
- Méthodes calcul des charges : afin de déterminer les charges agissantes en profondeur sur le soutènement futur et l'état de contrainte autour du tunnel, tout en faisant attention à la compatibilité de chaque méthode avec la situation de notre ouvrage. Pour l'estimation des charges horizontales, la méthode de la théorie des SOVIETIQUES et la méthode de COULOMB – RANKIN aboutissent à des résultats très proches.
- Méthode convergence –confinement : cette méthode nous permet d'approuver et fixer l'ordre des grandeurs c'est-à-dire le pré-dimensionnement du soutènement précédemment jugé par les méthodes empiriques et de rétrécir la fourchette de choix. D'après les résultats obtenus on peut dire que la méthode convergence-confinement approuve la combinaison de soutènement provisoire proposée par les méthodes empiriques (cintre avec un espacement de 0,75 à 1m + béton projeté d'une épaisseur entre 0,2 et 0,3m) pour un soutènement composé de cintre HEB160 avec un espacement de 1m et de béton projeté C25/30 d'une épaisseur de 0.22 m.

- La méthode des éléments finis à travers le logiciel PLAXIS <sup>2D-3D</sup> : dans le but de valider le dimensionnement final du soutènement et le phasage exécutif, tout en analysant l'ordre des déformations soit autour du tunnel (convergence de la voûte, des piédroits et le soulèvement du radier) soit en surface (le tassement). Le soutènement jugé par la méthode de classification empirique (cintre avec un espacement de 0,75 à 1m + béton projeté d'une épaisseur entre 0,2 et 0,3m) ajusté pour le soutènement du type S3 (cintre HEB 160 avec un espacement de 1m + béton projeté d'une épaisseur de 0,28m).
- Calcul de tassement : pour déterminer l'influence des travaux sur les structures à la surface. Il est donc logique que nous soumettions quelques recommandations pour renforcer les terrains en place et prévenir toute aggravation de la situation. En voici quelques unes :
  - Renforcement du terrain avec des colonnes de jet-grouting;
  - Injections de coulis de ciment dans le sol entre la voûte du tunnel et les semelles de fondation du bâtiment;
  - Construction d'une dalle de radier générale sous le bâtiment.
- Les méthodes de l'analyse de stabilité du front de taille : nous avons fait appel aux méthodes d'équilibre limite pour analyser la stabilité du front de taille dans les zones de caractéristiques plus médiocres afin de déterminer la nécessité de l'application d'un pré-soutènement ou non ainsi que la méthode d'excavation (pleine section ou demi section). D'après les résultats le creusement à pleine section est fortement déconseillé à la traversée de l'horizon (Sa) de faibles caractéristiques et l'application d'un renforcement du front de taille est recommandé (voute parapluie, boulons fibres de verres).

Les méthodes que nous avons employées ont approuvées l'efficacité du soutènement appliqué au niveau du tunnel avec une recommandation de l'utilisation d'un pré-soutènement à la traversée de l'horizon Sa (schistes très altérés).

Les résultats ont également montrés la nette supériorité de la modélisation numérique devant les méthodes de calculs classiques. Le modèle peut être utilisé ultérieurement lors de la reprise des travaux pour trouver la convergence du tunnel, les déformations et les tassements en surface et proposer par la suite des solutions avant l'arrivée du front de taille.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AFTES, (1995). "Recommandations relatives aux tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain ". Groupe de travail n° 16, Tunnels et Ouvrages Souterrains, n° 132.

AFTES, (1976). "Recommandations relatives au choix d'un type de soutènement en galerie".

AFTES, (2002). "La méthode convergence-confinement ". Groupe de travail 7, Tunnels et Ouvrages Souterrains, n° 170.

ARISTAGHES P., AUTUORI PH. "Calcul des tunnels creusés au tunnelier". In: AFTES - Journées d'études internationales de Chambéry, 1996.

ARSHAD. Kh., RINI-ASNIDA. A. "A review on selection of tunneling method and parameters effecting ground settlements". Electronic Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 21, 2016.

ATKINSON J. H., POTTS D. M. "Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil. Geotechnique". Vol. 27, n° 2, 1977.

ATTEWELL P.B. "Ground movements caused by tunnelling in soil". In: Conference on Large Ground Movements and Structures, 1977, Cardiff.

ATTEWELL P.B. "An overview of site investigation and long-term tunnelling induced settlement in soil. Engineering geology of underground movements ". Geological Society Engineering Geology Special Publication, n° 5, 1987.

BARTON. N. "Minimizing the use of concrete in tunnels and caverns: comparing NATM and NMT ". Innov. Infrastruct. SoluT, Springer International Publishing AG 2017.

BERNAT S. "Modélisation du creusement d'un tunnel en terrain meuble, qualification sur chantier expérimental". Thèse Sci. Lyon: Ecole Centrale de Lyon, 1996.

BERNAUD D., ROUSSET G. "Nouvelle méthode implicite pour l'étude du dimensionnement des tunnels". Revue Française de Géotechnique, n°60, 1992.

BIENIAWSKI, Z.T. "Engineering rock mass classifications". 1989.

BOUDJELLAL. DJ., HAFSAOUI. A., TALHI. K. "Numerical Modeling by Plaxis Software (3D), the Effect of Digging a Tunnel on the Behavior of the Ground and Overlying Structures Case: Subway of Algiers (Algeria)". International Congress and Exhibition "Sustainable Civil Infrastructures: Innovative Infrastructure Geotechnology", Engineering Challenges for Sustainable Underground Use, Sustainable Civil Infrastructures, 2017.

BOUVARD-LECOANET, FRANÇOIS ESTEULLE GUY COLOMBET." Ouvrages souterrains".1998.

BOURGEOIS E." Analyse numérique tridimensionnelle des tassements provoqués par le creusement d'un tunnel par la technique de prédécoupage mécanique". Application à la traverse souterraine de Toulon, dans "Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées", mars – avril 2002.

BRINKGREVE R.B.J., VERMEER P.A."Plaxis finite element code for soil and rock analysis". 2001, Rotterdam.

BRINKGREVE, R.B.J., P.A. VERMEER (2002), PLAXIS: Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, Version 8.

CARRANZA-TORRES C., FAIRHURST C." Application of convergence-confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion ". Tunneling and Underground Space Technology, vol. 15, n° 2, 2000.

CLOUGH W., SCHMIDT B."Design and performance of excavation and tunnels in soft clay: state of the art report ". In: Int. Symp. On Soft Clay, Bangkok, 1977.

CLOUGH W., SCHMIDT B."Design and performance of excavations and tunnels in soft clay. Soft Clay Engineering ". 1981.

CORBETTA F., BERNAUD D., NGUYEN MINH D." Contribution à la méthode convergence-confinement par le principe de similitude ". Revue Française de Géotechnique. Vol. 54 1991.

DIAS D." Convergence-confinement approach for designing tunnel face reinforcement by horizontal bolting ". Tunnelling and Underground Space Technology. Vol. 26. 2011.

DIAS D." Renforcement du front de taille des tunnels par boulonnage – Etude numérique et application à un cas réel en site urbain". Thèse Doc. Lyon : INSA de Lyon, 1999.

DIAS, D., KASTNER, R." Modélisation numérique de l'apport du renforcement par boulonnage du front de taille des tunnels ". Canadian Geotechnical Journal. Vol. 42, 2005.

DIAS D." Renforcement du front de taille". 1998.

DUNCAN J. M., CHANG C. Y."Nonlinear analysis of stress and strain in soil ". Journal of the soil mechanics and foundation division, vol. 96 n° 5. 1970.

ELHOUARI. N., ALLAL. M-A., NABIL. A-B. " Numerical simulation of the mechanical response of the tunnels in the saturated Soils by plaxis". Jordan Journal of Civil Engineering, Vol. 5, n° 1. 2011.

EMERIAULT F., YAN J., KASTNER R." Validation d'une procédure de modélisation numérique des mouvements induits par un tunnelier de très grand diamètre dans les argiles molles ". In : XXVIe Rencontres Universitaires de Génie Civil, juin 2008, Nancy.

FENNER, R."Untersuchungen zur erkenntnis des gebirgsdruckes ". Glückauf, 32, 1938.

GALLI G., GRIMALDI A., LEONARDI A." Three-dimensional modelling of tunnel excavation and lining". Computers and Geotechnics, vol. 31. 2004.

GAUDRY. C, GIVET. O."Etude de la méthode convergence confinement a faible profondeur pour des excavations non circulaires, Convergence confinement method for shallow and non-circular excavations". Conference AFTES International Congress 2017, At Paris, 2017.

GREUELLE E."Etude du soutènement des tunnels par boulons passifs dans les sols et les roches tendres par une méthode d'homogénéisation". Thèse Doc. Palaiseau : Ecole polytechnique, 1993.

GAUDRY. C, GIVET. O."Etude de la méthode convergence-confinement a faible profondeur pour des excavations non circulaires, Convergence-confinement method for shallow and non-circular excavations ". Conference AFTES International Congress 2017, Paris.

GUILLOUX A., BRETELLE S., BIENVENUE F." Prise en compte des présoutènements dans le dimensionnement des tunnels ". Revue Française de Géotechnique, Vol 76. 1996.

HOEK E., BROWN E.T." Underground excavations in rock ". Institution of Mining and Metallurgy- Londres, 1980.

JANIN, J." Tunnels en milieu urbain : Prévisions des tassements avec prise en compte des effets des pré-soutènements (renforcement du front de taille et voûte-parapluie)". Lyon. 2012.

JASSIONNESSE. C., TSIROGIANN. A." New development using the convergence-confinement method in an anisotropic stress field". 2013.

JASSIONNESSE C., P.DUBOIS and A.SAITTA."Tunnel face reinforcement by bolting, soil bolts homogenisation strain approach". London, 1996.

JENCK, O., DIAS, D. " Analyse tridimensionnelle en différences finies de l'interaction entre une structure en béton et le creusement d'un tunnel de faible profondeur". Géotechnique, 2004.

LABRIOLLE, G."Amélioration des méthodes analytiques basées sur des concepts simples pour le dimensionnement des tunnels superficiels et profonds en sol

meuble, (Improved analytical methods based on simple concepts for the dimensioning of shallow or deep tunnels in soft ground)". Rev. Fr. Geotech. 2017.

LABRIOLLE. G, BOZONNET. F, GIVET. O, TAN. Ch-H, GUEDON. P." Développement du projet MASCOT pour la conception et le dimensionnement des tunnels, Development of MASCOT project for design and dimensioning of tunnels ". Conference AFTES International Congress 2017, Paris.

LEBAIS Y., ANDRE D., CHAPEAU C., et al."Tassement lié au creusement des ouvrages en souterrain". Tunnels et ouvrages souterrains, n° 132.1995.

LEBLAIS Y., BOCHON A." Villejust tunnel: slurry shield effects on soils and lining behaviour and comments on monitoring requirement, tunnelling ". London, 1991.

LECA E., GARNIER J., ATWA M., et al." Analyse théorique et expérimentale de la stabilité du front de taille des tunnels à faible profondeur ". In : XIV th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 6-12 Septembre 1997, Hambourg.

LUNARDI P." Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols ". Présoutènement et préconfinement. Revue Française de Géotechnique, n° 80, 1997.

LUNARDI P., BINDI R." The Evolution of Reinforcement of the Advance Core Using Fibre- Glass Elements". Felsbau, vol. 22, n° 4. 2004.

MAIR R.J., TAYLOR R.N., BRACEGIRDLE A." Subsurface settlement profiles above tunnels in clays". Géotechnique, vol.43, N° 2, 1993.

MARCHER T., STARJAKOB F., LUTZ H., SOTEK M." Comparison of excavation methods ADECO RS versus NATM". FELSBAU, vol. 22, n° 4. 2004.

MARTIN.F., SAITTIA. A." Mécanique des roches et travaux souterrains". Centre d'Etude des tunnels, Paris. 2006.

MÖLLER S.C., VERMEER P.A." On numerical simulation of tunnel installation". Tunneling and Underground Space Technology, vol. 23. 2008.

MÖLLER S.C., VERMEER P.A." Simulation of the NATM using 2D and 3D numerical analyses". FELSBAU, vol. 24, n° 2. 2006.

NEW B.M., O'REILLY M.P." Tunnelling induced ground movements; predicting their magnitude and effects". In: 4th Int. Conf. Ground Movements and Structures, 1991, Cardiff.

NGUYEN MINH D., GUO C." Sur un principe d'interaction massif-soutènement des tunnels en avancement stationnaire ". Proceedings Eurock 93, Rotterdam: Balkema, 1993.

O'REILLY M.P., NEW B.M. "Settlements above tunnels in the United Kingdom – their magnitudes and prediction". London, 1982.

OLLIER C. "Etude expérimentale de l'interaction sol-machine lors du creusement d'un tunnel peu profond par tunnelier à pression de boue". Thèse Doc. Lyon, 1997.

OTEO C. S., SAGASETA C. "Prediction of settlements due to underground openings". In: Int. Symp. On Numerical Models in Geomechanics, 1982, Zurich.

PACHER, F. "Deformationsmessungen in Versuchsstollen als Mittel zur Erforschung des Gebirgsverhaltens und zur Bemessung des Ausbaues". Proceedings of the 14th Symposium of the Austrian Regional Group of the ISRM, Salzburg, 1964.

PANET M. "La mécanique des roches appliquée aux ouvrages de génie civil". Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1976.

PANET M. "La stabilité des ouvrages souterrains : soutènement et revêtement". Laboratoire des Ponts et Chaussées, Rapport de recherche n° 28. 1973.

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

PANET M. "Contribution à l'étude des affaissements superficiels provoqués par le creusement de galeries souterraines". LCPC Paris, 1969.

PANET M., GUENOT A. "Analysis of convergence behind the face of a tunnel". 1982, Brighton.

PECK R.B. "Deep excavations and tunnelling in soft ground". In: Proceeding of the 7th International Conference on Soil Mechanism Foundation Engineering, Mexico, vol 3. 1969.

PEILA D. "A theoretical study of reinforcement influence on the stability of a tunnel face". Geotechnical and Geological Engineering, vol. 12.1994.

PLAXIS, 2010. Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, 2D version 2010. Material Models Manual. [www.plaxis.com](http://www.plaxis.com).

PLAXIS, 2010. Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, 3D version 2010. Material Models Manual. [www.plaxis.com](http://www.plaxis.com).

POTTS D.M., ADDENBROOKE T.I. "A structure's influence on tunneling-induced ground movements". Proc. Instn. Civil Engrs., Geotechnical Engineering, 1997, vol. 125.

POUPELLOZ B. "Tassements engendrés par le creusement des galeries de petite section à faible profondeur – exemple en région parisienne". Rapport du laboratoire régional de l'est parisien, 1984, Paris.

PRAT.M, BISCH.E, MILLARD.A, MESTAT.P, CABOT.G.P. " La modélisation des ouvrages", Paris.1995.

PRIEST S. D., HUDSON J. A." Discontinuity spacings in rock ". Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 13. 1976.

RABCEWICZ L."The new Austrian tunnelling method". Part three. January 1965.

RANKIN W.I." Ground movements resulting from urban tunneling: predictions and effects ". In: Proc. Conf. Engineering Geol. Underground Movements, 1988, Nottingham.

ROBITAILLE.V, TREMBLAY.D. " Mécanique des sols, théorie et pratique ". Canada. 1997.

RECOMMANDATIONS CLOUTERRE." Pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols". 1991.

SAGASETA C., MOYA J. F." Estimation of ground subsidence over urban tunnels". In: 2<sup>nd</sup> Int. Conf. Ground Movements and Structures, Cardiff, 1980.

SAGASETA C." Evaluation of surface movements above tunnels ". A new approach. Colloque Interaction Sols Structures ENPC, 1987, Paris.

SAMUEL A., JEAN-FRANÇOIS J." Propriétés mécaniques des sols déterminées en place". Techniques de l'ingénieur 1998. Paris.

SCHANZ T., VERMEER P.A., BONNIER P.G." Formulation and verification of the Hardening- Soil Model". Beyond 2000 in Computational Geotechnic Rotterdam : Balkema, 1999.

SCHMIDT B." Settlements and ground movements associated with tunnelling in soil". Thèse Doc, 1969.

SCHWEIGER H.F., MAYER P.M." Analysis of reinforced tunnel face ". Felsbau, vol. 22, n° 4. 2004.

SELBY A.R." Surface movements caused by tunnelling in two layer soil ". Engineering Geology of Underground Movements, Geol. Soc. Eng. Special Publication, n° 5, 1988.

SERAFEIMIDIS K., RAMONI M., ANAGNOSTOU G." Analysing the stability of reinforced tunnel faces". In: Geotechnical engineering in urban environments, XIV European conference on soil mechanics and geotechnical engineering, September 2007, Madrid. Rotterdam: Millpress Science Publishers, vol. 2. 2007.

SERRATRICE J.F., MAGNAN J.P." Analyse et prévision des tassements de surface pendant le creusement du tunnel nord de la traverse souterraine de Toulon". Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 237. 2002.

SHAHROUR I., GHORBANBEIGI S." Analyse tridimensionnelle du comportement des tunnels dans des terrains meubles ". Revue Française de Géotechnique, 1996, 3e trimestre, n° 76.

SKIKER A." Stabilité du front de taille d'un tunnel creusé par la méthode de prédécoupage mécanique ". Thèse Doc. Nantes : Ecole Doctorale Sciences pour l'Ingénieur de Nantes, 1995.

SONG K.I., CHO G.C., SIM Y.J., LEE I.M." Optimization of a pre-improvement support system for large underground excavation ". Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 21. 2006.

SUBRIN D." Etudes théoriques sur la stabilité et le comportement des tunnels renforcés par boulonnage ". Thèse Doc. Lyon : Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2002.

SUBRIN D." Etude du comportement du front de taille d'un tunnel renforcé par des inclusions en fibre de verre, par voie analytique ". Mémoire de DEA. Lyon : Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, 1997.

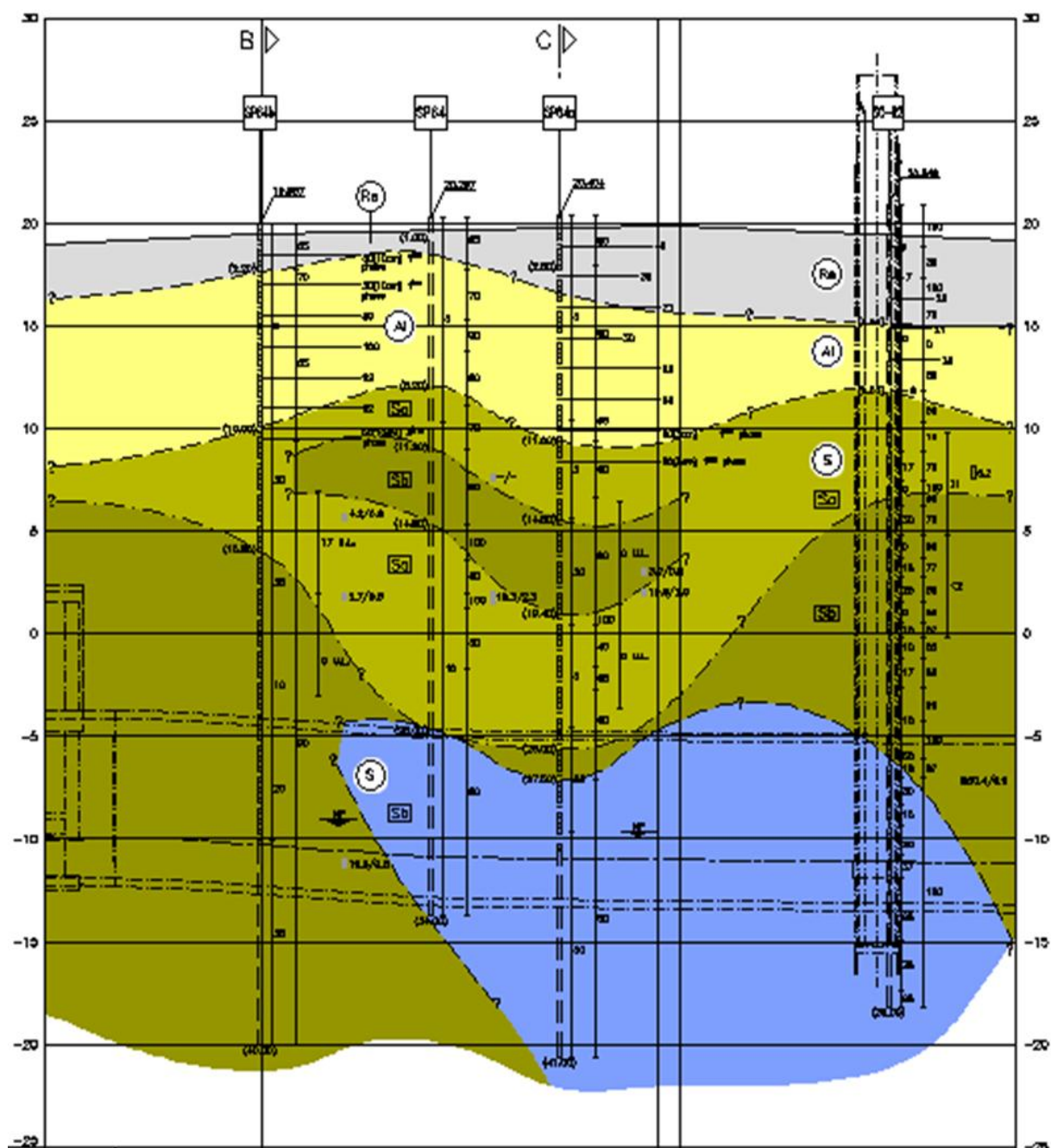
SVOBODA T., MAŠÍN D." 3D simulations of a NATM tunnel in stiff clays with soil parameters optimised using monitoring data from exploratory adit ". In: Proc. 7th Int. Symp. On Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, may 2011, Roma.

SVOBODA T., MAŠÍN D." Convergence-confinement method for simulating NATM tunnels evaluated by comparison with full 3D simulations ". In : Proc. International Conference Underground Construction, 2010, Prague.

VYDROVA. L-C." Comparison of Tunnelling Methods NATM and ADECO-RS". The Civil Engineering Journal, n° 03. 2015.

YEO C.H., LEE F.H., TAN S.C. et al." Three dimensional numerical modelling of a NATM tunnel ". International Journal of the JCRM, vol. 5, n° 1, March 2009.

## ANNEXE A



Profile longitudinal du tunnel.

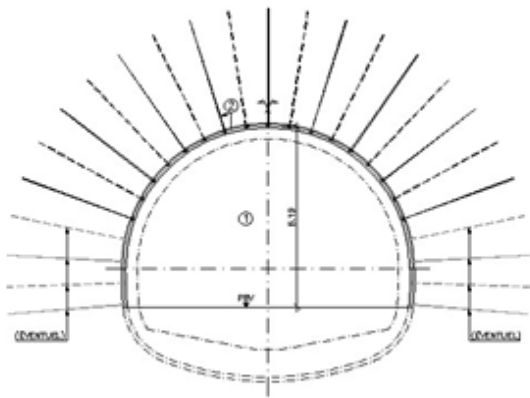
## ANNEXE B

### 1. Phasage exécutif du tunnel

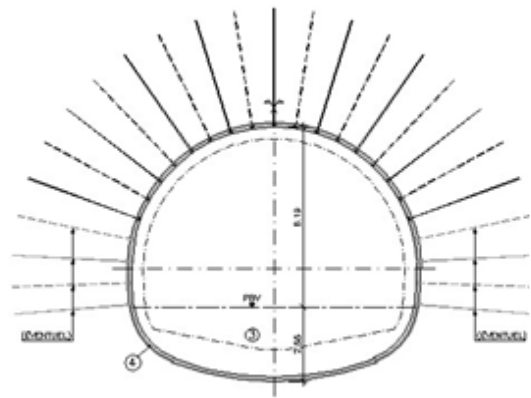
Le creusement se fait par trois type d'excavation sur le long du tunnel :

#### A. Phasage exécutif type I

- Excavation de la demi-section supérieure par avancées de développement maximum de 1.5m.
- Application du soutènement sur le contour de la demi-section supérieure, en accord avec le séquençage d'application défini.
- Excavation du stross par des avancées de développement maximum de 6,80m.
- Application du soutènement sur le radier de la section.
- Installation du système d'étanchéité et de drainage et bétonnage du revêtement définitif.



COUPE TRANSVERSALE TYPE DU PHASAGE  
DE LA DEMI-SECTION SUPÉRIEURE

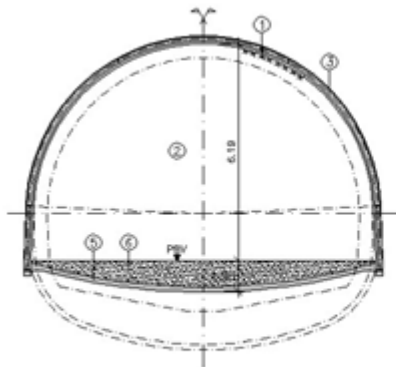


COUPE TRANSVERSALE TYPE DU  
PHASAGE DU STROSS

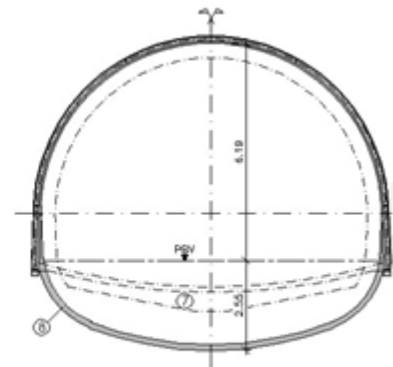
#### B. Phasage exécutif type II

- Exécution des clouages d'acier, si nécessaire.
- Excavation de la demi-section supérieure par des avancées de développement maximum de 1.20m; la limite inférieure de l'excavation devra coïncider avec le PBV ou le radier provisoire.
- Application du soutènement sur le contour de la demi-section supérieur. En accord avec le séquençage d'application défini.
- Répétition des phases 2 et 3 jusqu'à parfaire une extension maximum sans radier provisoire de 4,80 (éventuel-uniquement valable pour les zones où le radier provisoire sera réalisé).
- Application du soutènement sur le radier provisoire de la section dans une extension de 4,80m au maximum.
- Exécution du terrassement de circulation dans la partie mentionnée en point précédent.
- Excavation du stross par des avancées de développement maximum de 4.60m ou, dans les zones avec radier provisoire, de 3.40m.

- Application du soutènement sur le radier de la section.
- Installation du système d'étanchéité et de drainage et bétonnage du revêtement définitif.



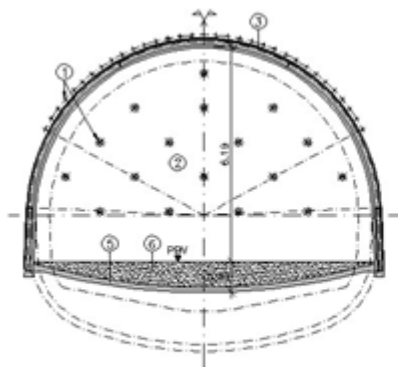
COUPE TRANSVERSALE TYPE DU PHASAGE  
DE LA DEMI-SECTION SUPÉRIEURE



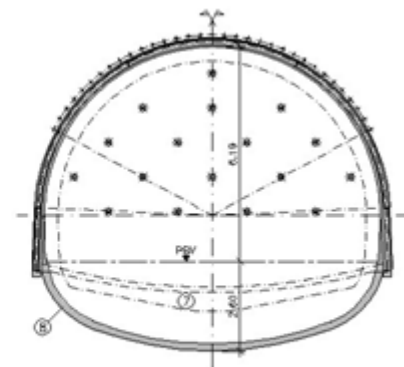
COUPE TRANSVERSALE TYPE DU  
PHASAGE DU STROSS

### C. Phasage exécutif type III

- Exécution systématique des enfilages tubulaires et, si nécessaire, des boulons de fibre de verre.
- Excavation de la demi-section supérieure par des avancées de développement maximum de 1.0m.
- Application du soutènement sur le contour de la demi-section supérieur, en accord avec le séquençage d'application défini.
- Répétition des phases 2 et 3 jusqu'à parfaire une extension maximum sans radier provisoire de 4.0m.
- Application du soutènement sur le radier provisoire de la section dans une extension de 3.40m.
- Exécution du terrassement de circulation dans la partie mentionnée en point précédent.
- Excavation du stross par des avancées de développement maximum de 2.40m.
- Application du soutènement sur le radier de la section.
- Installation du système d'étanchéité et de drainage et bétonnage du revêtement définitif.



COUPE TRANSVERSALE TYPE DU PHASAGE  
DE LA DEMI-SECTION SUPÉRIEURE



COUPE TRANSVERSALE TYPE DU  
PHASAGE DU STROSS

## **2. Types de soutènement du tunnel**

Ils ont définis trois types de soutènement pour le tunnel :

### **A. Type de soutènement S1**

Composé de béton projeté ( $e = 0.15\text{m}$ ) avec un treillis électro-soudé plus des boulons type Swellex de 4 m de longueur.

### **B. Type de soutènement S2**

Voûte et pied droit : béton projeté ( $e = 0.19\text{ m}$ ) avec treillis électro-soudé plus clouages subhorizontaux d'acier  $\phi\ 25$  de 4 m de longueur et 0.25m d'éloignement plus cintres métalliques HEB120 éloignés de 1.20m.

Radier : béton projeté ( $e = 0.15\text{ m}$ ) avec treillis électro-soudé.

### **C. Type de soutènement S3**

Voûte et pied droit : béton projeté ( $e = 0.25\text{m}$ ) avec un treillis électro-soudé plus cintres métalliques HEB160 éloignés de 1.00m, plus enfilages subhorizontaux de tubes métalliques de 12 m de longueur sur la voûte.

Radier : béton projeté ( $e = 0.20\text{m}$ ) avec deux treillis électro-soudés.

Front de taille : boulons de fibre de verre de 12m de longueur.

## **ANNEXE C**

### **Glossaire des principaux termes utilisés**

#### **Abattage**

Opération de désagrégation du terrain à excaver provoquant sa chute au pied de la paroi attaquée où les déblais sont repris par les engins de marinage. Ce terme est également employé, notamment au pluriel, pour désigner certaines phases d'exécution en section divisée (abattages latéraux).

#### **Ancrage**

Procédé par lequel la progression d'une unité en cours de glissement est freinée et stoppée par obstacle sous-jacent.

#### **Anneau**

Tranche élémentaire du revêtement d'un tunnel creusé au moyen d'un tunnelier.

#### **Avancement**

Longueur de tunnel sur laquelle une opération est effectuée pendant un temps donné (heure, jour, mois, poste). L'opération peut être une opération élémentaire (excavation, petite galerie, bétonnage, demi-section supérieure) ou l'ensemble d'un cycle d'opérations concourant à l'exécution de tout ou partie d'un tronçon d'ouvrage.

#### **Béton projeté**

Est un béton constitué d'eau, de ciment, de gravier et d'adjuvant, il est projeté à une grande vitesse sur une surface au moyen d'air comprimé afin d'obtenir une compaction adéquate.

#### **Bouclier**

Système de protection constitué d'une structure métallique complète ou partielle à l'abri de laquelle s'effectuent les opérations de terrassement. Le soutènement ou le revêtement peuvent également être mis en œuvre à l'abri du bouclier.

#### **Bouclier à air comprimé**

Bouclier travaillant sous enceinte d'air comprimé. La pression d'air comprimé peut être limitée, soit au seul front de taille soit à l'ensemble du chantier d'avancement.

#### **Bouclier à boue**

Bouclier utilisant une boue qui, placée dans la partie avant du bouclier, assure à la fois la stabilité provisoire des parois et le transport des déblais.

#### **Bouclier à front pressurisé**

Bouclier à front fermé dont la chambre d'abattage est mise en pression contrôlée.

#### **Bouclier à pression de terre**

Bouclier à front pressurisé dont la pression sur le front de taille est exercé par le terrain excavé.

### **Boulon**

Tige métallique destinée à renforcer la roche. Mise en place dans un forage, elle est ancrée dans la roche à une extrémité ou sur toute sa longueur et serrée sur la surface rocheuse au moyen d'une plaque et d'un écrou à l'autre extrémité qui est filetée. Pour renforcer le front de taille des tunnels on utilise des boulons en fibre de verre de grande longueur, faciles à détruire lors de l'abattage.

### **Calotte**

Partie supérieure et centrale de la voûte.

### **Chambre d'abattage**

Espace du bouclier, en contact avec le front où est réalisé l'abattage du matériau. Dans le cas du bouclier fermé, cet espace est clos à l'arrière par une cloison dite "cloison étanche", cet espace peut alors être pressurisé.

### **Cintre**

Support en forme d'arc réalisé au profil du tunnel et mis en place contre la paroi pour soutenir le terrain, soit directement avec des calages, soit par l'intermédiaire d'un blindage. Il est généralement en acier.

### **Cintre lourd**

Cintre réalisé à partir d'un profilé métallique (généralement de type IPN, HEA, HEB).

### **Cintre réticulé**

Cintre constitué de barres d'acier à haute limite élastique (généralement armatures pour béton armé) liaisonnées par des aciers secondaires constituant une "réticulation".

### **Clé de voûte**

Section de la voûte située dans son plan de symétrie.

### **Contrainte de confinement**

Contrainte qui apparaît à l'interface entre le terrain encaissant et le soutènement (ou le revêtement) et qui résulte de leur interaction.

### **Confinement**

Désigne le phénomène générateur des contraintes de confinement et éventuellement les moyens mis en œuvre pour le provoquer.

### **Pression de Confinement**

Pression appliquée au front de taille dans les boucliers à front pressurisé.

## **Convergence**

Variation de longueur de toute corde d'une section droite d'une cavité souterraine, mesurée après excavation. S'utilise aussi pour désigner le déplacement radial d'un point de la paroi. Désigne également le phénomène qui provoque ces variations de longueur.

## **Couverture**

Distance verticale mesurée entre la cote de la surface du terrain naturel et la cote de la clé de voûte. La couverture latérale est la plus petite distance entre la surface du versant et la paroi de l'excavation.

## **Creusement**

Ensemble des opérations d'abattage et de marinage. Au sens large, peut désigner l'ensemble des opérations de réalisation d'un tunnel.

## **Décompression**

Phénomènes qui accompagnent la modification des contraintes naturelles dans le terrain au voisinage de l'excavation. Dans les roches, la décompression peut se traduire par l'ouverture ou la création de fissures dans certaines zones et par le dépassement de la limite de rupture en compression dans d'autres zones.

## **Déconfinement**

Phénomène de diminution de contrainte à la paroi d'une cavité.

## **Demi-section**

Le creusement en demi-section désigne le creusement d'un tunnel en deux phases décalées dans le temps et dans l'espace. On réalise d'abord le creusement de la demi-section supérieure puis celui de la demi-section inférieure (ou stross).

## **Déplacements**

Modification de la position d'un point dans l'espace. C'est un vecteur qui possède une amplitude et une direction.

## **Enfilage**

Soutènement réalisé avant abattage par enfoncement dans le terrain de barres ou profilés métalliques en pourtour de la future excavation.

## **Excavation**

Ensemble des deux opérations d'abattage et de marinage. Peut désigner le résultat c'est-à-dire le volume vide laissé par celles-ci.

## **Forage**

Opération consistant à réaliser un trou à l'aide d'un outil animé d'un mouvement de rotation et/ou de percussion (pour mise en place de mines ou de boulons).

## **Machine à attaque ponctuelle**

Machine n'attaquant qu'une partie du front de taille et dont la conception initiale n'est pas liée à une forme de section déterminée a priori.

### **Machine pleine face**

Machine excavant en une seule fois la totalité du front de taille et assurant le ramassage des déblais. On emploie aussi le terme : machine foreuse pleine section.

### **Marinage**

Opération comprenant le chargement et l'évacuation à l'extérieur du tunnel des déblais provenant de l'abattage, ou "marin".

### **Piédroits**

Parties verticales de la section transversale du tunnel, comprises entre la voûte et le sol de fondation de l'ouvrage. Par extension, parties latérales de la section transversale d'un tunnel.

### **Plan de tir**

Plan donnant la position, la profondeur, le diamètre et la direction des trous de mine dans le front de taille d'un tunnel ou d'un puits. Le plan de tir indique les charges mises en place dans chaque trou, le bourrage et l'amorçage utilisés.

### **Pleine section**

Creusement en une seule phase de la totalité de la section d'un tunnel.

### **Pré voûte**

Voûte réalisée par mise en place de béton dans une saignée pratiquée dans le terrain en avant du front de taille selon le contour de la section à excaver.

### **Radier**

Partie inférieure du tunnel située entre les deux piédroits. Le radier peut être laissé brut ou être constitué par une dalle ou un arc en béton.

### **Radier contre-voûté**

Radier bétonné en forme de voûte inversée, le point le plus bas du radier étant situé dans le plan de symétrie de l'ouvrage.

### **Revêtement**

Ensemble des dispositifs à ajouter au soutènement pour assurer la stabilité définitive de l'ouvrage souterrain. Le revêtement constitue la structure résistante placée le plus à l'intrados du tunnel.

### **Section divisée**

Méthode de creusement consistant en l'ouverture d'une (ou plusieurs) galerie (s) de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement de l'excavation totale à réaliser.

### **Séquentiel (creusement)**

Désigne une méthode d'exécution où les opérations de creusement et de soutènement sont bien distinctes, par opposition au creusement au tunnelier où la même machine réalise les deux opérations en continu.

### **Soutènement**

Ensemble des dispositifs assurant la stabilité provisoire (jusqu'à la mise en place d'un revêtement définitif) de l'excavation et la sécurité du chantier : boulons, cintres, blindage, béton projeté. Opération consistant à mettre en œuvre ces dispositifs.

### **Stross**

Terrain à excaver situé dans la partie inférieure du profil comprise, en hauteur, entre la demi-section supérieure et le radier et, en largeur, entre les piédroits.

### **Tassement**

Déplacement verticale d'un point d'un terrain, Le déplacement est orienté vers le bas.

### **Terrain encaissant**

Terrain dans lequel est réalisé un ouvrage. Le terrain encaissant peut être surmonté par des couches de terrain de nature différente.

### **Tir**

Opération consistant à mettre à feu l'explosif.

### **Tir séquentiel**

Système d'amorçage programmé des différentes lignes d'un plan de tir. Travers banc (creusement en) Cas où l'axe du tunnel se rapproche de la direction normale aux couches de terrain ou principaux plans de discontinuités.

### **Tunnelier**

Machine destinée à réaliser des tunnels assurant des fonctions étendues pouvant aller de l'excavation à la pose du revêtement final.

### **Treillis soudé**

Une armature en acier, assemblé par soudure en maille carré ou rectangulaire destiné au renforcement du béton projeté.

### **Voûte-parapluie**

Voûte constituée de tubes métalliques disposés en couronne subhorizontale suivant le contour de la section qui sera excavée et prenant appui sur des cintres posés au fur et à mesure de l'avancement ; la voûte peut également être constituée de colonnes de jet-grouting armées.

## ANNEXE D

Paramètres jugés représentatifs pour chaque unité (rapport géotechnique réalisé par le bureau d'étude CENOR).

| Couche        |     | Altér<br>(W)     | Frac<br>(F)      | R<br>(%) | RQD<br>(%) | W<br>(%) | $\gamma_d$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_h$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | Granulométrie       |                       |                       | N <sub>spt</sub> | (N1) <sub>60</sub> | Lugeon<br>UL<br>(mm) | Press<br>E <sub>m</sub><br>(MPa) | Dilat<br>E <sub>d</sub><br>(MPa) | $\sigma_c$<br>MPa | $\Phi$<br>(°) | C<br>(kPa) |
|---------------|-----|------------------|------------------|----------|------------|----------|------------------------------------|------------------------------------|---------------------|-----------------------|-----------------------|------------------|--------------------|----------------------|----------------------------------|----------------------------------|-------------------|---------------|------------|
|               |     |                  |                  |          |            |          |                                    |                                    | <80<br>$\mu$<br>(%) | L <sub>L</sub><br>(%) | I <sub>p</sub><br>(%) |                  |                    |                      |                                  |                                  |                   |               |            |
| Remblais      |     | -                | -                | -        | -          | 13       | 16                                 | 18                                 | 39 à 49             | 36 à 44               | 16 à 24               | 25               | 20                 | -                    | -                                | 5                                | -                 | 30            | 5          |
| Schiste<br>Sa | Sa1 | W <sub>5</sub>   | F <sub>5</sub>   | 0 à 100  | 0 à 40     | 16       | 18                                 | 21                                 | 41 à 62             | 29 à 45               | 14 à 26               | 45               | 30                 | 0 à >20              | 108                              | 100                              | -                 | 30            | 10         |
|               | Sa2 | W <sub>4-5</sub> |                  |          |            |          | 22                                 | 25                                 |                     |                       |                       |                  |                    | -                    |                                  | 700                              | 30                | 48            | 80         |
| Schiste Sb    |     | W <sub>3-2</sub> | F <sub>4-3</sub> | 20 à 100 | 0 à 90     | 1        | 27                                 | 28                                 | -                   | -                     | -                     | -                | -                  | <3 à 10              | -                                | 3500                             | 67                | 52            | 350        |

---

## ملخص

في المناطق الحضرية، يمكن أن يتسبب الحفر في فعل اضطرابات كبيرة في الهياكل المشيدة، مع حدوث عواقب بشرية و اقتصادية هائلة. لضمان الاستقرار الأفضل للنفق، و للقيام بالاختيار الأنسب لأساليب الحفر، يجب اتخاذ العديد من التدابير الاحترازية خلال مراحل العمل المختلفة.

- اختيار المعدات وفقا لطبيعة التضاريس.
- تحديد موقع المياه الجوفية.
- سلوك التضاريس بالتوازي مع حفر النفق.

دراسة التفاعل بين الكتلة الصخرية والدعم يتم تحقيقه بواسطة طريقة احتواء التقارب . تم تطوير الأساليب المستخدمة وذلك من أجل تحديد العوامل التي يعتمد عليها التفاعل بين الكتلة الصخرية والدعم لإنشاء مخطط مناسب لبناء النفق.

من أجل متابعة نهج الدعم المؤقت، استخدمنا الطرق التجريبية والتحليلية وللتحقق من صحة الحلول المقترحة استخدمنا طريقة احتواء التقارب. سمحت لنا هذه الأخيرة بالتعرف على العوامل الهامة التي يجب تقديمها أثناء العملية الحسابية الأكثر تفصيلا بواسطة طريقة العناصر المحددة من خلال برنامج بلاكسيس "PLAXIS".

نتائج المحاكاة في النقطة الكيلومترية (-0+625) تمكننا من التأكد بأن الدعم الذي تم النظر فيه بواسطة الطريقة التجريبية تم ضبطه لدعم من نوع S3 (حزام داعم HEB 160 بمسافة 1 متر + خرسانة مسلحة بسماكة 0.28 متر).

الغرض من هذا العمل هو تطوير حل واضح لتقييم التفاعل بين الكتلة الصخرية والدعم لنفق موجود في بيئة حضرية (حالة: مترو الجزائر). لقد أظهرت الطرق التي استخدمناها فعالية الدعم في النفق مع ضرورة استخدام الدعم المسبق عند عبور الأفق Sa (شبيست ذو نفاذية كبيرة). أظهرت أيضا النتائج المتحصل عليها تفوق النمذجة العددية على الطرق الحسابية التقليدية.

**كلمات مفتاحية:** نفق، حفر، احتواء التقارب، تفاعل، كتلة صخرية، دعم، مترو، بلاكسيس "PLAXIS".

---

## Résumé

Dans les zones fortement urbanisées, le creusement d'ouvrage peut en effet engendrer des désordres importants aux structures existantes, avec des conséquences humaines et économiques non négligeables.

Pour assurer une meilleure stabilité du tunnel et faire le bon choix des méthodes de creusement, plusieurs mesures de précaution doivent être prises durant les différentes phases des travaux.

- Le choix du matériel d'après la nature des terrains.
- Localisation des nappes aquifères.
- Le comportement des terrains en parallèle avec le creusement du tunnel.

L'étude de l'interaction du massif rocheux-soutènement a été réalisée selon la méthode convergence-confinement. De plus, les méthodes utilisées ont été développées pour déterminer les facteurs intervenant au cours de l'interaction massif rocheux-soutènement et d'établir un organigramme structurel pour la réalisation du tunnel.

Afin de dimensionner en première approche le soutènement provisoire nous avons utilisé les méthodes empiriques et analytiques, puis afin de valider les solutions proposées nous avons utilisé la méthode convergence-confinement. Cette dernière nous a permis de définir les paramètres importants à introduire lors d'un calcul plus élaboré par la méthode des éléments finis à travers le logiciel PLAXIS.

Les résultats de la simulation au (PK-0+625) nous pouvons affirmer que le soutènement jugé par la méthode de classification empirique ajusté pour le soutènement du type S3 (cintre HEB 160 avec un espacement de 1m + béton projeté d'une épaisseur de 0,28m).

L'objet de ce travail de thèse est le développement d'une solution explicite pour l'évaluation de l'interaction du massif rocheux-soutènement pour un tunnel en milieu urbain (cas: Métro d'Alger).

Les méthodes que nous avons employées ont approuvées l'efficacité du soutènement appliqué au niveau du tunnel avec une recommandation de l'utilisation d'un pré-soutènement à la traversé de l'horizon Sa (schistes très altérés).

Les résultats ont également montrés la nette supériorité de la modélisation numérique devant les méthodes de calculs classiques.

**Mots clés :** Tunnel, creusement, convergence-confinement, interaction, massif rocheux, soutènement, Métro, PLAXIS.

---