Université Yahia Fares de Medea
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Etude de stabilité du rameau de connexion puits de ventilation-Métro d'Alger

Réalisé par :
- Moussaoui Azzeddine
- Zerdali Hossam Eddine

Encadré par :
- Dr. Menaa Lazazi

Membres du jury :

Dr Bouksani Omar ……Président du jury
Dr Messead Ali…….... Examinateur

L'année Universitaire 2019/2020

Remerciements

En guise de reconnaissance, je tiens à témoigner mes sincères remerciements à toutes les personnes qui ont contribuées de près ou de loin au bon déroulement de mon stage de fin d'étude et à l'élaboration de ce modeste travail.

Mes sincères gratitudes à **Dr. Menaa Lazazi** notre encadreur pour la qualité de son enseignement, ses conseils et son intérêt incontestable qu'il porte à tous les étudiants.

Aussi bien mes sincères gratitudes a **Mr. AZZI** notre encadreur de stage pour tout le savoir technique qu'il nous a enseigné, ainsi que l'ensemble des travailleurs et les ingénieurs de COSIDER METRO ALGER.

Dédicace

On a le grand honneur de dédier ce modeste travail à :

Nos très chers Parents

A toute la famille

A nos amis

A nos camarades

Résumé :

Le travail présenté dans ce mémoire s'attache à établir une étude préliminaire sur la stabilité d'un rameau de connexion (cas métro d'Alger) tronçon Harrach centre aéroport d'Alger .le rameau assure la jonction entre un puits de ventilation et le tunnel de voie principal, creusé avec une profondeur de 17m par la méthode NATM. (Nouvelle Méthode Autrichienne).l'étude est faite dans le but de choisir une classe d'excavation adéquate suivant la stabilité du front pour entamer les travaux de creusement en toute sécurité. Une modélisation avec le code de calcul Plaxis 2D est établie pour simuler le comportement général du terrain autour de l'excavation et de prendre en considération les résultats obtenus par la suite lors des travaux d'exécution.

Mots clé : rameau de connexion – stabilité- front de taille-Plaxis 2D.

ملخص :

بهدف البحث المقدم في هده الرسالة الى اعداد دراسة أولية حول استقرار نفق الاتصال (قسم المترو الجزائر) في مركز الحراش – مطار الجزائر العاصمة. بئر التهوية و نفق المسار الرئيسي، حفر بعمق 17 متر على الطريقة النمسوية الجديدة: تم اجراء الدراسة بهدف اختيار فئة التنقيب المناسبة وفق الواجهة. حيث تم اجراء الدراسة عن طريق برمجية Plaxis 2D.

الكلمات المفتاحية : نفق الاتصال-الاستقرار-واجهة النفق-Plaxis 2D.

Sommaire

Sommaire

Remerciement

Dédicace

Résumé

Sommaire……..…….I

Liste des tableaux……III

Liste des figures……..……IV

Introduction générale……...….01

Chapitre I : Généralité et présentation de site……...……03

I. Généralité sur les tunnels……..05
II. Le chois souterrain……....08
III. Catégories de tunnels……..……..13
IV. Les tunnels au milieu urbain ……...….15
V. Généralité sur les puits …….……20
VI. Les rameaux …….……21
VII. Les critères et les méthodologies du calcules …….……..22
VIII. Le pré – soutènement des terrains autour du front de taille …….27

Chapitre II : Présentation d'étude du rameau de connexion……28

I.Présentation de projet métro d'Alger …….……..29
II.Présentation de l'extension d'étude ……..29
III.Présentation de puits de ventilation N°9 ……..30
IV. Rameau de connexion de puits de ventilation N°9…….…..30
V.Etude géologique - géotechnique et hydrogéologiques……..……..31
VI.La zone sismique…….……..33
VII.Géométrie et méthodes d'excavation proposée ……..……..34
VIII.Soutènement proposé……..……..36
IX.Matériaux utilisés…….……40

Chapitre III : Modélisation et application numérique……..41

I. Présentation des programmes……43
II. Les définition des paramètres……43
III. Application sur le cas du rameau de connexion……45
IV. Résultats de calcul……52

Sommaire

V. l'Analyse et discussion des déplacements obtenus……..53
VI. Recommandations……54

Chapitre IV : Vérification de la stabilité du rameau……55

I. Application numérique……..57
II. Recommandations Générales……....60

Conclusion générale……..……..63

Bibliographies……..……..……..65

Annexes ……..67

Sommaire

Liste des tableaux

N°	Titre	Page
1.1	critère de stabilité pour les matériaux argileux (Peck, 1969)	22
2.1	Résumé des profondeurs des horizons géotechniques existantes	31
2.2	Paramètres géotechniques de calcul – sol	32
2.3	Paramètres géotechniques de calcul – roche	33
2.4	Composition des classes d'excavation du rameau de connexion – Classe d'Excavation CE1	37
2.5	Composition des classes d'excavation du rameau de connexion – Classe d'Excavation CE2	38
2.6	Composition des classes d'excavation du rameau de connexion – Classe d'Excavation CE3	39
3.1	Différents paramètres et unités	43
4.1	critères de Peck	57
4.2	Classe d'excavation CE1	57
4.3	Paramètres du sol et résultat de calcul selon la méthodologie d'Atkinson et Mair	59
4.4	Paramètres du sol appliqué pour la méthode d'Anagnostou et Kovári, 1994	60
4.5	Résultats de la méthodologie d'Anagnostou et Kovári, 1994	60
4.6	classe d'excavation CE3	61

Sommaire

Listes des figures

N°	Titre	Page
1.1	Photo de tunnel routier sous montagne	09
1.2	Photo de tunnel routier sous montagne	10
1.3	photo de Tunnel de Blue Ridge Parkway traversant une forêt « Kentucky, USA »	10
1.4	schéma d'une coupe transversale et longitudinale d'un tunnel	12
1.5	Schéma d'un creusement classique de métro	13
1.6	les tunnels ferroviaires	13
1.7	les tunnels de métro	13
1.8	Tunnel routier	14
1.9	Galerie de canalisation	14
1.10	galerie hydraulique	14
1.11	les tunnels construits en souterrain à faible ou forte profondeur	15
1.12	Relation entre le facteur de stabilité critique et la géométrie du front d'excavation	23
1.13	Facteur de stabilité d'un tunnel avec une section circulaire limite	24
1.14	Allure générale des méthodes d'équilibre l	25
1.15	Mécanisme d'effondrement pour le front d'un tunne	26
2.1	Le plan synoptique de projet métro d'Alger	31
2.2	Carte de la carte de zonage sismique du territoire national	34
2.3	Schémas transversales type	35
3.1	Profil longitudinal du rameau de connexion du Puits de Ventilation N°9 avec l'indication des sections de calcul	45
3.2	Géométrie de la section du calcul N°1(SC1)	46
3.3	Géométrie de la section de calcul N°2(SC2)	46
3.4	Exemple d'injection des paramètres du sol pour la 1ère couche R	48
3.5	Injection des données structurelles pour la calotte	49
3.6	Injection des données structurelles du radier provisoire	49
3.7	Génération du maillage	50
3.8	Creusement de la section du rameau	51
3.9	Activation du cintre métallique et du radier	52
3.10	Déplacement maximal en surface	53
4.1	Section étudiée pour l'analyse de la stabilité du front d'excavation.	56
4.2	Facteur de stabilité d'un tunnel avec une section circulaire	59

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'homme , dans ses déférente activités a toujours besoin de ce déplacer, pour de déférentes raison dont les voyages ou la transportation des matériaux …, pour subvenir a ses besoin progressive, que se soit ces déplacement sur de longues ou de courtes distances. Par conséquent l'organisation de ces déplacements exige la création d'infrastructures des routiers. Mais dans le cas des villes, la concentration des constructions rendant les développements des réseaux de transport en surfaces souvent impossible .Alors la solution est d'aller en souterrain alors vers la construction des tunnels.

Les tunnels sont des ouvrages enterrés construit par percement dans les terrains vierges, sans déblaiement des terres supérieures. Avant la réalisation de ces ouvrages, l'ingénieur est confronté à un problème : la préservation de la stabilité de l'ouvrage contre d'éventuels accidents pour assurer le succès des travaux.

Dans ce travail on va voir l'étude d'exécution d'un rameau de connexion (puits de ventilation-métro) inséré dans le projet de l'extension E – El Harrach Centre – Bab Ezzouar – Aéroport International d'Alger du Métro d'Alger, qui a servi pour le creusement des galeries de ventilation. Dans ce travail une présentation de la méthodologie de la construction du rameau a été faite.

Comme la majorité des ouvrages, les rameaux se trouvent être des prototypes dont le sens où chaque rameaux est unique du point de vue de la technique de construction retenue, des matériaux utilisés, de la méthode de creusement adoptée et parfois même des appareils utilisés, et ça dépend aux facteurs dont la nature du terrain, l'emplacement du rameau, sa profondeur, les délais de réalisation…etc. L'analyse de ces facteurs conduit à limiter l'éventail des procédés de construction possibles, ils existent deux types de procédés : la méthode de creusement, et la méthode de soutènements.

L'objectif de mon travail est de choisir la classe d'excavation la plus adéquate en vérifiant la stabilité du front de taille en analysant son équilibre par des différentes critères comme celle du Peck et de Mair.

Pour le calcul des efforts générés par le creusement sur un soutènement éventuel et l'estimation des phases de creusements, un calcul manuel des efforts a été fait. Pour mieux approfondir l'étude et estimer les différentes charges et déplacements des treize phases de construction de divers points des profondeurs de cet ouvrages et de massif du sol autour du puits, une modélisation en éléments finis avec le logiciel Plaxis a été réalisée.

INTRODUCTION GENERALE

Ce travail est composé de quatre chapitres détaillant comme suit l'étude de stabilité d'un puits ventilations :

- Chapitre I : Généralité et présentation de site
- Chapitre II : Présentation d'étude du rameau de connexion
- Chapitre III : Modélisation et application numérique
- Chapitre IV : Vérification de la stabilité du rameau

CHAPITRE I : GENERALITE ET PRESENTATION DE SITE

Introduction:

À mesure que les populations urbaines augmentent, les besoins et les demandes liés à l'expansion citadine augmentent également. Ceux-ci incluent l'approvisionnement en infrastructures capable de répondre à la fois aux besoins de la population et à satisfaire sa qualité de vie, tout en projetant prudemment vers l'horizon afin d'anticiper la croissance urbaine.

Cependant, cette continuelle expansion de terrain aménagé présente graduellement des défis aussi bien aux planificateurs qu'aux opérateurs. C'est pour cette raison que les ingénieurs optent pour l'exploitation des espaces souterrains comme moyen alternatif, dans le but de satisfaire les besoins sociaux sans perturber de manière significative les activités menées en surface.

Les tunnels deviennent donc de plus en plus utiles pour l'inspection et la mise à niveau des équipements enterrés, des voies de transport telles que les lignes de métro et les autoroutes souterraines peuvent également être rencontrées et interagissent entre elles.

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

L'extension des voies de communication (routes, autoroutes, voies ferrées) impose souvent des franchissements difficiles qui conduisent généralement à la construction de tunnels. De même l'encombrement de la surface du sol dans les villes rend nécessaire la construction d'ouvrage souterrain (voiries et métros). Les ouvrages souterrains sont donc de types d'usages et de dimensions très diverses, on distingue deux grandes catégories :

Les ouvrages souterrains et structures enterrées (usines et gare souterraines, parkings, lieux de stockage, excavations minières). Les ouvrages de section plus ou moins régulière (tunnels, buses, galeries, tuyaux, canalisations).

En effet, l'utilisation du sous-sol se justifie pour des raisons diverses, en rase campagne, les moyens de communication à grande vitesse (TGV,

autoroutes) ne peuvent parfois pas épouser le relief en terrain accidenté, en agglomération, l'exploitation au maximum admissible de la surface et l'augmentation de la population imposent à l'homme un développement en souterrain (réseaux d'assainissement, transports en commun...).

Le souterrain offre une excellente protection contre les agressions de toute natures (bruit, stockage de déchets nucléaires...).

Dans le domaine des tunnels, les procédés de construction sont très nombreux, les techniques de mise en œuvre sont de plus en plus évoluées et le matériel utilisé a connu une évolution considérable. De plus, la mécanisation des opérations a eu pour première conséquence de réduire considérablement les délais d'exécution tout en assurant une plus grande sécurité des biens et des personnes travaillant sur le chantier. Il est donc désormais possible de creuser des tunnels de très grande longueur dans les conditions les plus difficiles (mauvaise tenue du massif, présence d'une nappe phréatique, profondeur importante …).

Ainsi, de nombreux projets grandioses tels que le tunnel sous la Manche, le tunnel du Seikan au japon, qui est un tunnel ferroviaire sous-marin long de 53,85 km, Il relie l'île de Honshūà l'île de Hokkaidō traduisent les progrès réalisés par l'homme dans ce domaine.

I. Généralité sur les tunnels

I.1 Définition d'un tunnel :

« Tunnel » vient du mot « tonnelle » évoquant la forme du tonneau. Il désigne un passage souterrain. On considère souvent qu'un tunnel doit être au moins deux fois plus grand qu'il n'est large pour mériter cette désignation. Il doit en outre être fermé de tous les côtés, excepté à chacune de ses extrémités, ce qui le différencie d'un passage en tranchée.

Un tunnel peut être utilisé pour permettre le passage de personnes (piétons, cyclistes, trafic routier, trafic ferroviaire, canal).

D'autres tunnels ont la fonction d'aqueducs, construits uniquement pour transporter de l'eau destinée à la consommation, à l'acheminement des eaux usées ou à l'alimentation de barrages hydroélectriques alors que d'autres encore sont creusés pour acheminer des câbles de télécommunication, de l'électricité, des hydrocarbures, ... Le tunnel le plus ancien actuellement connu semble bien

être celui qui a été construit en Mésopotamie sous l'Euphrate il y a 4 000 ans à l'époque de la reine Sémiramis.

D'une longueur de 1 km, il reliait le palais royal de Babylone au temple de Jupiter. Les civilisations modernes ont élargi l'emploi des tunnels au domaine des communications pour franchir un obstacle qu'il s'agisse d'une chaîne de montagnes, d'un cours d'eau, ou même du cœur d'une ville. Aujourd'hui, des cavités souterraines sont construites pour assurer le stockage de matières encombrantes ou dangereuses (pétrole, gaz), pour décongestionner la surface des villes (parkings souterrains) ou pour loger des unités de production d'énergie (centrales enterrées). L'importance croissante des considérations d'environnement et la saturation du sol devraient logiquement conduire à un accroissement du nombre des ouvrages souterrains, soit dans le domaine des installations industrielles, soit pour le stockage des déchets, soit pour la protection des populations et des installations vitales en cas de conflit. [1]

I.2 Aperçu historique :

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

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

Au début de notre ère, la ville de Lyon était alimentée en eau par des aqueducs, dont deux, ceux de la Brévenne et du mont d'Or, furent creusés dans le rocher. Entre 130 et 140 après J-C., un tunnel de près de 23 kilomètres, entièrement maçonné, fut construit pour alimenter Athènes en eau. Dans la région de Cumes, près de Naples, subsistent de nombreux souterrains : les plus anciens sont d'époque grecque, comme l'antre de la Sibylle, d'autres, d'époque romaine ; ils servaient au stockage. Pour en faire un port militaire, les Romains mirent le lac Lucrino en communication avec la mer. Ils construisirent, en 37

après J.-C., un tunnel routier de 900 mètres de longueur entre Pouzzoles et le Pausilippe.

Ce n'est qu'au XIXe siècle que les tunnels retrouvèrent un grand développement, grâce aux chemins de fer qui n'admettent pas de rampes supérieures à 3,5 p. 100. De nos jours, l'utilisation du sous-sol s'est diversifiée, entraînant un développement rapide des tunnels et autres ouvrages souterrains dans les pays industrialisés. [2]

I.3 Objectif des tunnels :

En général, il permet de raccourcir un itinéraire, d'éviter un col (tunnel sous une montagne) ou d'éviter un long détour (tunnel sous un plan d'eau). C'est aussi l'encombrement du sol et la difficulté de restructurer l'urbanisme existant dans les agglomérations urbaines qui pousse à l'utilisation du sous-sol, notamment avec le métro, malgré le coût. Mais aussi la construction d'un tunnel peut être réalisée pour limiter les nuisances du trafic (notamment en ville ou pour les villages en bordure d'autoroute).[2]

I.4 Avantages et inconvénients des tunnels:

Le tunnel peut devenir très coûteux lorsque qu'il est long et percé dans une roche dure ou au contraire dans une roche friable. De plus, quelques accidents graves (ex : tunnel du Mont blanc, incendie d'un camion) ont donné une image dangereuse des tunnels. Cependant, dans un contexte difficile, (fortes pentes, risque d'éboulement ou de glissement de terrain, ...) le tunnel peut être une solution moins chère et plus sécurisante qu'une longue route en lacets.

Aujourd'hui, le tunnel présente une grande sécurité et une protection contre les intempéries, il a surtout l'avantage de ne pas dégrader la nature et donc de ne pas contribuer à la fragmentation éco paysagère (Désigne tout découpage artificiel (non naturel) de l'espace, qui pourrait empêcher les espèces vivantes de se déplacer comme elles le devraient). Il est donc préférable de choisir un tunnel plutôt qu'un pont qui outre son impact paysager, ne modifiera pas les migrations d'oiseaux et l'environnement naturel nocturne (contrairement au pont qui est éclairé toute la nuit). C'est pourquoi le train et le ferroutage est souvent la solution choisie et la plus respectueuse de l'environnement (pollution).[2]

II. Le chois souterrain

II.1 - Les raison d'aller en souterrain :

Pour définir les raison d'aller en souterrain, il est nécessaire de citer quelques caractéristiques essentielles du sous-sol [3] :

- Le sous-sol est un espace qui peut recevoir des infrastructures difficiles, impossibles ou indésirables en surface.

- Le sous-sol offre une espace naturel protégé mécaniquement, thermiquement et acoustiquement.

- Le sous-sol offre l'avantage de protéger l'environnement extérieur des risques et nuisances liés à certains types d'activités.

- Le sous-sol est généralement invisible, sauf aux points de liaison avec la surface.

Mais les principales raisons qui ont poussé aujourd'hui l'homme à utiliser et aménager l'espace souterrain sont données ci-dessous :

II.1.1 Des raisons d'occupation du sol et d'implantation :

L'utilisation du souterrain découle d'un manque d'espace à la surface et permet de construire à un emplacement où la construction en surface ne serait pas possible.

L'implantation en souterrain est préférable pour de nombreuses constructions car leur existence en surface est gênante pour les réseaux de service public.

Il est aussi souvent nécessaire de séparer les activités de transport incompatibles ou d'engendrer des liaisons commodes entre elles, par exemple, la circulation des piétons dans les gares de chemins de fer et dans les ouvrages d'échange entre les bus et les trains. La séparation des niveaux de circulation est généralement préférable et la mise en souterrain des voies de circulation limite souvent les impacts sur la collectivité.

II.1.2 Des raisons topographiques :

Dans les zones montagneuses, le recours aux tunnels rend réalisables diverses variantes de transport, les routes, les voies ferrées, et il présente une solution intéressante pour le franchissement des fleuves dont la mauvaise qualité de terrains. D'une façon générale, l'utilisation de l'espace souterrain présente

plusieurs avantages dans le domaine d'aménagement d'installation ou d'infrastructures. Ces avantages résultent principalement de la liberté (sous réserve des contraintes géologiques, économiques et pour des raisons d'urbanisme liées à une géographie urbaine assez étalée) d'engendrer un ouvrage en trois dimensions avec des barrières existant en surface.



Figure 1. 1 Photo de tunnel routier sous montagne

II.1.3 Des raisons sociales

L'espace souterrain a un rôle principal à jouer sur le plan social et ce, en offrant de bonnes conditions de vie. Il s'agit ici de la diminution de la pollution et du bruit, de l'utilisation active de l'espace, du développement économique, de la protection du cadre de vie, de la santé publique et de la sécurité. Dans ces différents domaines, il présente des nombreux avantages :

- Les tunnels ont un rôle vital pour amener et évacuer les eaux en site urbain.
- Les tunnels permettent l'installation d'un système de transport qui respecte l'environnement, rapide et discret.
- Les tunnels routiers urbains débarrassent la surfaces des véhicules ce qui implique une réduction du bruit dû à la circulation, d'autre part l'air devient légèrement moins pollué et enfin l'occupation de surface peut être utilisée à d'autres fins.
- Les parcs de stationnement et les centres commerciaux souterrains en centre-ville libèrent de l'espace en surface pour des activités de loisirs et des terrains de jeu.

- Les galeries techniques à usages multiples sont moins sensibles aux conditions extérieures et causent moins de perturbation qu'en surface lors de la réparation ou de la maintenance des équipements qui y sont installés.



Figure 1.2 photo de tunnel de métro en zone urbaine



Figure 1. 3 photo de Tunnel de Blue Ridge Parkway traversant une forêt « Kentucky, USA »

II.1.4 Des raisons Environnementales :

L'utilisation de l'espace souterrain est positive du point de vue de l'intrusion visuelle. Les ouvrages souterrains sont parfaitement intégrés dans l'environnement. Le sous-sol offre également divers avantages en termes de protection de l'environnement, notamment les aspects esthétiques ou écologiques, qui sont largement pris en compte lors de la conception d'infrastructures à faible impact environnemental.

Dans certains cas, les structures souterraines aident à préserver la végétation naturelle, en limitant les dommages infligés au cycle écologique, aux

niveaux local et global. Les constructions de surface épargnent dans une plus grande mesure la flore, les habitats et lieux de passage de la faune et la respiration et transpiration des végétaux.

II.2 Les principaux objets d'étude d'un ouvrage souterrain

Les principaux objets d'étude dans le cadre du projet d'un ouvrage souterrain peuvent être résumés comme ci-après :

- Le choix d'un site, d'un tracé, la recherche des difficultés particulières (failles, venues d'eau, roche gonflante,…) : ce sont les objectifs des reconnaissances.
- Le choix d'une forme, d'un volume, d'une section type pour assurer la fonction, la stabilité et l'économie de l'ouvrage.
- Le choix des procédés d'excavation et de marinage qui est autant technique qu'économique.
- Le choix de dimensionnement du soutènement provisoire, ainsi que celui du revêtement définitif.
- La sécurité du chantier qui doit rester un souci particulier du concepteur et du constructeur.
- Le contrôle du comportement de l'ouvrage pendant la construction puis au cours de l'exploitation.
- L'estimation des coûts, difficile pour ce type d'ouvrage, devra néanmoins faire l'objet d'une étude détaillée et si possible d'études comparatives.
- L'entretien et la réparation des ouvrages seront présents à l'esprit du concepteur pour faciliter la tache de l'exploitant.

II.3 Raison pour choisir un tunnel :

Pour traverser une rivière ou un bras de mer, un tunnel est généralement plus coûteux à construire qu'un pont. Il existe cependant de nombreuses raisons de choisir un tunnel [5]:

- On évite la réalisation de ponts levants ou de ponts suspendus en créant des tunnels à certains endroits de la traversée, ce qui rend le trafic fluvial possible.
- Les ponts exigent habituellement sur chaque rivage une plus grande emprise que es tunnels, dans les secteurs où l'immobilier est particulièrement cher, le tunnel prend donc son avantage.
- Le tunnel favorise une capacité plus importante du trafic par rapport au pont.

- Un tunnel permet d'éviter des difficultés liées aux marées ou au mauvais temps pendant la construction.
- Pour des raisons esthétiques (préservation de la vue, du paysage).
- Pour des raisons de résistance du sol au poids de l'ouvrage.
- Pour des raisons écologiques : le tunnel, à la différence de la route, d'une voie ferrée, ou de certains ponts, n'a pas d'impact en termes de fragmentation éco paysagère ou de pollution lumineuse.

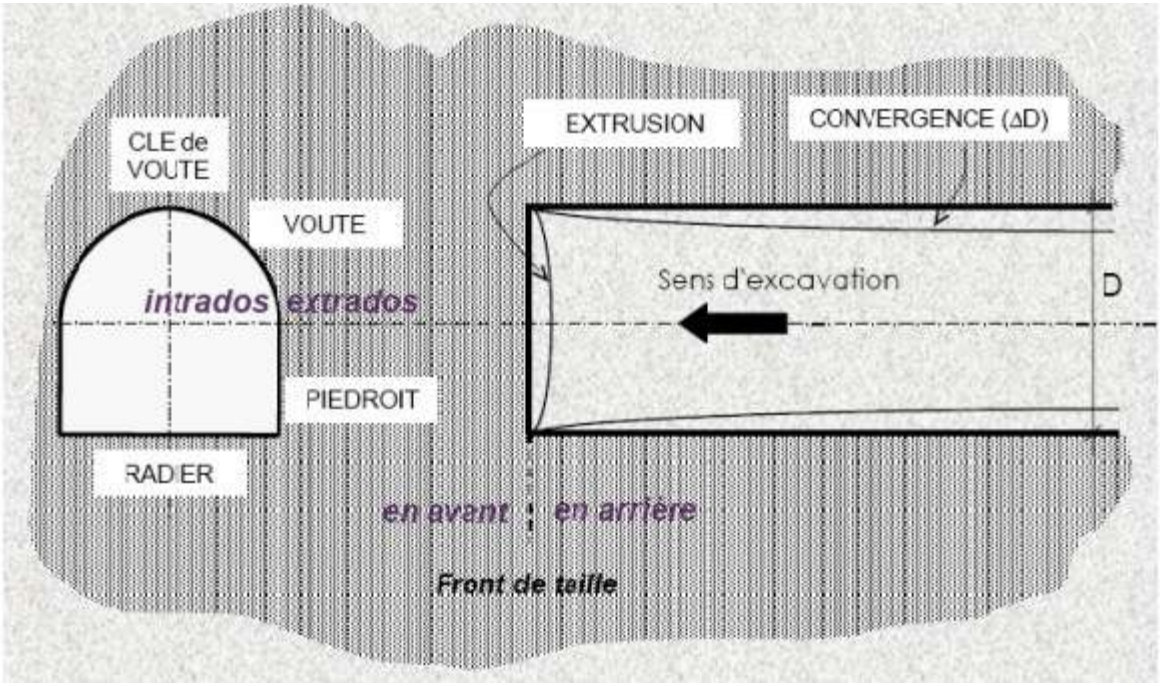


Figure. 1.4 : schéma d'une coupe transversale et longitudinale d'un tunnel

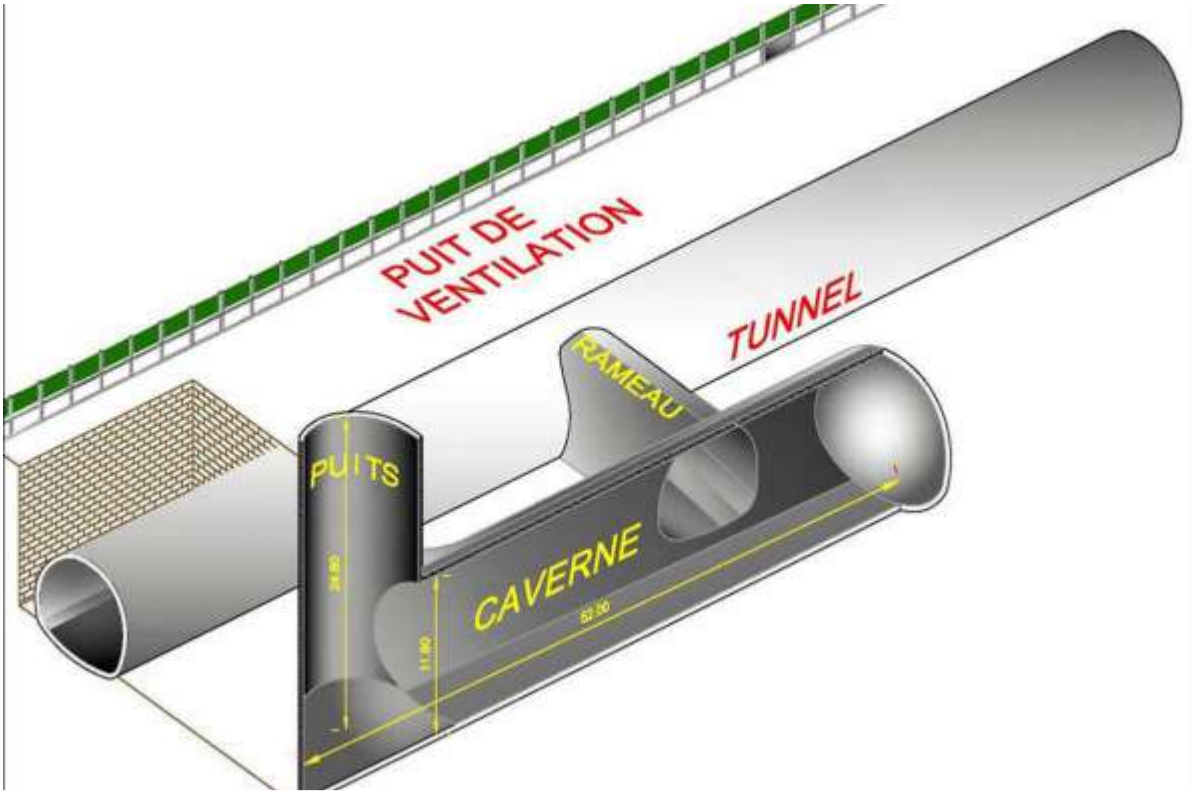


Figure 1.5 : Schéma d'un creusement classique de métro

III. Catégories de tunnels :

III.1 Si l'on se réfère à leur objet, on peut distinguer plusieurs types de tunnels[4] :

III.1 .1 Les tunnels de communication parmi lesquels :

- les tunnels ferroviaires
- les tunnels routiers
- les tunnels de navigation
- les tunnels de métro.



Figure 1.6 : les tunnels ferroviaires



Figure 1.7 : les tunnels de métro



Figure 1.8 : Tunnel routier

III.1 .2 les tunnels et cavités de stockage :

- garages et parkings
- stockages liquides ou gazeux
- dépôts

III.1 .3 les tunnels de transport :

- adductions d'eau
- galeries hydrauliques
- égouts
- galeries de canalisations



Figure 1.9 : Galerie de canalisation hydraulique



Figure 1 .10 : galerie

III.2 Si l'on se réfère à leur mode d'exécution, on trouve **les tunnels ou cavités construits à ciel ouvert :**



Figure 1.11 : les tunnels construits en souterrain à faible ou forte profondeur.

IV. Les tunnels au milieu urbain :

IV.1 La problématique des tunnels au milieu urbain :

La problématique du souterrain en ville, c'est la nécessité d'aller en souterrain pour des raisons de développement urbain, saturation en surface et besoin en déplacement (transports en commun).

La solution du souterrain est utilisée pour des raisons :

- D'implantation et d'occupation du sol.
- D'isolation (climat, protection, sécurité).
- Environnementales (écologie, esthétique) .
- Topographiques.
- Sociales.

Au-delà des coûts et inconvénients (coûts de construction plus élevés dommages collatéraux, coûts en énergie (éclairage, aération) que peuvent engendrer la solution. Les avantages que génère ce choix est la réalisation des économies :

- Foncières.
- Du fait de certaines dispositions particulières.
- Du point de vue énergétique (climatisation).
- Du point de vue de la maintenance.
- Du point de vue du remplacement.

Ils existent aussi des risques pour le souterrain qui sont d'ordre :

- Financiers.
- Contractuels.
- Liés au terrain.

- Dus à une mauvaise construction.
- Environnementaux.
- En exploitation.

Ils existent aussi des problèmes liés à la réalisation. Les nuisances constatées par le riverain pendant les travaux :

- Nuisances sonores.
- Nuisances vibratoires.
- Nuisances esthétiques (saleté …).

L'encombrement :

- Encombrement en surface .
- Altération du site.
- Encombrement du sous-sol .
- Transit des matériaux.

Les problèmes environnementaux :

- Problème des nappes aquifères.
- Problème de mouvement des sols .
- Problème de la pollution des sols.

Pour le choix des techniques il faut trouver un compromis entre dérangement et coût/faisabilité:

- Creuser le moins possible à ciel ouvert .
- Creuser le plus profond possible .
- Recherche de nouvelles techniques.

Pour le choix des techniques il faut trouver un compromis entre dérangement et coût/faisabilité:

- Creuser le moins possible à ciel ouvert .
- Creuser le plus profond possible.
- Recherche de nouvelles techniques.

IV.2 Caractéristiques des tunnels en site urbain

Les tunnels urbains présentent des caractères spécifiques que l'on peut résumer comme suit:

- tracé généralement imposé, peu profond, traversant des sols.
- présence de constructions aux têtes et à l'aplomb de l'ouvrage.
- présence d'aménagements souterrains à proximité (caves, réservoirs, collecteurs. réseaux concessionnaires etc. ...).

- contraintes environnementales fortes.

Les études doivent être adaptées en conséquence :

En ce qui concerne les reconnaissances, ne pas hésiter à avoir recours à des puits ou galeries et aux reconnaissances à l'avancement en cours de travaux, pour pallier l'insuffisance des reconnaissances depuis la surface.

- En ce qui concerne le choix des procédés de construction : privilégier les procédés permettant la mise en place rapide d'un soutènement complet, peu sensible aux hétérogénéités du terrain, facile à renforcer si nécessaire (ou du revêtement définitif)

IV.3 Les contraintes du milieu urbain :

• Impératifs liés au terrain :

- Géologie Des sondages sont réalisés avant les travaux et régulièrement pendant.
- ceux-ci. Hydrologie.

• Impératifs liés aux abords de l'ouvrage :

- Tracé des voiries.
- Largeur entre façades.
- Présence d'immeubles riverains.

IV.4 Importance de l'étude des procédés de construction :

Les études de conception d'un projet de tunnel débouchent sur la préconisation de procédés de construction, prenant en compte l'ensemble des contraintes liées :

- au parti fonctionnel retenu
- à l'environnement de l'ouvrage.
- au terrain encaissant.

Selon le problème posé, l'analyse de ces facteurs conduit à limiter l'éventail des procédés de construction possibles.

Le recours à tel ou tel procédé de construction doit être assorti de précautions d'exécution, souvent fondamentales et coûteuses, qui ne peuvent être définies sans étude préalable et quelquefois même sans essais in situ en vraie grandeur (galeries d'essais, essais de traitement des terrains....).

D'autre part, il importe que le projeteur ait conscience que la construction des tunnels est sujette à des aléas qui peuvent influer quelque fois d'une façon

importante sur les modalités d'exécution en cours de travaux. D'où l'importance, au niveau du projet, d'envisager les aléas possibles et d'en étudier les conséquences.

Même s'il n'est pas possible à ce stade de les localiser ou de les définir avec exactitude, il est indispensable d'adapter la rédaction du marché et en particulier la méthode de règlement à l'éventualité de changements possibles de méthode. Mais il est encore plus efficient de choisir un procédé de construction qui puisse s'adapter aux difficultés supposées, si cela est possible. L'emploi d'une méthode inadaptée qui échoue, peut avoir de graves conséquences sur les coûts et les délais.

L'attention est particulièrement attirée sur une définition réaliste des modalités et des phases d'exécution, les innovations en la matière devant être mûrement pensées avec des spécialistes expérimentés.

Il est bon de rappeler à ce sujet que les phases transitoires de travaux sont souvent les plus dangereuses pour la stabilité de la structure (abattages à partir de galeries d'avancement, reprends en sous œuvre de la voûte, stabilité des culées dans les sols avant mise en place d'un radier, etc.....).

IV.5 Importance du suivi des travaux :

Bien que les soutènements constituent des ouvrages provisoires, dont la responsabilité incombe à l'entrepreneur jusqu'à la réalisation du revêtement définitif, le maître d'œuvre ne peut pas se désintéresser des opérations d'excavation et de soutènement, qui conditionnent la sécurité du chantier, le dimensionnement des structures définitives, les mouvements du terrain et le règlement des travaux.

Le maître d'œuvre doit connaître, au fur et à mesure de l'avancement, la nature du terrain et les soutènements mis en place. Le journal de chantier doit être précis et tenu au jour le jour.

Dans le même ordre d'idée, il convient d'ajouter que l'observation incomplète des données géologiques en cours d'avancement, le désordre et les négligences d'exécution peuvent, en dehors des incidences sur la sécurité, avoir des effets considérables sur la qualité et l'économie de l'ouvrage.

Pour rendre la discussion entre l'entreprise et le maître d'œuvre plus objective, il est vivement recommandé de procéder à des mesures en place pour suivre l'évolution du terrain et de l'ouvrage

La valeur d'un procédé de construction se juge, en définitive, à la qualité de sa mise en œuvre et de celle de l'ouvrage construit. Il doit tout à la fois permettre de réaliser l'ouvrage au meilleur coût et garantir sa pérennité.

IV.6 Etapes d'un projet de tunnel :

Comme pour tout projet de Génie Civil, les responsables d'un projet de tunnel suivent des étapes incontournables. Evidemment, les projets de tunnels peuvent être différents par leurs profondeurs, leurs géométries, la nature du terrain, la méthode d'excavation,.... Mais, comme le précise Lunardi (1993), la connaissance du milieu dans lequel on opère, de l'action du creusement et de la réaction du massif suite à l'excavation sont nécessaires pour tout projet de réalisation d'ouvrage souterrain.

C'est dans cette optique que Duddeck dès 1979, puis avec Erdmann en 1985 a proposé un schéma assez général (même si destiné au cas des tunnels creusés dans les roches tendres) mais non exhaustif, des principales étapes à suivre lors de l'étude d'un projet de tunnel :

- phase 1 : reconnaissance géologique du site.
- phase 2 : détermination des contraintes in situ ainsi que des caractéristiques du massif.
- phase 3 : choix d'une méthode d'excavation.
- phase 4 : choix d'un modèle mécanique. Calcul statique par méthode simplifiée, méthode numérique détaillée ou les deux.
- phase 5 : concept de sécurité, hypothèses des ruptures.
- phase 6 : excavation du tunnel.
- phase 7 : instrumentation in situ et suivi des données.

Notons qu'après la phase 2, si la taille du chantier est importante, une phase de creusement d'une galerie de reconnaissance (à partir du front de taille du tunnel, avec un diamètre beaucoup plus faible) peut être envisagée. Elle servira utilement à l'exécution des phases suivantes.

Certaines de ces phases seront plus ou moins abordées dans les paragraphes qui suivent. Cependant il faut garder en mémoire que toute schématisation nécessite un examen critique portant sur les différentes phases qu'elle comporte.

Par exemple, en ce qui concerne la méthode de calcul à utiliser ainsi que les hypothèses qu'il faut y introduire.

V. Généralité sur les puits :

V.1 Descriptions des puits

Chaque ouvrage dispose d'un système d'évacuation par puits. Le puits est un Grand trou, généralement circulaire et doté d'un muraillement, creusé dans la terre et aussi il la un symbole de ce qui est profond, mystérieux, impénétrable.

Les puits généralement utilisé dans plusieurs domaines par exemples :

- Bâtiment : Excavation en forme de puits, remplie de béton, utilisée comme fondation. Ces puits creusés à la main de section circulaire, ils doivent avoir un diamètre supérieur à 1,20m, de section quelconque ils doivent avoir une largeur minimale de 0,80m et une section minimale de 1,1m .
- Forage et pétrole : Trou obtenu par une opération de forage et caractérisé par sa finalité (puits d'exploration, puits de développement, puits d'injection, puits de production, puits d'intervention) ou par son résultat (puits de pétrole, puits de gaz, puits sec ou stérile).
- Marine : Espace séparant les superstructures, sur le pont d'un bâtiment de commerce. (On dit aussi puits de superstructure.) Militaire : Excavations utilisée dans la guerre de mines pour gagner de la profondeur au départ (puits d'attaque) ou au cours de la progression (puits de mine), ou pour placer un fourreau au-dessous d'une galerie adverse.
- Mines : Trou généralement vertical, de section constante, creusé dans le sol en vue d'accéder au gisement et d'en extraire le minerai.
- Travaux publics : Galerie verticale ou à forte pente (puits en charge, puits d'aération, etc... [3]

V.2 Les puits dans les tunnels

Les puits d'attaque, sont des tube soudé à leurs extrémités et poussés à l'intérieur du tunnel jusqu'à l'obtention de la canalisation le long du tunnel. et de réception seront réalisés sur les deux rives de l'obstacle à franchir.

Ces puits verticaux et ces galeries étroites dans des terrains de toute nature, et qui dure évacuer les eaux rencontrées , l'infiltration, ventilation et évacuation des déblais avec des différents moyens.

Un puits ,qui n'est rien d'autre qu'un tunnel vertical ,se réalise de la même façon, les machines et les ouvriers travaillant simplement sur un front de taille

situé à leurs pieds. Le marinage et le pompage des eaux posent tout de même plus de soucis, puisqu'il faut évacuer les déblais à la verticale par des bennes suspendues à une grue.[3]

V.3 La réalisation des puits :

Elle est planifiée en fonction de celle du tunnel, prioritaire de par les moyens qu'elle mobilise. Pour les puits n'interceptant pas directement le tracé du tunnel, les contraintes de phasage sont de deux ordres :

- Lorsque le fond de puits est dans un terrain non cohérent, réalisation des fondations spéciales avant le passage du tunnelier.

- Excavations du rameau après passage du tunnelier et confortement des voussoirs depuis l'intérieur du tunnel.[3]

VI. Les rameaux :

VI.1 Définition des rameaux

Les rameaux sont les jonctions permettant de raccorder le puits de l'ouvrage annexe et le tunnel principal, on dit aussi rameau de connexion ou rameau de raccordement Il existe deux types de rameaux :

- Les rameaux d'accès de secours
- Les rameaux de ventilation décompression désenfumage et accès de secours

La solution retenue pour les principales phases d'exécution des rameaux est la même quel que soit le type ou le diamètre.[5]

VI.2 Stabilité de front de taille et la méthodologie de l'étude:

Un des aspects majeurs de la conception d'un tunnel est de connaître les conditions de stabilité du front de taille. Cette connaissance joue un rôle capital pour le choix de la méthode de creusement utilisée et, bien sûr, pour la sécurité des travaux.

L'étude de la stabilité du front à partir des modèles numériques présente de nombreuses difficultés, en exigeant normalement des calculs 3D. Néanmoins, on trouve dans la bibliographie de la spécialité plusieurs méthodes, lesquelles prennent en considération différents simplifications du problème et mêmes différents mécanismes associés au phénomène, en cherchant toujours d'arriver à des méthodologies expéditives. Dans l'étude présente, on analyse les risques de ce type de problème par différents méthodologies d'analyse limite et d'équilibre

limite. Ce dernier type de méthodologies implique la vérification de l'équilibre statique des différents mécanismes possibles d'effondrement, en admettant la totale mobilisation de la résistance à la coupe des sols.

L'analyse de la stabilité du front d'excavation peut s'effectuer en prenant compte du comportement drainé ou non-drainé des sols. Le type de comportement à prendre en considération dépende de caractéristiques comme la perméabilité du terrain ou les avancées de l'excavation. Ainsi, pour les sols sableux doivent être considérées les caractéristiques drainées alors que sur les sols argileux, dû à son faible perméabilité, on peut considérer le comportement non-drainé dans une analyse à court terme et le comportement drainé dans les analyses à long terme.[6]

VII. Les critères et les méthodologies du calcules :

VII.1 Critère de Peck :

De nombreux acteurs et recommandations ont introduit le nombre de stabilité N « facteur de charges » défini comme le rapport entre les forces actives sur le front et les forces résistantes :

$$N = \frac{F\ actives}{\text{F résistante}} = \frac{\sigma v}{cu}$$

Avec :

σv : est la contrainte verticale à la profondeur du tunnel.

Cu : est la cohésion du terrain.

Pour cela Peck, (en 1969) a proposé le critère de stabilité présenté dans le tableau suivant qui traduit les éventuels problèmes en fonction du facteur de charge :

Tableau1. 1:critère de stabilité pour les matériaux argileux (Peck, 1969)

N	Problèmes éventuels
1< N< 5	Sans problèmes
5< N<6	Les matériaux argileux peuvent décompresser pour l'intérieur de l'excavation
6<N<7	Rupture de front de taille avec des imports mouvement pour l'intérieur de l'excavation
N >7	Instabilité total du tunnel avec des mouvement du sol

Le critère de Peck doit être utilisé avec prudence dans le cas des tunnels situé à une profondeur conséquente H/D >1.5.

VII.2 Méthodologie d'Atkinson et Mair :

La stabilité des tunnels creusés dans des argiles a été étudiée de manière approfondie dans une série de travaux réalisés à l'Université de Cambridge, et notamment dans la thèse de Mair (1979), qui a effectué des expérimentations sur modèles centrifugés. Les dispositions expérimentales correspondantes ont été décrites par Atkinson et al. (1974) et Schofield(1980).

Ces travaux ont permis de préciser quelques idées sur la rupture dans les argiles. On constate que la rupture est très rapide, mais progressive, et se propage rapidement en surface, au moins pour les valeurs de C/D les moins élevées. Après l'effondrement, on note la présence d'une zone de rupture non déformée devant le front de taille, à peu près cylindrique, d'axe sensiblement vertical. Ce bloc est entouré de zones de grand cisaillement, qui parfois se transforment en zones de glissement par blocs.

Ces travaux ont aussi permis d'établir que la valeur de N à la rupture dépend du rapport C/D et que, pour des faibles valeurs de ce rapport, le facteur N peut même être inférieur à 4,5 cependant, pour des valeurs élevées de C/D (C/D>3) la valeur de N se stabilise. L'influence d'une éventuelle zone non supportée de longueur P derrière le front de taille a également été étudiée : on observe une perte de stabilité très significative entre P/D=0 et P/D=î tandis que, pour les valeurs de P/D>2 ou 3, la réponse du massif s'apparente à celle obtenue en conditions bidimensionnelles de section courante (Mair, 1979 ; Kimura et Mair, 1981). L'ensemble de ces résultats est synthétisé sur la figure suivante où les valeurs de N à la rupture sont présentées.

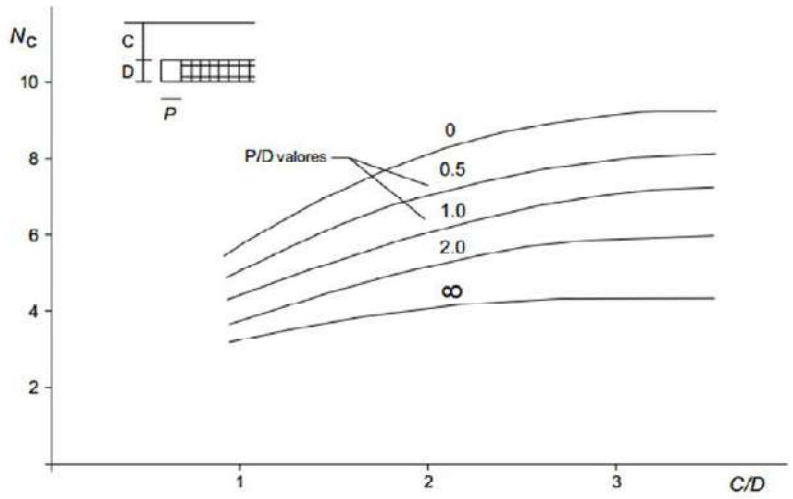


Fig 1.12 : Relation entre le facteur de stabilité critique et la géométrie du front d'excavation (Mair, 1979 et Kimura et Mair,1981)[5]

Selon Atkinson et Mair (1981), la stabilité des tunnels peut être analysée à partir d'une approche analogue à celle des fondations. Dans le cas d'une analyse à court terme dans les matériaux argileux, la pression de soutènement à exercer sur le front de taille peut s'écrire sous la forme :

$$\sigma Tc = \sigma S + \frac{1}{2}\gamma D\,(1 + 2 \cdot \frac{C}{D}) - T_C \cdot CU$$

Tel que :

σTc – pression appliquée au front de taille. σS – surcharge.

γ – poids du terrain environnant.

D – diamètre du tunnel.

TC – paramètre dimensionnel qui représente le facteur de charge en collapse.

CU – cohésion non-drainée.

Où TC désigne un coefficient de sécurité déterminé en considérant la relation entre le recouvrement et le diamètre de tunnel avec le retard d'installation du soutènement.

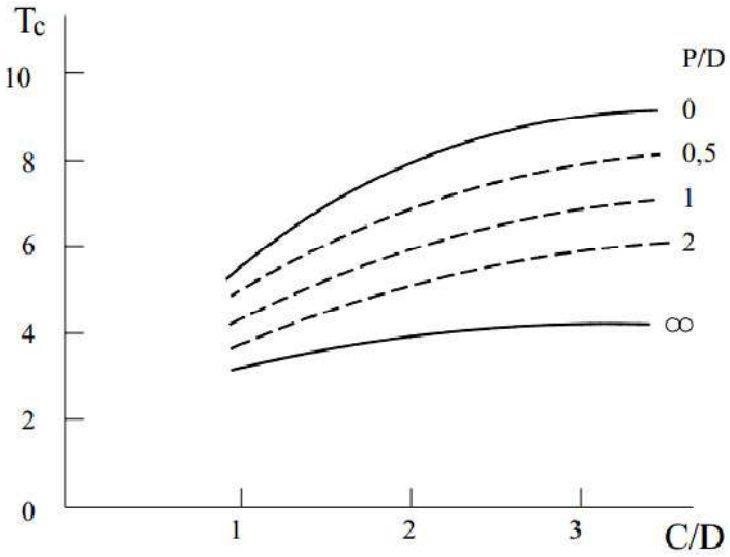


Fig 1.13 : Facteur de stabilité d'un tunnel avec une section circulaire[5]

Ainsi le problème de la stabilité des ouvrages se pose en termes de recherche de la valeur du paramètre N à la rupture. Pour un ouvrage spécifique, la stabilité peut être évaluée selon Atkinson et Mair pour des valeurs de σTc inférieures à 1 (Mair et al, 1981).

VII.3 Approche de type équilibre limite :

Les méthodes fondées sur l'équilibre limite de blocs en glissement tiennent compte de la résistance du terrain au niveau des surfaces de glissement des blocs et imposent la détermination de surcharges imposées à ces blocs.

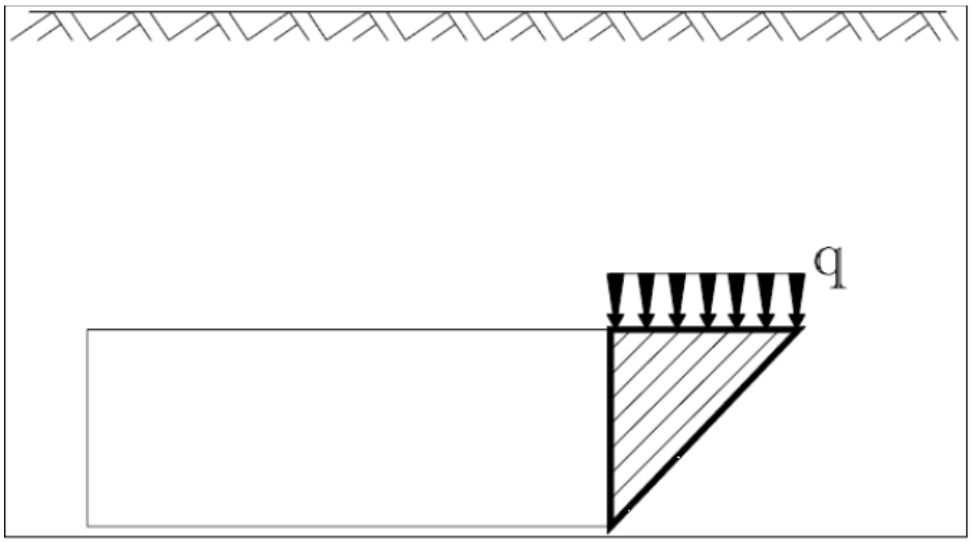


Fig 1.14 : Allure générale des méthodes d'équilibre limite (issu de Dias 1999)[5]

VII.4.Méthode d'Anagnostou et Kovari :

En ce qui concerne les méthodologies d'équilibre limite, celle proposée par Anagnostou et Kóvari peut également être utilisée en prenant compte le comportement non-drainé des sols, à condition que sa perméabilité soit inférieure à 10-7 - 10-6 m/s. Cette méthodologie considère le mécanisme d'effondrement présenté dans la figure suivante. Ce mécanisme est constitué par l'éboulement d'un ensemble de deux blocs, le premier de forme prismatique avec une hauteur équivalente à la couverture (C), le second d'une forme de coin définie par l'angle w. La section du tunnel est approximativement représentée par un carré dont les côtes ont la dimension du diamètre du tunnel(D).

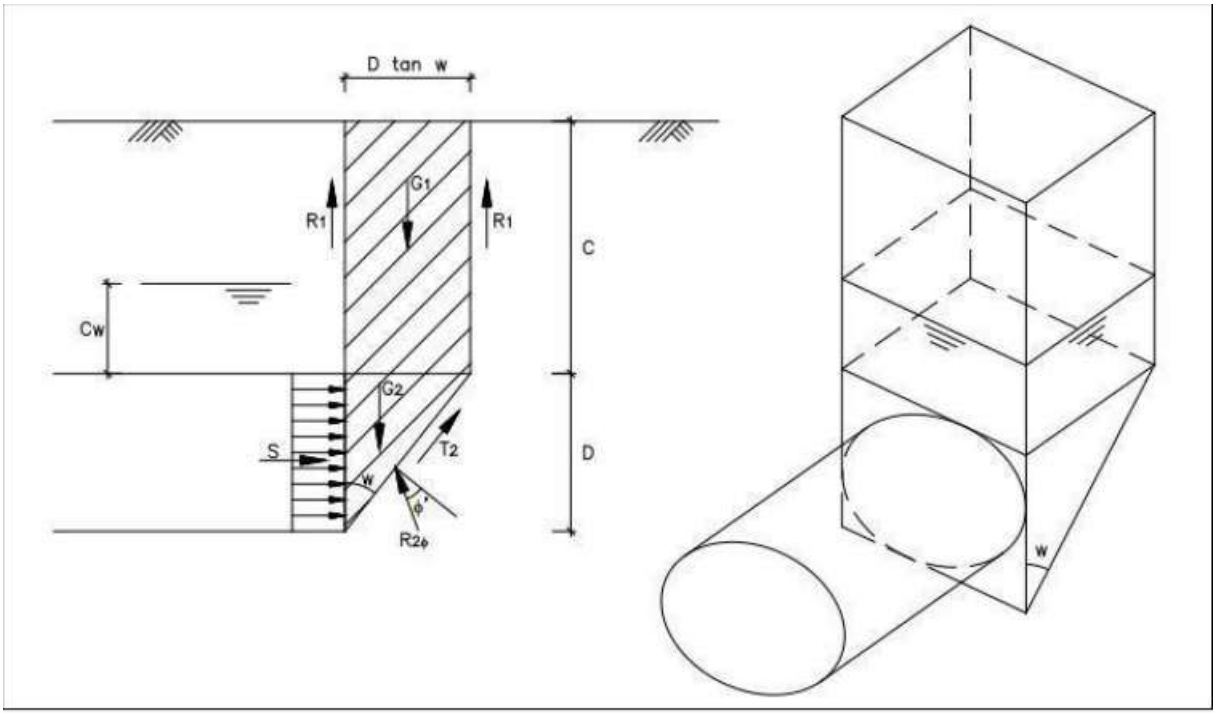


Fig 1.15 : Mécanisme d'effondrement pour le front d'un tunnel (Anagnostou et Kovári, 1994)[5]

Comme illustre la figure sur la section du tunnel s'agissent les forces suivantes :
- Force verticale G1-R1 : poids du prisme de sol au-dessous de la section du tunnel soustrait des forces tangentielles mobilisées.
- Poids propre G2.
- Résultant des tensions du soutènement installé dans le front du tunnel (S) (boulon ou merlon).
- Réaction due à la cohésion et au frottement dans les faces triangulaires (T2).

Donc voici les équations comprises dans l'équilibre des forces :
- $G1 - R1 = \gamma \cdot C \cdot D\ 2 \cdot \tan w - 2 \cdot \mathrm{CU} \cdot C \cdot D \cdot (1 + \tan w)$
- $G2 = (½) \cdot D\ 3 \cdot \gamma' \cdot \tan w$
- $T2 = \mathrm{CU} \cdot D\ 2 \cdot (\ 1 \cos w + \tan w)$

La détermination de la pression appliquée au front de taille est obtenue par l'expression suivante :

$$\sigma_{T=}\frac{(G1 - R1 + G2) \cdot \cos w - T2}{D2 \cdot \sin w}$$

L'ouvrage présente une stabilité pour des valeurs négatives de la pression appliquée σT (Anagnostou et Kovári, 1994).

VIII. Le pré – soutènement des terrains autour du front de taille :

L'opération de pré-soutènement consiste à créer une structure jouant un rôle de soutènement, en avant du front de taille, à la périphérie de la section qui sera excavée.

Le pré-soutènement peut contribuer à la préservation du noyau de terrain en avant du front de taille, qui est fortement décomprimé par le creusement. Le pré-soutènement est très souvent utilisé en accompagnement d'une action de renforcement direct du front lui – même. On peut classer les pré-soutènements en trois types :

- Voûte-parapluie.
- Pré-voûte.
- Anneau renforcé.

CHAPITRE II : PRESENTATION D'ETUDE DU RAMEAU DE CONNEXION

Introduction

Le présent chapitre concerne le projet d'exécution de la phase d'excavation du rameau de connexion entre le Puits de Ventilation n°9 et le tunnel de voie, plus spécifiquement le tronçon à exécuter à partir du puits vertical, lequel rentre dans le cadre de l'étude d´exécution insérée dans le Projet de l'Extension E – El Harrach Centre – Bab Ezzouar – Aéroport International d'Alger du Métro d'Alger. Le dernier tronçon du rameau qui assure la liaison du puits au tunnel de voie sera réalisé seulement après le passage du tunnelier et à partir du tunnel de voie. Il faut noter que tous les éléments du tunnel définis dans le présent projet sont de nature temporaire qui nécessite une vérification lors de creusement.

I. Présentation de projet métro d'Alger :

Les études lancées par l'Entreprise Métro d'Alger pour la réalisation de nouvelles extensions de la première ligne du Métro d'Alger, permettront à la capitale de disposer d'un réseau de transport urbain offrant une amélioration substantielle de la circulation. Le projet du Métro d'Alger a été divisé en trois extensions :

- Extension El Harrach Centre – Bab Ezzouar (lot1)

- Extension Ain Naadja – Baraki,(lot2)

- Extension Place Des Martyrs –Bab El Oued – Chevalley (lot3)[5]

II. Présentation de l'extension d'étude :

Dans le cadre d'Étude d´Exécution insérée dans le Projet d'extension E – El Harrach Centre – Bab Ezzouar – Aéroport International d'Alger du Métro d'Alger, contient onze (11) puits de ventilation et neuf (09) stations, se trouvent dans un linéaire de 9.53 km. Le plan synoptique de projet est présenté dans la figure .[5]

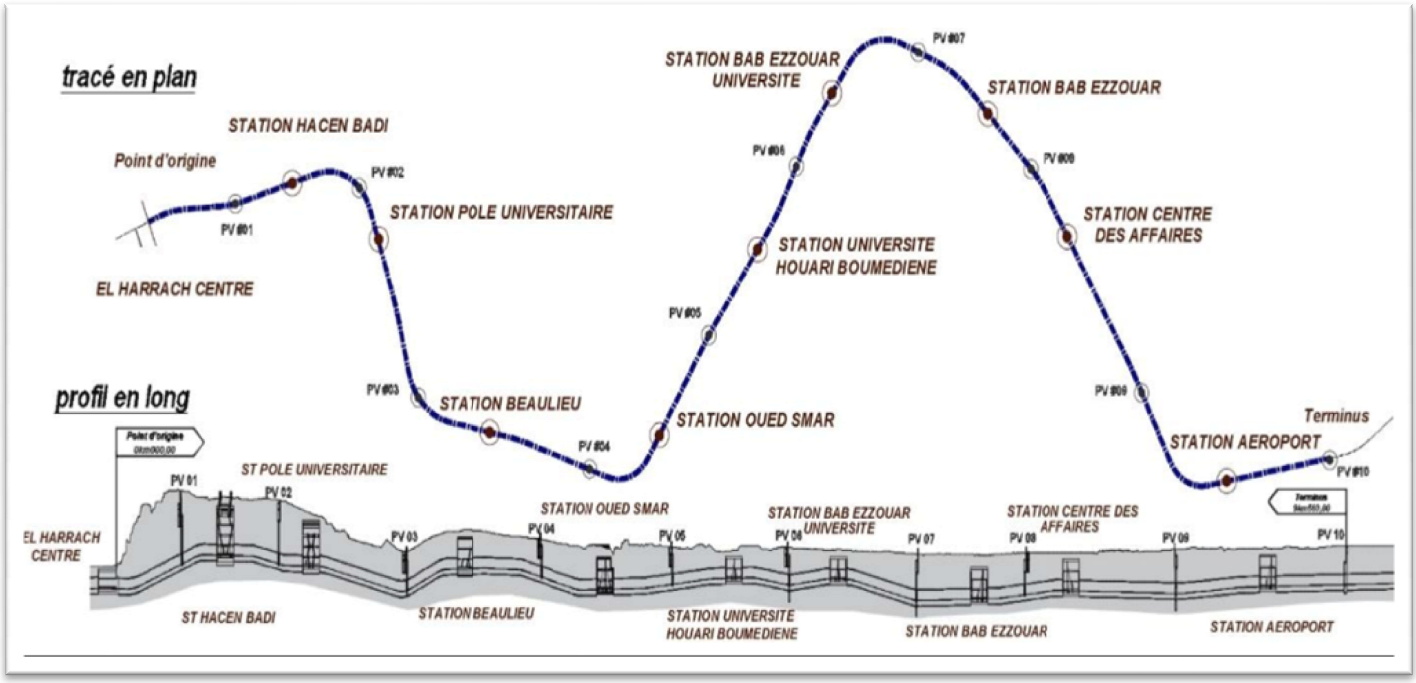


Fig 2.1 : Le plan synoptique de projet métro d'Alger

III. Présentation de puits de ventilation N°9 :

Le Puits de Ventilation N°9 est implanté dans un terrain très plan entre les Stations Centre des Affaires et Aéroport Houari Boumediene. Les alentours du blindage sont caractérisés par l'existence des bâtiments industriels, notamment des hangars. Il y un de ces hangars qui se situe près de la paroi où la galerie de liaison entre le puits et la section courante du tunnel sera creusée. La zone d'implantation de l'accès correspond à une surface d'environ 520 m2 . L'excavation associée à l'exécution du puits aura ainsi des dimensions maximales d'environ 31,5 m par 16,5 m, et un fond d'excavation avec 2 paliers. La profondeur de chaque palier sera, respectivement, 19,0 m et 23,3 m.[7]

IV. Rameau de connexion de puits de ventilation N°9

Le puits de ventilation est matérialisé par une excavation exécutée à l'abri d'un rideau de pieux en béton armé, dans laquelle la salle des ventilateurs est placée. La liaison entre la salle des ventilateurs et le tunnel de voie est accompli par l'exécution d'un rameau de connexion avec une longueur d'environ 65m. La section du rameau, d'environ 52m2 , garante la circulation de l'air et un passage de circulation entre la surface et le tunnel de voie. L'intersection des deux tunnels est faite de manière orthogonale au km 8+244.

V. Etude géologique - géotechnique et hydrogéologiques :

V.1 Etude géologique - géotechnique

Les données disponibles ont permis d'établir un zonage en profondeur des sols selon ces caractéristiques géotechniques et de déterminer les paramètres géomécaniques caractéristiques de chaque horizon. Le dispositif géologique-géotechnique quaternaire récent est constitué, de haut en bas, par des argiles sableuses et graveleuses (Qag), jusqu'aux 13,0-17,3 m de profondeur et par des argiles jaunâtres (Qa), entre les 13,0-21,5m. Étant donné que la résistance des matériaux argilograveleux est conditionnée par la résistance de la fraction argileuse, nous avons choisi, de façon judicieuse, de regrouper ces deux unités géologiques en une seule unité géotechnique. En dessous, le dispositif géologique-géotechnique est constitué par un horizon d'argile marneuse gris-noirâtre (QM), entre les 21,5m et les 38,0m de profondeur, environ. Sous ces niveaux, on a trouvé les sables limoneux fins marron-jaunâtre et marron-rougeâtre (QMs), jusqu'aux 42,0 m de profondeur, environ. Dans le sondage SC82 nous avons identifié aussi une couche gréseuse friable (QM-Gr) entre les 31,4 et les 36,0m. Au-dessous des 40,5 – 42,0m de profondeur environ, nous avons identifié une deuxième couche d'argile marneuse de couleur gris-noirâtre (QM).[5]

Tableau 2.1 – Résumé des profondeurs des horizons géotechniques existantes [5]

Localisation (PK)	Profondeur atteinte par les sondages (m)	Horizon géotechnique	Symboles utilisés dans les dessins	Réponse drainée ou non drainée	Profondeurs moyennes (m)
8+244	48,0	Remblais	R	non-drainée	0,0 – 4,0
		Argile sableuse et graveleuse marron jaunâtre	Qag	non-drainée	4,0 – 14,0
		Argile jaunâtre	Qa	non-drainée	14,0 – 19,0
		Argile marneuse gris-noirâtre	QM	non-drainée	19,0 – 32,0
		Grès friable	QM-Gr		32,0 – 36,0

		Sables limoneux fins	QMs	drainé	36,0 – 42,0
		Argile marneuse gris-noirâtre	QM	non-drainé	>42,0

Source : Cosider TP, Document N°: L1B1-GCG-COSM28-3022-M1-13-002-A, 2017, P9.

Tableau 2.2 – Paramètres géotechniques de calcul – sol[5]

Horizon géotechnique	R	Qa et Qag	QM1 et QM2	QMs
Profondeurs moyennes (m)	0,0 – 5,0	4,0 – 21,5	18,0 – 34,5 > 40,5	34,5 – 42,0
Poids vol. humide γ_h (kN/m3)	20,0	20,0	20,0	20,0
Poids vol. sèche γ_d (kN/m3)	17,0	17,0	17,0	17,0
Cohésion non-drainée S_u (kPa)	30,0	$su = 1{,}9\ (z - 4{,}0) + 77$	$su = 0{,}5(z - 18{,}0) + 123$	-
Module de déformation non-drainé E_u (MPa)	12,0	$Eu = 1{,}0\ (z - 4{,}0) + 42$	$Eu = 0{,}3(z - 18{,}0) + 72$	-
Angle de frottement effectif φ' (º)	20,0	21,0	22,0	32,0
Cohésion effective c' (kPa)	0,0	25,0	35,0	5,0
Module de déformation drainé E' (MPa)	10,0	41,0	67,0	70,0
Coefficient K_0	0,7	0,7	0,6	0,6

Source : Cosider TP, Document N°: L1B1-GCG-COSM28-3022-M1-13-002-A, 2017, P10

Tableau 2.3 : Paramètres géotechniques de calcul – roche[5]

Horizon géotechnique	QM-Gr
Profondeurs moyennes (m)	31,40 – 36,0
γPoids vol. humide $\boldsymbol{h}$ (kN/m3)	23,0
Angle de frottement effectif $\boldsymbol{\varphi'}$ (º	36,0
Cohésion effective $\boldsymbol{c}$' (kPa)	60,0
Module de déformation drainé $\boldsymbol{E}$' (MPa)	90,0

Source : Cosider TP, Document N°: L1B1-GCG-COSM28-3022-M1-13-002-A, 2017, P10.

V.2 Etude hydrogéologiques :

Les conditions hydrogéologiques du Puits de Ventilation #9 ont été établies sur la base des piézomètres à corde vibrante SC82 (PV9) et SC88 (St. Aéroport) et à tube ouvert SC86 et SC87, les deux installés aux environs de la zone de puits. Nous constatons l'existence d'une nappe phréatiques, superficiel située au niveau -7m, à partir du niveau de la surface.

VI. La zone sismique :

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[8]:

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

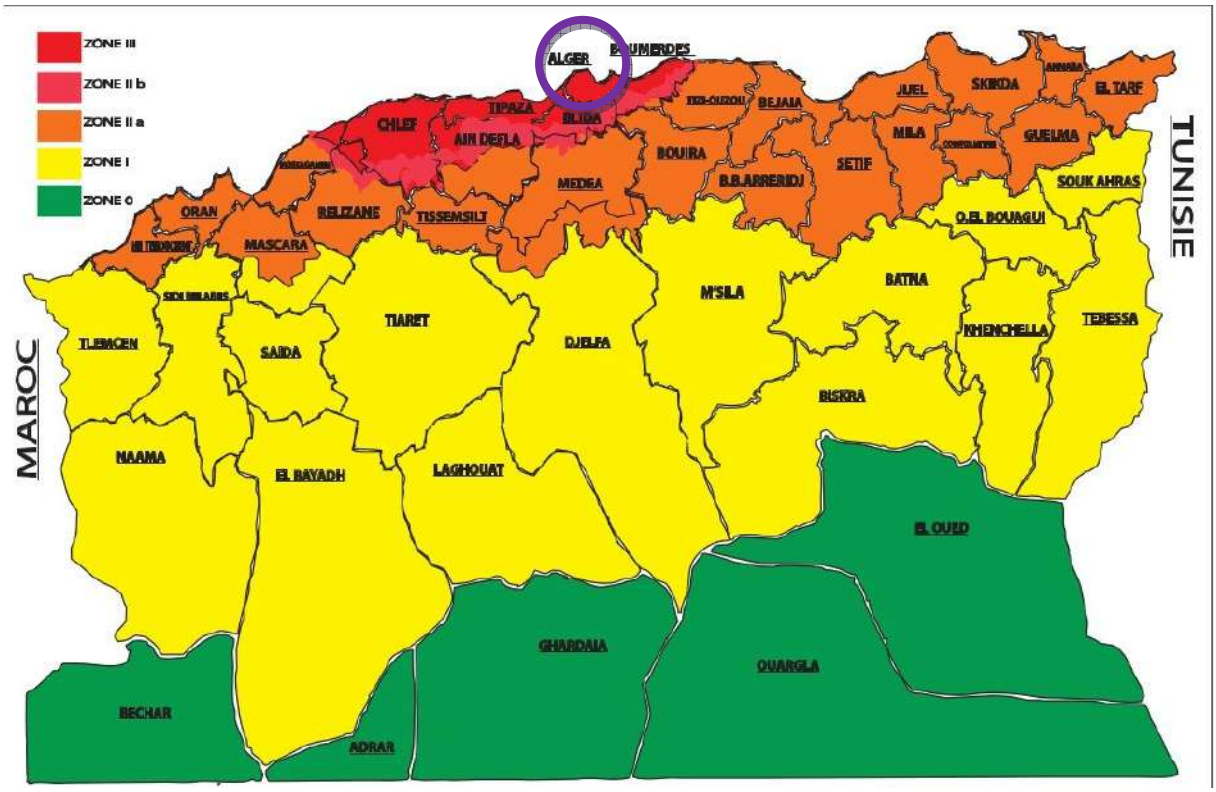


Fig 2.2 : Carte de la carte de zonage sismique du territoire national[8]

VII. Géométrie et méthodes d'excavation proposée :

Tel que déjà mentionné, le rameau objet du présent projet effectue la liaison entre le puits vertical et le tunnel de voie, laquelle aura une extension d'environ 65m. Les excavations souterraines associées à la matérialisation de ce tunnel seront réalisés selon la méthode traditionnelle de creusement des tunnels, aussi appelé de Nouvelle Méthode Autrichienne (NATM). Cette méthode adopte l'idée générale d'utiliser le terrain autour du tunnel comme une partie intégrant de la structure stabilisant de l'ouvertur [5].

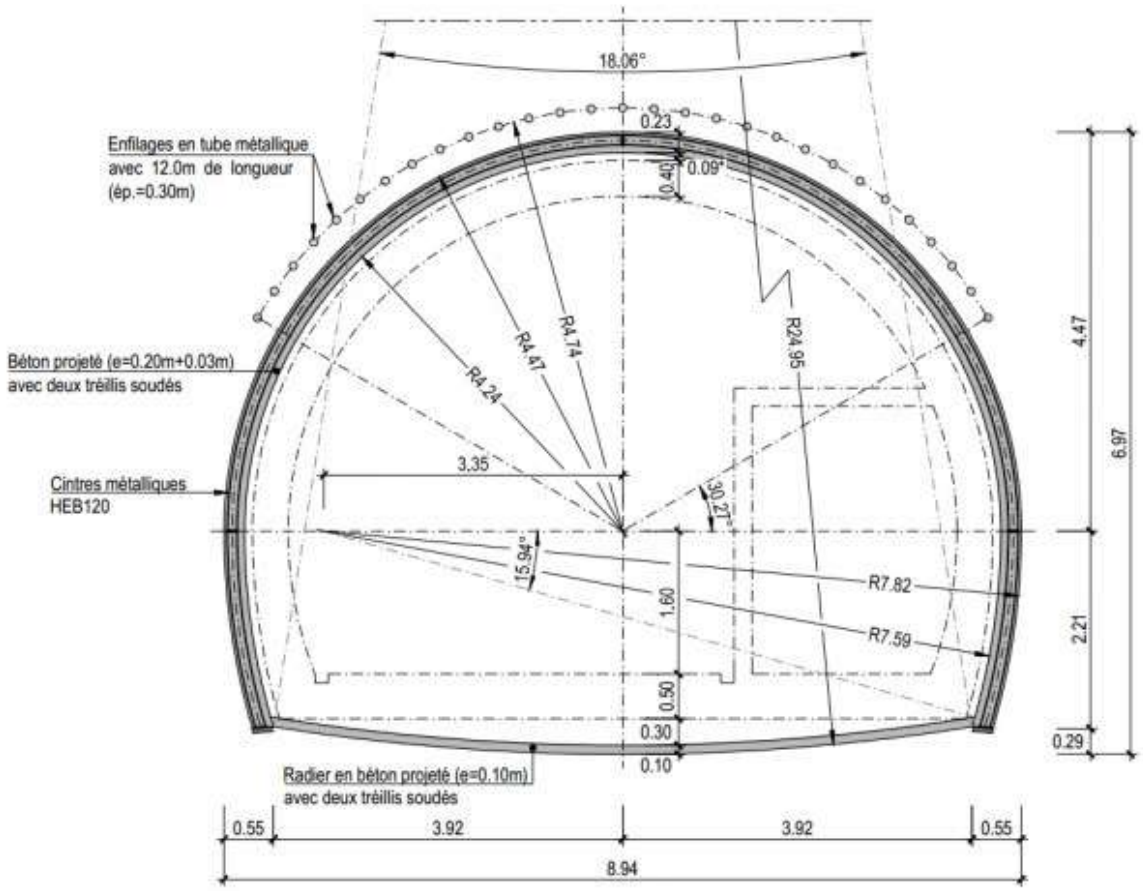


Fig 2.3 : Schémas transversales type[5]

le phasage exécutif propos peut se résumer par les phases suivantes, phases qui sont pourtant, à ce stade, seulement indicatives.

- Phase 1 : Exécution des fouilles concernant le puits de ventilation, ça veut dire, les rideaux de pieux qui constituent l'ouvrage à ciel ouvert ;

- Phase 2 : Exécution des enfilages en tube métallique (L=12,0 m), pour la protection de la voute, ainsi que les boulons en fibre de verre pour la protection du front d'excavation, au fur et à mesure de l'excavation du puits ;

- Phase 3 : Démolition soigneuse des pieux dans la zone d'ouverture pour l'exécution du rameau de connexion ;

- Phase 4 : Excavation tronconique et installation séquentiel du soutènement provisoire dans une première série d'avancées complétant d'environ 9 m, selon le phasage et les classes d'excavation à définir ;

- Phase 5 : Exécution des enfilages en tube métallique (L=12,0 m) et des éventuels traitements de front;

- Phase 6 : Répétition des Phases 4 et 5 au long de toute l'extension du rameau jusqu'au point d'arrête fixé ;

- Phase 7 : Traitement du front final d'excavation avec des boulons en fibre de verre et une paroi de béton projeté ;

- Phase 8 : Éventuel exécution du revêtement définitif de la zone creusé ;

- Phase 9 : Après le passage du tunnelier et le renfort interne du même, creusement et installation du soutènement provisoire de la restante extension du rameau de connexion à partir du tunnel de voie ;

- Phase 10 : Réalisation ou conclusion du revêtement définitif.

VIII. Soutènement proposé :

Les soutènements à utiliser dans la construction du rameau de connexion seront déterminés de sorte à s'assurer des conditions appropriées de sécurité pendant les travaux d'excavation .De façon générale, ils consisteront dans l'application d'une couche de béton projeté, intégrant normalement une ou deux couches de treillis soudés, à laquelle sera associée la pose d'éléments additionnels de support. Ces éléments seront constitués, en règle générale pour ce type de sols, de cintres métalliques. Dans des zones particulières et de caractéristiques plus difficiles, il est pratique courant d'utiliser, en complément à la rigidification du soutènement, l'installation d'éléments de pré-support qui assurent la pré-contention du massif agissant sur la voûte, tels des enfilages de tubes métalliques ou de barre d'acier.

Dans les tableaux synoptiques suivants, nous résumons les principales caractéristiques des classes de soutènement qui nous estimons de développer au niveau du projet d'exécution.

Tableau 2.4 : Composition des classes d'excavation du rameau de connexion – Classe d'Excavation CE1[5]

CLASSE D'EXCAVATION (CE1)		
Domain d'application	Cette classe d'excavation résulte directement des calculs développés en considérant les paramètres géotechniques obtenus et présentés dans les Hypothèses Géotechniques concernant l'ouvrage du Puits de Ventilation 9. Elle est ainsi valable pour toute l'extension de creusement du rameau de connexion sauf où on trouve des conditions mentionnés pour les classes d'excavation CE2 et CE3	
Excavation	Procède	Excavation soigneuse en section totale accompagnée par le monitoring
	Passe d'avancement	Avancements de 1,0m (à évaluer par l'ATE)
	Notes	Géométrie tronconique pour accommoder la réalisation du pré-support (en excluant le dernier tronçon)
Soutènement	Béton projeté C25/30	ép.=0,20m + 0,03m de béton d'égalisation
	Armature	Treillis soudées dans la face extérieure et intérieure du soutènement (fonctionnement dans le plan de la section)
	Cintres	Profils métalliques HEB 120 posés dans des plaques métalliques (180x160x16)
	Sécurité de front	Excavation de la section totale en utilisant une banquette centrale pour le renfort de la stabilité du front d'excavation et ainsi le control de l'extrusion du front et des convergences de la section
	Pré-support	Enfilages subhorizontaux en tube métallique (L=12,0m) avec un chevauchement de 3,0m
Soutènement	Drainage	Eventuel drainage du front avec des drains longitudinaux
	Radier provisoire	Systématique ; ép.=0,10m avec des treillis soudées dans les deux faces du soutènement, exécuté par des tronçons de 4,0m en matérialisant une avancée maximale de soutènement sans radier de 5,0m
	Notes	Toutes les fois qu'il soit nécessaire de procéder à une interruption des travaux impliquant l'immobilisation du front d'excavation pour une période de temps prolongée, qu'il soit motivé par un arrêt pour le week-end ou pour effectuer des traitements, il faut protéger le front à travers de l'application d'une couche de béton projeté d'une épaisseur de 7cm

Source : Cosider TP, Document N°: L1B1-GCG-COSM28-3022-M1-13-002-A,2017, P16.

Tableau 2.5 – Composition des classes d'excavation du rameau de connexion – Classe d'Excavation CE2[5]

CLASSE D'EXCAVATION (CE2)		
Domain d'application	Cette classe d'excavation prévoit le renfort du traitement du front d'excavation en résultat de la constatation des conditions plus faibles que ceux qui ont été estimées dans les Hypothèses Géotechniques concernant l'ouvrage du Puits de Ventilation 9	
Excavation	Procède	Excavation soigneuse en section totale accompagnée par le monitoring
	Passe d'avancement	Avancements de 1,0m (à évaluer par l'ATE)
	Notes	Géométrie tronconique pour accommoder la réalisation du pré-support (en excluant le dernier tronçon)
Soutènement	Béton projeté C25/30	ép.=0,20m + 0,03m de béton d'égalisation
	Armature	Treillis soudées dans la face extérieure et intérieure du soutènement (fonctionnement dans le plan de la section)
	Cintres	Profils métalliques HEB 120 posés dans des plaques métalliques (180x160x16)
	Sécurité de front	Boulons en fibre de verre: L=12,0 m exécutés à chaque avancée de 9,0m en garantissant un chevauchement minimal de 3 m (à confirmer
	Pré-support	Enfilages subhorizontaux en tube métallique (L=12,0m) avec un chevauchement de 3,0m
	Drainage	Eventuel drainage du front avec des drains longitudinaux
	Radier provisoire	Systématique ; ép.=0,10m avec des treillis soudées dans les deux faces du soutènement, exécuté par des tronçons de 4,0m en matérialisant une avancée maximale de soutènement sans radier de 5,0m
	Notes	Toutes les fois qu'il soit nécessaire de procéder à une interruption des travaux impliquant l'immobilisation du front d'excavation pour une période de temps prolongée, qu'il soit motivé par un arrêt pour le week-end ou pour effectuer des traitements, il faut protéger le front à travers de l'application d'une couche de béton projeté d'une épaisseur de 7cm

Source : Cosider TP, Document N°: L1B1-GCG-COSM28-3022-M1-13-002-A,2017, P17.

Tableau 2.6 – Composition des classes d'excavation du rameau de connexion – Classe d'Excavation CE3[5]

CLASSE D'EXCAVATION (CE3)		
Domain d'application	Cette classe d'excavation prévoit la possibilité d'occurrence des matériels avec des caractéristiques qui permettent la dispense des enfilages, en permettant ainsi une progression plus rapide. Cette possibilité sera à évaluer par l'ATE, avec la contribution de l'analyse du comportement de l'excavation à travers des donnés du suivi monitoring	
Excavation	Procède	Excavation soigneuse en section totale accompagnée par le monitoring
	Passe d'avancement	Avancements de 1,0m (à évaluer par l'ATE)
	Notes	Géométrie tronconique pour accommoder la réalisation du pré-support (en excluant le dernier tronçon)
Soutènement	Béton projeté C25/30	ép.=0,20m + 0,03m de béton d'égalisation
	Armature	Treillis soudées dans la face extérieure et intérieure du soutènement (fonctionnement dans le plan de la section)
	Cintres	Profils métalliques HEB 120 posés dans des plaques métalliques (180x160x16)
	Sécurité de front	Boulons en fibre de verre: L=12,0 m exécutés à chaque avancée de 9,0m en garantissant un chevauchement minimal de 3 m (à confirmer
	Pré-support	Enfilages subhorizontaux en tube métallique (L=12,0m) avec un chevauchement de 3,0m
	Drainage	Eventuel drainage du front avec des drains longitudinaux
	Radier provisoire	Systématique ; ép.=0,10m avec des treillis soudées dans les deux faces du soutènement, exécuté par des tronçons de 4,0m en matérialisant une avancée maximale de soutènement sans radier de 5,0m
	Notes	Toutes les fois qu'il soit nécessaire de procéder à une interruption des travaux impliquant l'immobilisation du front d'excavation pour une période de temps prolongée, qu'il soit motivé par un arrêt pour le week-end ou pour effectuer des traitements, il faut protéger le front à travers de l'application d'une couche de béton projeté d'une épaisseur de 7cm

Source : Cosider TP, Document N°: L1B1-GCG-COSM28-3022-M1-13-002-A,2017, P18.

IX. Matériaux utilisés :

Les matériaux utilisés pour la construction de l'ouvrage sont, suivant le cas[5]:

- **BÉTON :**
  - Béton projeté :

Classe C25/30 – XC4
Poids volumique γc = 25 kN/m3
Résistance à la compression fck= 25 N/mm2
Résistance à la compression (7 jours) fck= 18 N/mm2
Résistance à la traction fctm= 2,6 N/mm2
Résistance à la traction (7 jours) fctm= 2,0 N/mm2
Module d'Elasticité Ecm= 10 000 N/mm2 (béton projeté à jaune âge),
Ecm= 31 000 N/mm2 (béton projeté durci)

- Béton armé, en général : C30/37 – XC3 (hydrofuge pour le cas des radier):

Classe C30/37 – XC3
Poids volumique γc = 25 kN/m3
Résistance à la compression fck = 30 N/mm2
Résistance à la traction fctm = 2,9 N/mm2
Module d'Elasticité Ecm = 33 000 N/mm2

- Béton de remplissage :

Classe C20/25 - X0

- **ACIERS :**
  - Armatures passives A500 NR (EN 1992-2010) ou équivalent

Limite d'élasticité : fyk= 500 N/mm2
Module d'élasticité : Eym= 200 000 N/mm2

- Acier de construction: S235 J2 (EN 10025-2). Profils, barres et tôles

Limite d'élasticité: fyk= 235 N/mm2
Module d'élasticité : Eym= 210 000 N/mm2

CHAPITRE III : MODELISATION ET APPLICATION NUMERIQUE

Introduction

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux (RDM), l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la Méthode des Eléments Finis(MEF) est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dansdes nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, génie civil, construction navale, mécanique, etc...

La MEF est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

- La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, etc…
- L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, etc…
- L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

Pour la validation des solutions adoptées et l'estimation des déplacements qui résultent des excavations à réaliser, on a fait recours à des analyses numériques, notamment en utilisant la méthode des éléments finis disponible dans le logiciel Plaxis.

logiciel du calcul :

Pour les vérifications des situations de projet où la stabilité géotechnique revêt un rôle fondamental, tout comme l'interaction sol/structure, on utilisera le logiciel PLAXIS 2D.

Les applications géotechniques exigent des modèles constitutifs avancés pour la simulation du comportement non linéaire, dépendant du temps et des anisotropes des sols et/ou de la roche. En outre, puisque les sols sont des matériaux poreux, des procédures spéciales sont exigées pour traiter les pressions de l'eau dans le sol, autant hydrostatiques que non hydrostatiques. Bien que la modélisation du sol elle-même soit une question importante,

beaucoup de projets comportent la modélisation des structures et l'interaction entre les structures et le sol. PLAXIS permet l'analyse de divers aspects des structures géotechniques complexes. Le logiciel permet aussi des analyses en état plan de déformation et des analyses axisymétriques. En plus de la vérification de stabilité géotechnique du massif environnant l'excavation, PLAXIS 2D sera également utilisé pour la vérification structurelle des différents éléments composant le soutènement. A cet effet, on recourra à différents types d'éléments disponibles du logiciel de sorte à simuler, avec la plus grande rigueur possible, les soutènements type à mettre en place dans l'ouvrage.

I. Présentation des programmes :

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux ou trois dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

Au long de notre travail on s'est basé sur deux modèles : Modèle de Mohro-coulomb et le modèle d'Axisymétrique. Comme on a utilisé dans nos calcul : le modèle d'Young(E), coefficient de poisson (υ), la Cohésion(C), l'Angle de frottement (φ), l'Angle dilatance (ψ), et leurs paramètres et unités son présenté dans le tableau si dessus :

Tableau 3.1 Différents paramètres et unités

Paramètres de Mohr-Coulomb	
Paramètre	**unité**
C : cohésion (effective)	KN/m²
φ : Angle de frottement	°
Angle de dilatance	°

II. Les définition des paramètres :

II.1.Le modèle de Mohr-Coulomb :

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. C'est modèle élastique parfaitement plastique (sans écrouissage) nécessite la détermination de cinq paramètres qui sont : le module d'Young E, le coefficient de Poisson ν, la cohésion C, l'angle de frottement φ, l'angle de dilatance ψ. Les deux premiers paramètres sont des

paramètres intrinsèques élastiques, les deux autres φ et C sont des caractéristiques mécaniques de résistance. L'angle de dilatance ψ est nécessaire pour modéliser l'irréversibilité de l'accroissement volumique fréquemment observé pour les sols granulaires.

II.2 Le module de 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. Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture.

II.3 Le coefficient de poisson :

On conseille une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K0 ou chargement gravitaires). 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 cette valeur soit utilisable.

II.4 L'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 « de pic » soit l'angle de 55 frottements de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 45° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 45° est compatible avec les angles de frottement φvc (à volume constant, au palier)

II.5 La 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 non drainer avec φu = 0, Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ce ci 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. Cette option est réalisée avec le paramètre c-depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les

unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans les problèmes (typiquement en KPa/m).

II.6 Angle de dilatance :

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ, c'est le paramètre le moins courant.

Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$\Psi = \varphi - 30°$ pour $\varphi > 30°$
$\psi = 0°$ pour $\varphi < 30°$

Le cas où $\psi < 0°$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0°$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

III. Application sur le cas du rameau de connexion :

III.1. Le phasage du calcul et méthodologie de calcul :

III.1.1 .Méthodologie de calcul :

En ce qui concerne le profil géologique, on constate que ceci soit peu variable donc on a considéré deux sections de calcul :

- La Section de Calcul 1 (SC1) : dans laquelle on prend en compte le creusement de la section– partiellement dans les argiles jaunâtres (Qa) et argiles marneuses gris noirâtre (QM)
- La Section de Calcul 2 (SC2) : située dans une zone plus proche du tunnel de voie, prenant– en considération l'excavation de la section dans sa quasi-totalité dans les argiles jaunâtres (Qa).

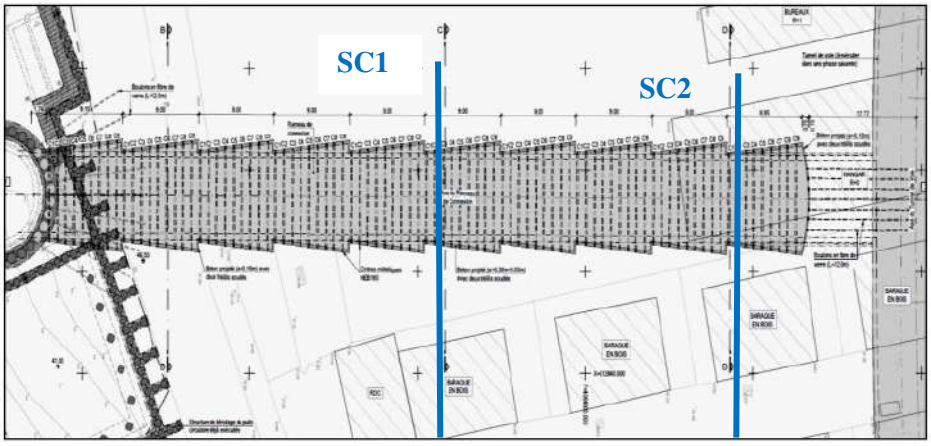


Fig 3.1 : Profil longitudinal du rameau de connexion du Puits de Ventilation N°9 avec l'indication des sections de calcul

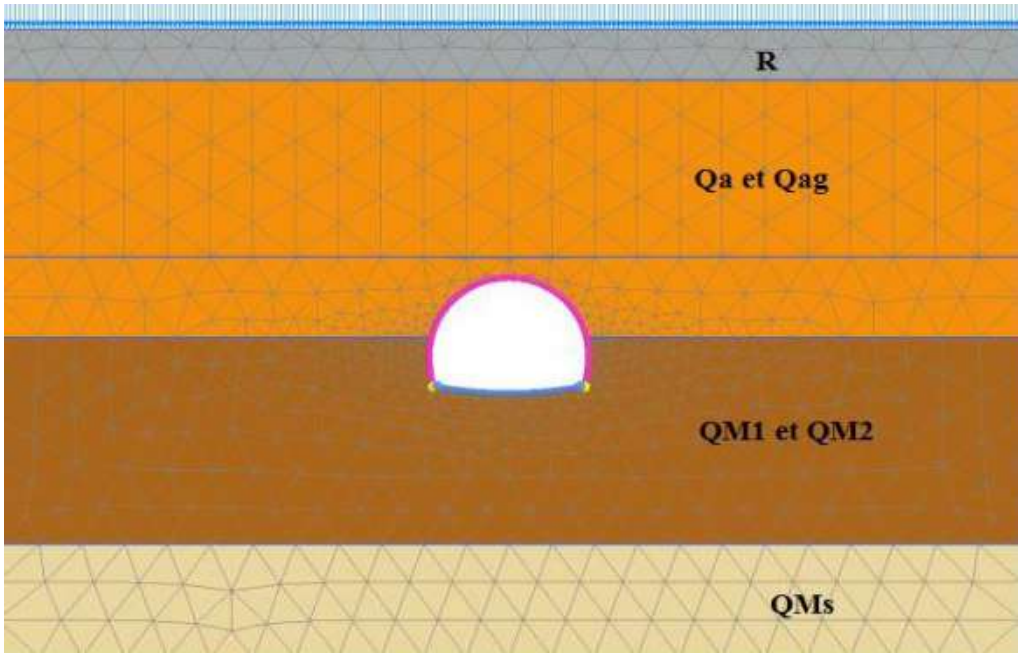


Fig 3.2: Géométrie de la section du calcul N°1(SC1) [9]

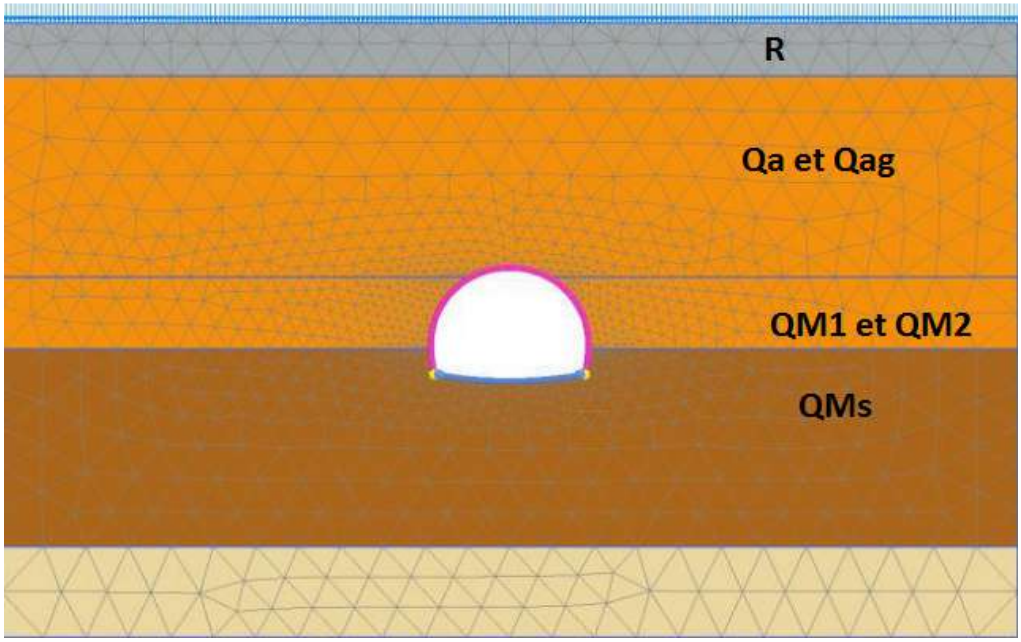


Fig 3.3 : Géométrie de la section de calcul N°2(SC2)[9]

Les Paramètres géotechniques utilisés pour la modélisation numérique se sont les paramètres de tableau 2 chapitre 3 :

Horizon géotechnique	R	Qa et Qag	QM1 et QM2	QMs
Profondeurs moyennes (m)	0,0 – 5,0	4,0 – 21,5	18,0 – 34,5 > 40,5	34,5 – 42,0
Poids vol. humide γ_h (kN/m3)	20,0	20,0	20,0	20,0
Poids vol. sèche γ_d (kN/m3)	17,0	17,0	17,0	17,0
Cohésion non-drainée S_u (kPa)	30,0	$su = 1{,}9\,(z - 4{,}0) + 77$	$su = 0{,}5(z - 18{,}0) + 123$	-
Module de déformation non-drainé E_u (MPa)	12,0	$Eu = 1{,}0\,(z - 4{,}0) + 42$	$Eu = 0{,}3(z - 18{,}0) + 72$	-
Angle de frottement effectif φ' (°)	20,0	21,0	22,0	32,0
Cohésion effective c' (kPa)	0,0	25,0	35,0	5,0
Module de déformation drainé E' (MPa)	10,0	41,0	67,0	70,0
Coefficient K_0	0,7	0,7	0,6	0,6

III.1.2 le phasage de calcul :

- Phase 1 : Création du model
- Phase 2 : Génération de l'état des contraintes initiales à travers de la méthodologie de K0 et– activation des surcharges en surface de 15kN/m2 .
- Phase 3 : Injection des paramètres géotechniques des différentes couches du sol.
- Phase 4 : Modification du type de réponse du terrain, de drainé pour non drainé.

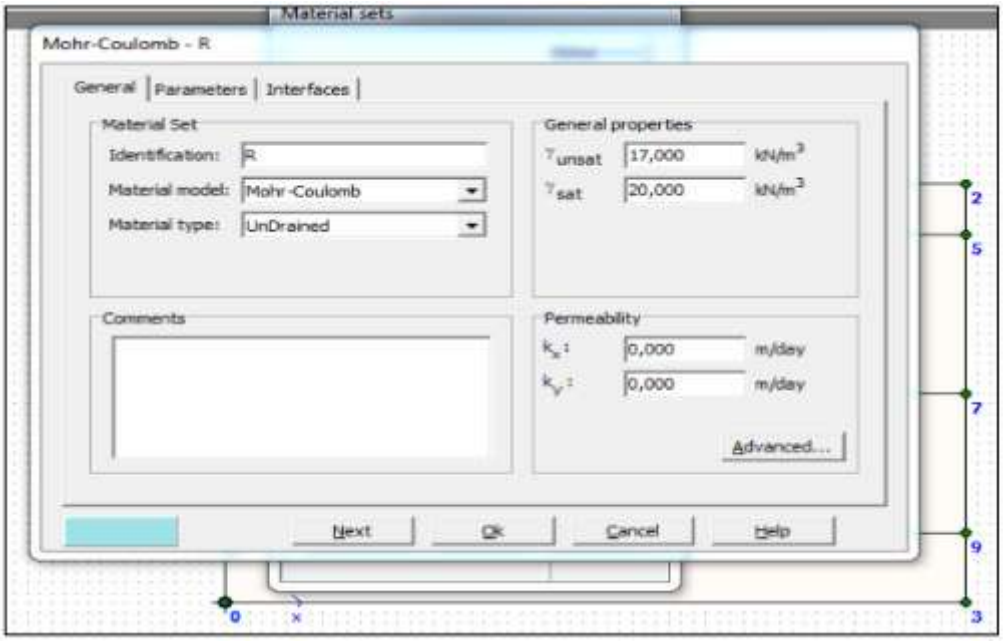


Fig 3.4: Exemple d'injection des paramètres du sol pour la 1ère couche R[9]

- Phase 5 : Injection des paramètres structurels du soutènement calotte + radier : Le soutènement en béton projeté sera modélisé par des éléments du type « plate » avec le comportement élastolastique. Toutefois, de façon à prendre en compte l'effet du temps de cure du béton projeté au moment de l'installation du soutènement nous considérons un module de déformabilité de 2/3 de la valeur du celui-ci (2/3x31GPa≈20GPa).

La présence de béton projeté est associée avec des éléments structurels constitués par des cintres métalliques. Leur présence sera analysée en fonction des propriétés conjointes de rigidité des éléments. Nous avons pris en considération, dans ce cas, la rigidité axiale homogénéisée et la rigidité de flexion.

Les rigidités axiales et flexionnelles sont calculées comme suit :

La rigidité axiale EA= [(Eb × Ab) +(Ea × Aa)]

Avec :

Eb : module de déformabilité du béton =20 Gpa.

Ab : la section du béton.

Ea : module de déformabilité de l'acier 210 Gpa.

Aa : la section de l'acier (donné dans le catalogue descriptif de l'acier).

La rigidité flexionnelle EI = [(Eb × Ib) +(Ea × Ia)]

Avec :

Eb : module de déformabilité du béton.
Ib : moment d'inertie du béton (dépend de la section géométrique).
Ea : module de déformabilité de l'acier.
Ia : moment d'inertie de l'acier (donné dans le catalogue de l'acier).

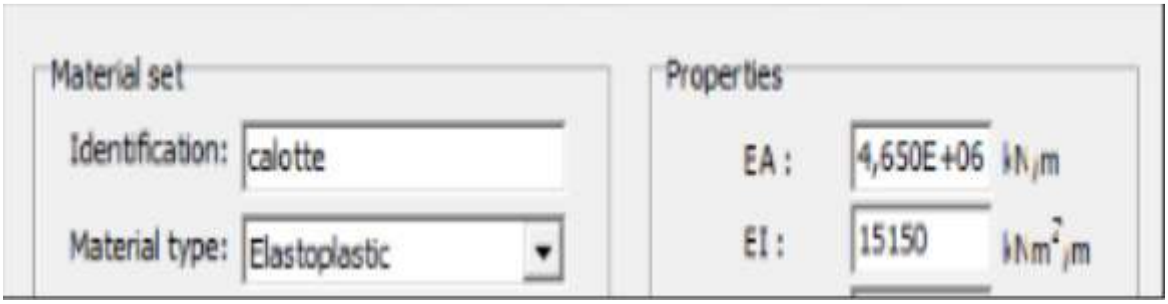


Fig 3.5: Injection des données structurelles pour la calotte[9]

Méthode de calcul des paramètres structurels EA et EI de la calotte :

Rigidité axiale EA :

EA = 20 GPa ×(0,20 m2 − 3400 mm2) + 210 GPa × 3400 mm2 = 4,650 × 106 kN/m

Rigidité flexionnelle EI:

EI=20GPa × (1×0.203) 12 + 210 × [8.64×106 mm4]=15,15×103 KNm2 /m

Note : Voir les caractéristiques des matériaux pour le béton projeté et les cintres en acier

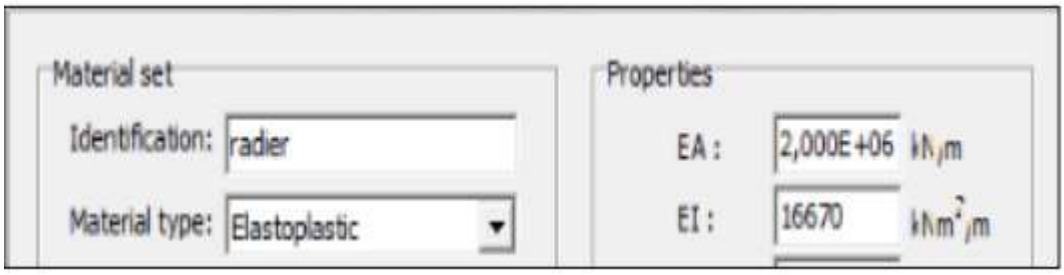


Fig 3.6: Injection des données structurelles du radier provisoire[9]

Méthode de calcul des paramètres structurels EA et EI : la rigidité axiale et flexionnelle du radier :

Rigidité axiale EA :

EA = 20 GPa ×(0,10 m2) = 2,0 × 106 kN/m

Rigidité flexionnelle EI:

EI=20 GPa × (1×0.103) 12 m4=16.67 × 103KNm2 /m.

- Phase 6 : fixation du model.
- Phase 7 : génération du maillage.
- Phase 8 : conditions hydriques.

Selon l'étude géotechnique :

On a constaté que la nappe phréatique se trouve au niveau de -7m par rapport à la surface. Plaxis va prendre en considération cette présence d'eau, ensuite, on va générer les pressions interstitielles pour une meilleure précision des calculs et pour que notre modèle numérique soit à l'état le plus proche possible de la réalité.

- Phase 9 : Excavation de la section totale du rameau de connexion et introduire un coefficient de déonfinement α entre 50 à 60%.

Phase 10 : activation du soutènement sur la calotte et le radier.

- Phase 11 : lancement du calcul

Note : On applique les mêmes étapes pour la deuxième section du calcul (SC2) avec le– un petit changement au sein des paramètres géotechniques des couches. - Résumé des phases exécutives pour la 1ère section du calcul (SC1) :

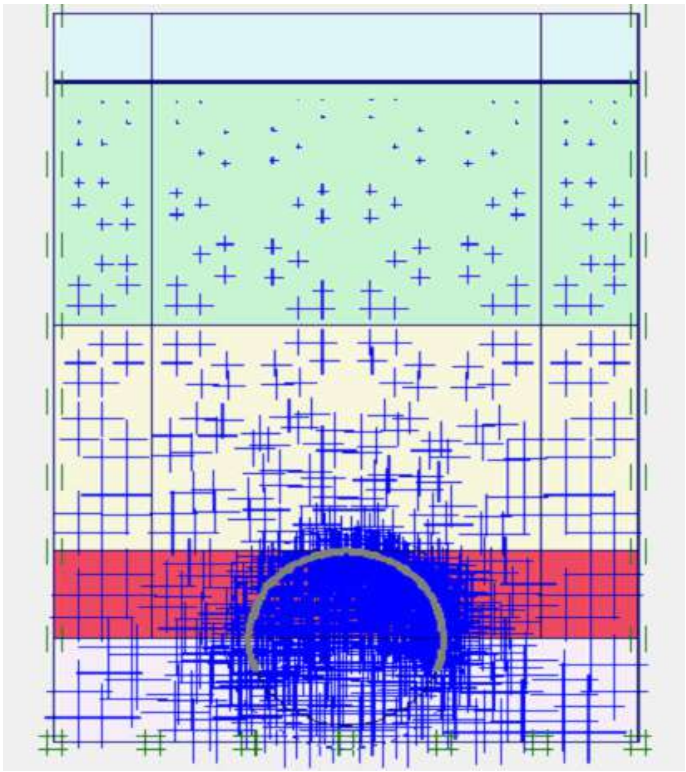


Fig 3.7 : Génération du maillage[9]

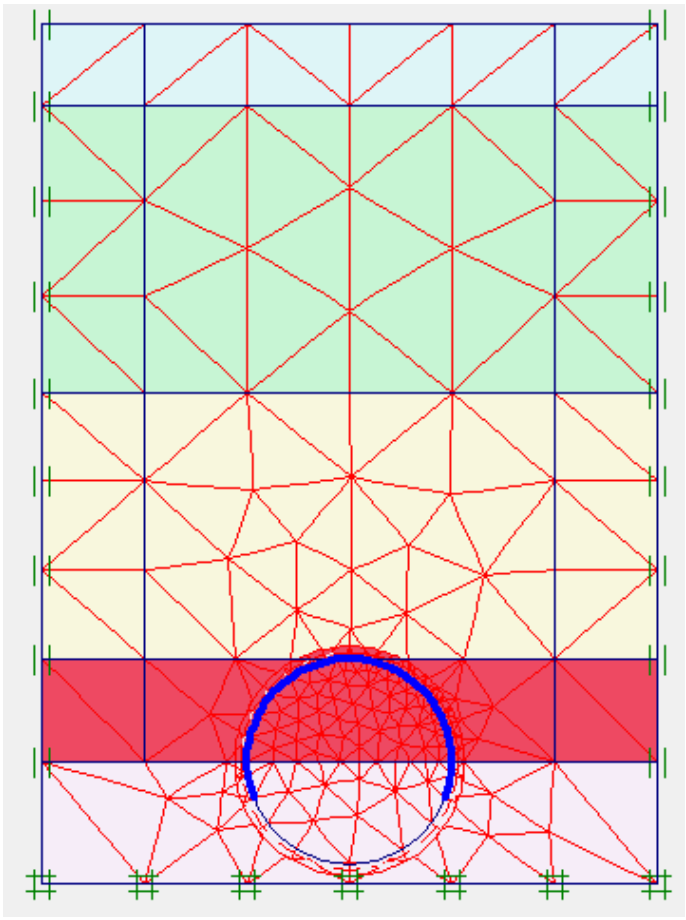


Fig 3.8 : Creusement de la section du rameau[9]

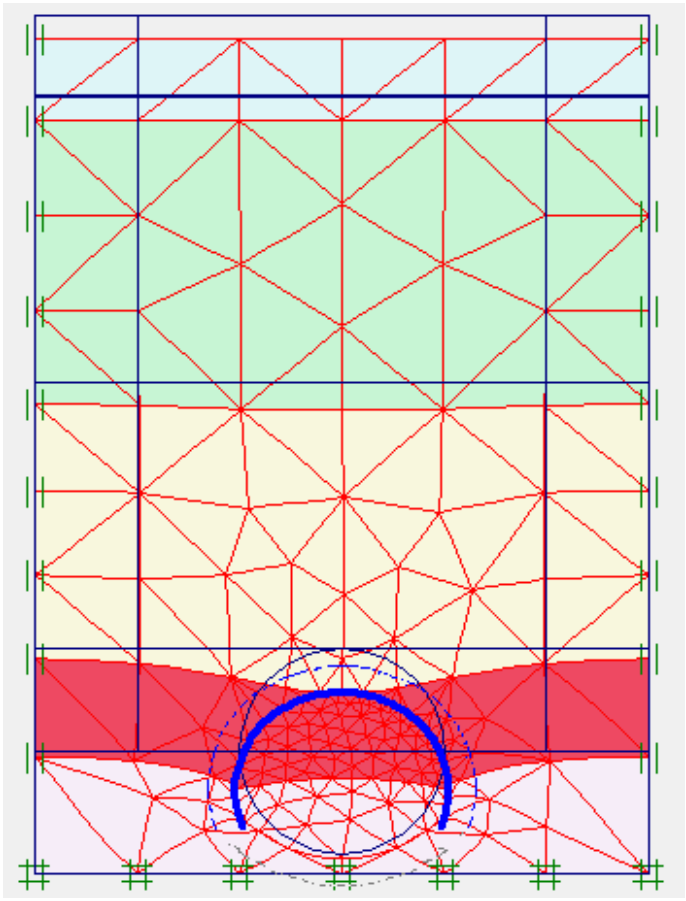


Fig 3.9: Activation du cintre métallique et du radier[9]

IV. Résultats de calcul:

Déplacements verticaux et horizontaux obtenus pour les 2 sections de calculs SC1 et SC2

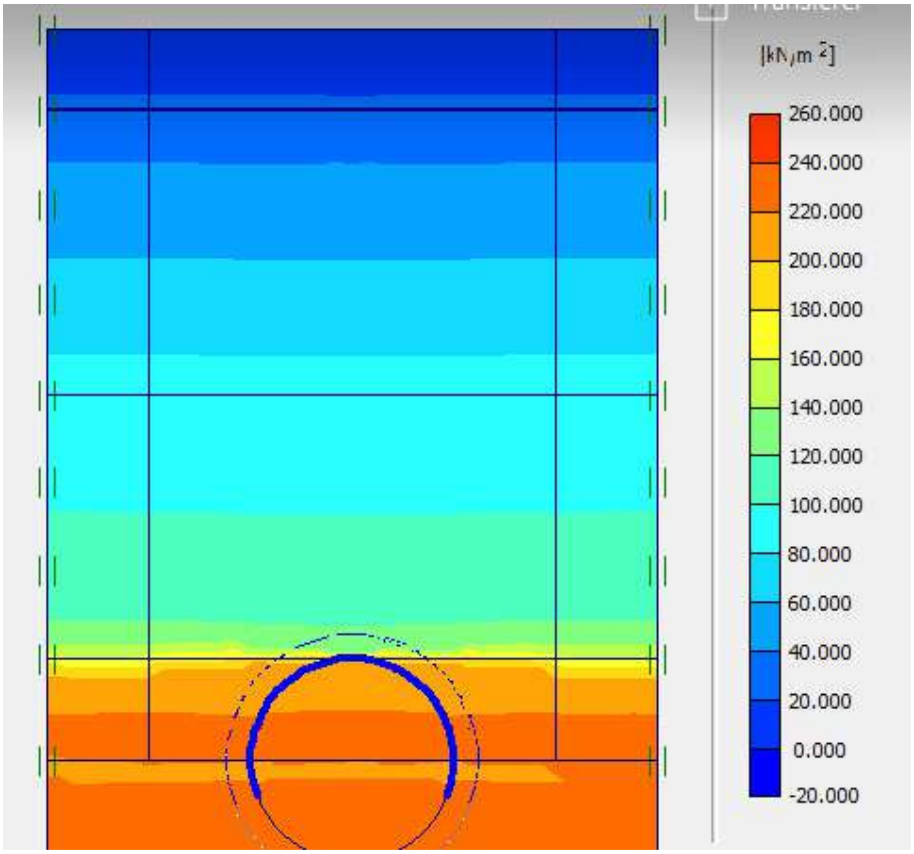


Fig 3.10 :Déplacement maximal en surface[9]

SC1 :

uy, máx,surface=0,03 m

ux,máx=0,01 m

SC2 :

uy,máx,surface=0,03 m

ux,máx=0,01 m

V. l'Analyse et discussion des déplacements obtenus :

- Les nuances des couleurs montrent qu'une concentration de déplacement a été enregistrée sur la voute et le radier du rameau, et qui tende à diminuer selon son éloignement de l'excavation.
- les déplacements verticaux pour les deux sections de calcul proposées ont donné une valeur de 3cm.
- Les nuances de couleurs indiquent également qu'une compression s'est exercée sur la calotte et qui diminue petit à petit en s'y éloignant.
- Au même titre qu'une traction qui s'exerce sur le radier et qui diminue aussi en s'y– éloignant.

- Les mêmes résultats marqués pour les deux sections de calculs SC1 et SC2 et cela− s'explique selon le profil géologique et les conditions géotechniques du terrain qui restent partiellement invariables.

VI. Recommandations:

D'après cette modélisation préliminaire en se basant sur ces résultats représentatifs du comportement de l'ouvrage je signale de prendre en considération la valeur de déplacement en surface qui reste à vérifier dès le commencement du creusement avec l'installation des instruments de mesure des déplacements et des déformations en visant toujours et surtout le monitoring du comportement de la structure par le suivi des taux de déplacement qui peuvent signaler des scénarios d'instabilité.

En remarquant les déformations horizontales prévues autour de l'excavation une étude de− stabilité de front de taille est obligatoire pour assurer le creusement en toute sécurité.

Note : Il faut noter que les valeurs de déplacement précédemment présentées sont les valeurs totales (maximales) estimées et que les instruments de mesure qui vont être mises en place au fur et à mesure avec la progression de l'excavation n'auront pas donné des valeurs comparables et ceci reviendrait aux moments de leurs installation. Donc Ceci doit être gardé à l'esprit dans la définition des limites d'alerte et d'alarme.

CHAPITRE III : VERIFICATION DE LA STABILITE DU RAMEAU

Introduction :

Le phénomène d'instabilité du front de taille d'un tunnel pré-sécurisé peut être dû à un défaut de pression de soutènement (dans le cas où l'instabilité se traduit par un effondrement du sol vers l'intérieur du tunnel) ou bien suite à une trop grande pression appliquée ; pour cela une étude de stabilité de front est indispensable.

Tel que déjà mentionné dans le chapitre 3, en considérant les caractéristiques et le comportement des matériaux de la zone environnante du rameau, le terrain purement cohérent (puisqu'il s'agit de l'argile), le facteur prépondérant pour l'étude de la stabilité du front est le facteur de charge N.

Dans le cas particulier du rameau, le facteur de charge généralement est donné par : $N = \frac{\sigma v}{Cu}$

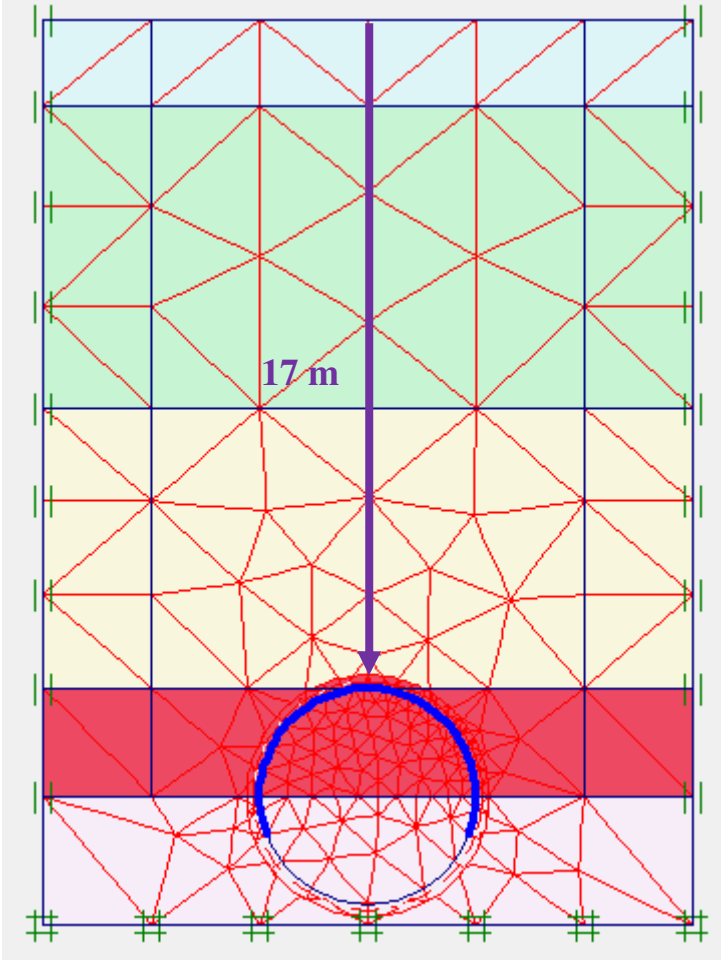


Fig 4.1 : Section étudiée pour l'analyse de la stabilité du front d'excavation.

I. Application numérique :

I.1 Méthode de Peck :

$$N=\frac{\sigma v}{cu}=\frac{17\ m\ .20\ KN/m3+15KN/m2}{80Kpa}=4.43$$

N=4.43 , 1 < N < 5

Selon le critère de Peck (1969) :

Tableau 4.1: critères de Peck (1969)

N	Problèmes éventuels
1< N< 5	Sans problèmes
5< N<6	Les matériaux argileux peuvent décompresser pour l'intérieur de l'excavation
6<N<7	Rupture de front de taille avec des imports mouvement pour l'intérieur de l'excavation
N >7	Instabilité total du tunnel avec des mouvement du sol

En comparant la valeur du facteur de charges obtenue et le critère de stabilité pour des matériaux argileux proposé par Peck (1969) (Tableau), on n'attend pas à des problèmes de stabilité du front d'excavation dans le cas ou on exclue toute pression de soutènement

Recommandations :

Dans ce cas on recommande d'inclure prudemment les éventuels éléments de protection de la face d'excavation ainsi que le contrôle de l'extrusion du front au niveau de la classe d'excavation CE1 puisqu'elle est valable pour toute l'extension de creusement du rameau de connexion

Tableau 4.2: Classe d'excavation CE1

CLASSE D'EXCAVATION (CE1)		
Domain d'application	Cette classe d'excavation résulte directement des calculs développés en considérant les paramètres géotechniques obtenus et présentés dans les Hypothèses Géotechniques concernant l'ouvrage du Puits de Ventilation 9. Elle est ainsi valable pour toute l'extension de creusement du rameau de connexion sauf où on trouve des conditions mentionnés pour les classes d'excavation CE2 et CE3	
	Procède	Excavation soigneuse en section totale accompagnée par le monitoring
	Passe d'avancement	Avancements de 1,0m (à évaluer par l'ATE)

Excavation	Notes	Géométrie tronconique pour accommoder la réalisation du pré-support (en excluant le dernier tronçon)
Soutènement	Béton projeté C25/30	ép.=0,20m + 0,03m de béton d'égalisation
	Armature	Treillis soudées dans la face extérieure et intérieure du soutènement (fonctionnement dans le plan de la section)
	Cintres	Profils métalliques HEB 120 posés dans des plaques métalliques (180x160x16)
	Sécurité de front	Excavation de la section totale en utilisant une banquette centrale pour le renfort de la stabilité du front d'excavation et ainsi le control de l'extrusion du front et des convergences de la section
	Pré-support	Enfilages subhorizontaux en tube métallique (L=12,0m) avec un chevauchement de 3,0m
Soutènement	Drainage	Eventuel drainage du front avec des drains longitudinaux
	Radier provisoire	Systématique ; ép.=0,10m avec des treillis soudées dans les deux faces du soutènement, exécuté par des tronçons de 4,0m en matérialisant une avancée maximale de soutènement sans radier de 5,0m
	Notes	Toutes les fois qu'il soit nécessaire de procéder à une interruption des travaux impliquant l'immobilisation du front d'excavation pour une période de temps prolongée, qu'il soit motivé par un arrêt pour le week-end ou pour effectuer des traitements, il faut protéger le front à travers de l'application d'une couche de béton projeté d'une épaisseur de 7cm

I.2 Méthode de d'Atkinson et Mair :

Si on considère la méthode où la définition de ce facteur sera pris en considération le retard d'installation du soutènement la où existe une pression de confinement du front de taille, Atkinson et Mair pour les sols cohésifs ont proposé la méthode suivante :

La pression de confinement du front de taille que doit éviter l'effondrement en sols cohésifs est donnée par:

$$\sigma Tc = \sigma S + \frac{1}{2}\gamma D\,(1 + 2 \cdot \frac{C}{D}) - T_C \cdot CU$$

Tel que :
σTc – pression appliquée au front de taille ;
σS – surcharge γ – poids du terrain environnant ;
D – diamètre du tunnel ;
TC – paramètre dimensionnel qui représente le facteur de charge en collapse ;
CU – cohésion non-drainée.

Le paramètre TC est obtenu à partir de l'abaque suivant et prend aussi en considération la relation entre le recouvrement et le diamètre du tunnel, ainsi que le retard d'installation P du soutènement.

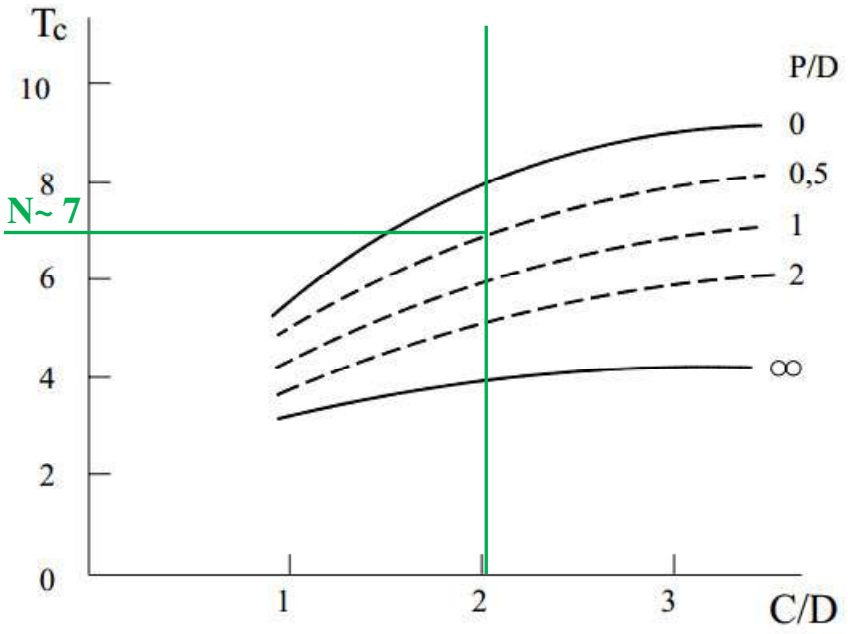


Fig 4. 2:Facteur de stabilité d'un tunnel avec une section circulaire

Tableau 4.3 :Paramètres du sol et résultat de calcul selon la méthodologie d'Atkinson et Mair

P	σS	γ	D	C	TC	CU	σTc (kPa)
13	15	20	7.90	17	7	80	-126

La valeur négative de la pression de confinement du front de taille indique que le front est stable selon Atkinson et Mair donc on propose toujours la classe d'excavation EC1

I.3 Méthode d'équilibre limite proposé par Anagnostou et Kovári :

En résumé, les équations comprises dans l'équilibre des forces sont les suivantes:

$G1 - R1 = \gamma \cdot C \cdot \mathrm{D}^2 \cdot \tan w - 2 \cdot \mathrm{CU} \cdot C \cdot D \cdot (1 + \tan w)$

$G2 = (½) \cdot D^3 \cdot \gamma' \cdot \tan w$

$T2 = \mathrm{CU} \cdot D^2 \cdot (1 \cos w + \tan w)$

La détermination de la pression appliquée au front de taille est obtenue par l'expression suivante :

$$\sigma T = \frac{(\mathrm{G1} - \mathrm{R1} + \mathrm{G2}) \cdot \cos \mathrm{w} - \mathrm{T2}}{\mathrm{D2} \cdot \sin \mathrm{w}}$$

Tableau 4.4 :Paramètres du sol appliqué pour la méthode d'Anagnostou et Kovári, 1994

γ	γd	Cu	C	D	W(°)
20	17	80	17	7.90	60°

Tableau 4.5:Résultats de la méthodologie d'Anagnostou et Kovári, 1994

Paramètre	$G1 - R1$	$G2$	$T2$	σT (KN)
Résultats	-21953,23	8539,69	18633,38	-468,84

II. Recommandations Générales :

Considérant les résultats obtenus, on a constaté que le front de l'excavation ne nécessite pas des éléments de renfort donc on recommande l'application de la 1ere classe d'excavation proposée (CE1) dans laquelle la stabilité du rameau sera assurée par un merlan central qui contrôle aussi l'extrusion du front est cela sera valable pour toute l'extension du rameau sauf pour le dernier front.

N.B : Tel que déjà mentionné le dernier tronçon du rameau sera réalisé seulement lors du passage du tunnelier donc par mesure de sécurité et pour faciliter le passage du tunnelier on recommande l'application de la troisième classe d'excavation CE3 qui demande l'exécution d'une banquette centrale renforcée par des boulons en fibres de verre sans l'exécution des enfilages.

Tableau4. 6: classe d'excavation CE3

CLASSE D'EXCAVATION (CE3)		
Domain d'application	Cette classe d'excavation prévoit la possibilité d'occurrence des matériels avec des caractéristiques qui permettent la dispense des enfilages, en permettant ainsi une progression plus rapide. Cette possibilité sera à évaluer par l'ATE, avec la contribution de l'analyse du comportement de l'excavation	
Excavation	Procède	Excavation soigneuse en section totale accompagnée par le monitoring
	Passe d'avancement	Avancements de 1,0m (à évaluer par l'ATE)
	Notes	Géométrie tronconique pour accommoder la réalisation du pré-support (en excluant le dernier tronçon)
Soutènement	Béton projeté C25/30	ép.=0,20m + 0,03m de béton d'égalisation
	Armature	Treillis soudées dans la face extérieure et intérieure du soutènement (fonctionnement dans le plan de la section)
	Cintres	Profils métalliques HEB 120 posés dans des plaques métalliques (180x160x16)
	Sécurité de front	Excavation de la section totale en utilisant une banquette centrale pour le renfort de la stabilité du front d'excavation et ainsi le control de l'extrusion du front et des convergences de la section, où exécution éventuelle des boulons en fibre de verre (L=12,0m)
	Pré-support	Enfilages subhorizontaux en tube métallique (L=12,0m) avec un chevauchement de 3,0m
	Drainage	Eventuel drainage du front avec des drains longitudinaux
	Radier provisoire	Systématique ; ép.=0,10m avec des treillis soudées dans les deux faces du soutènement, exécuté par des tronçons de 4,0m en matérialisant une avancée maximale de soutènement sans radier de 5,0m
	Notes	Toutes les fois qu'il soit nécessaire de procéder à une interruption des travaux impliquant l'immobilisation du front d'excavation pour une période de temps prolongée, qu'il soit motivé par un arrêt pour le week-end ou pour effectuer des traitements, il faut protéger le front à travers de l'application d'une couche de béton projeté d'une épaisseur de 7cm

Conclusion :

Ainsi, selon les deux méthodes adoptées, les pressions de confinement du front de taille, correspondant aux valeurs de σTc (kPa) et σT (kN), ont des valeurs négatives, ce que signifie que le front de l'excavation est stable généralement.

CONCLUSION

Conclusion générale :

La stabilité du front de taille est primordiale pour le bon déroulement des travaux et pour la sécurité pendant le creusement du rameau de connexion.

Le travail effectué sur les résultats existants concernant la stabilité du front de taille de notre cas d'étude prévoit une stabilité sur la majorité de l'extension et recommande un déroulement des travaux de creusement suivant la classe d'excavation EC1 de la section totale en utilisant une banquette centrale pour le renfort de la stabilité du front d'excavation et ainsi le control de l'extrusion du front et des convergences de la section et ainsi que cette classe reste valable pour toute l'extension de creusement du rameau de connexion sauf pour le dernier front qui présente la jonction du rameau avec le tunnel principal.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

[1] -A.Leonardi, and G.Galli, A.Grimaldi. Three -dimensional modeling of tunnel excavation and lining. Computers and Geotechnics,

[2] -http ://www.universalis.fr/

[3]- C. Plumelle, C.N.A.M, 2004-2005, -Géotechnique B1/B6

[4]- Centre d'études des tunnels , Juillet 1998, dossier pilote des tunnels génie civil / section 4 procédés de creusement et de soutènement/ / AVENUE FRANÇOIS-MITTERRAND - CASE N°1 - 69674 BRON CEDEX – France

[5] -Document N°: L1B1-GCG-COSM28-3022-M1-13-002-A COSIDER TP

[3.1]- cf. Dr K. Széchy: A pneumatikus alapozàsrol. (Les fondations pneumatiques.) (Vizugyi Kozl, juillet-sept. 1936, pp. 38-42).

[4].-cf. Dr K. Széchy, 1964, Accidents de fondations ppa. 118. Dunod, Paris.

[5] -Hammadi Younes, Guenouche Mouloud, 2007, Etude et calcul d'un tunnel routier, mémoire de fin d'étude , Université Abderrahamane Mira béjaia.

[6] -François MARTIN, Janvier 2012, Mécanique des Roches et Travaux Souterrains, Cours et exercices corrigés

[7] -Document N°: L1B1-GCG-COSM28-3022-M1-13-001-A COSIDER TP

[8] -http://www.structureparasismic.com/

[9] -Réaliser par l'étudiant

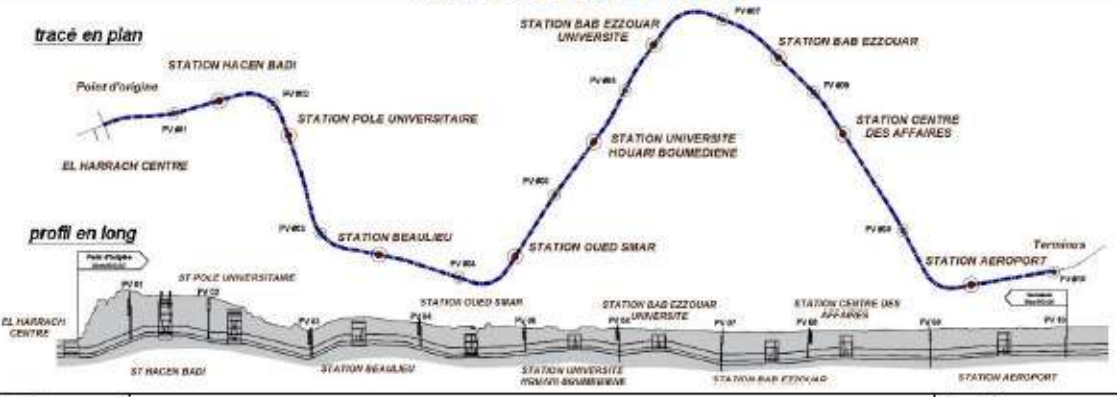
ANNEXES

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DES TRANSPORTS

مؤسسة مترو الجزائر

ENTREPRISE METRO D'ALGER



Projet:

Extensions du métro d'Alger (lot 1)

El Harrach Centre – Bab Ezzouar – Aéroport International d'Alger

Section :

Titre :

ÉTUDE D'EXÉCUTION – PUITS DE VENTILATION #9

Hypothèses et modes opératoires du soutènement provisoire du rameau de connexion

Bureau d'étude :

FERCONSULT

CENOR Consulting Engineers

Maîtrise Métro Alger :

DOOSAN DONGMYEONG eurodtudios SAETI

Alger, le

Entreprise Métro Alger :

Alger, le

cosider Travaux Publics كوسيدار

ISO 9001 VINÇOTTE ISO14001 VINÇOTTE OHSAS 18001 VINÇOTTE

Alger, le

	Date	Nom	Signature	Format du papier
Etabli :	30-08-2017	Bárbara Peniche		A4
Vérifié :	30-08-2017	M. Conceição / C.Baião		Page de texte
Approuvé :	30-08-2017	Frederico Melâneo		35 p de texte

Nº du Document :	L1B1	GCG	COSM28	3022	M1	13	002	A
	Ligne	Spécialité	Entreprise	Section	Structure	Travaux	Numéro	Indice

Ce document est la propriété intellectuelle de groupement que se reserve tous droits de reproduction, d'utilisation, d'adaption et d'exécution

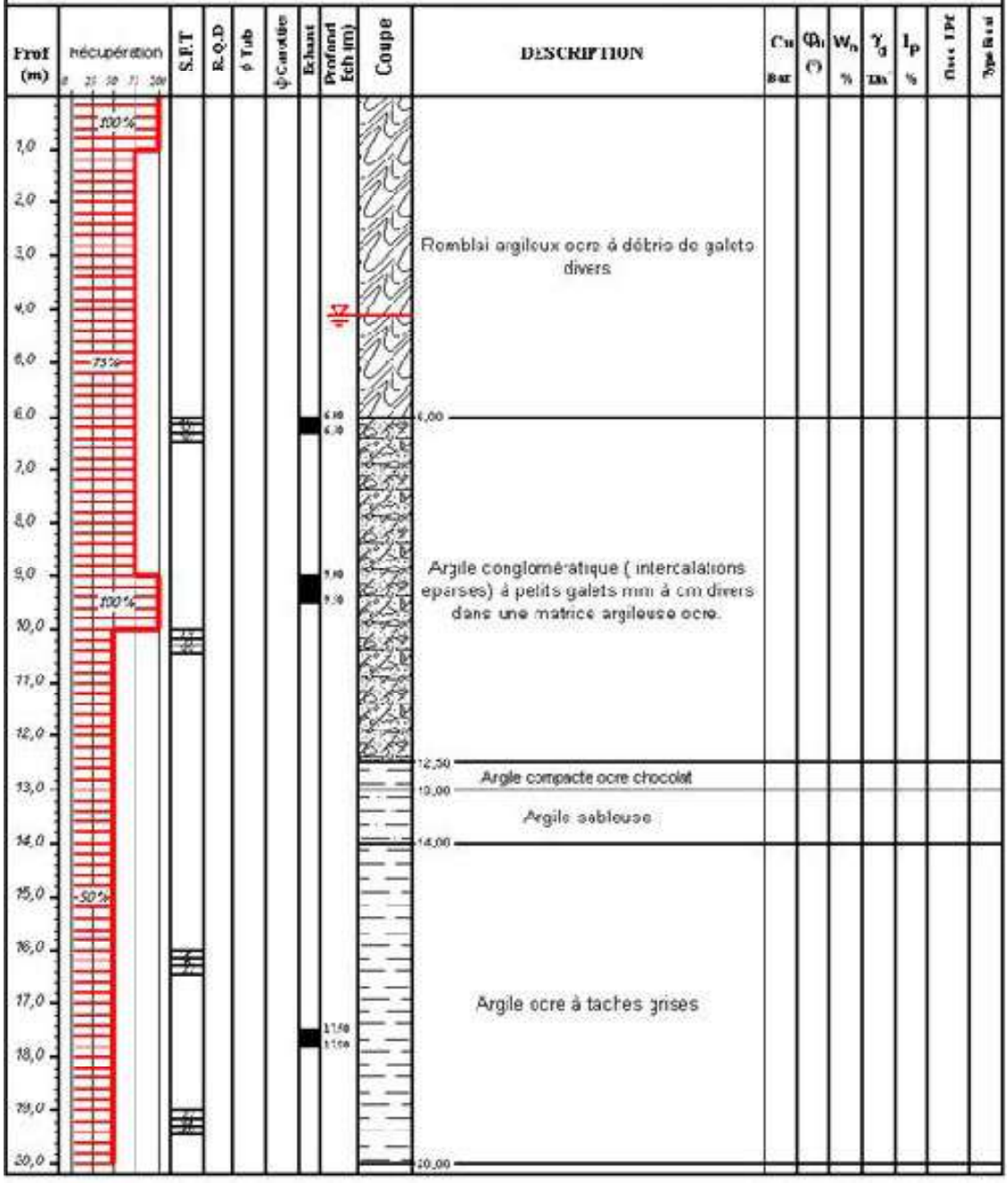
SONDAGE N°: S2+700/1

ETUDE: Reconnaissance géotechnique supplementaire
LIEU : Hai El Badr - Ain Naadja Ligne 1Metro d'Alger
CLIENT : GAAMEX

DATE DEBUT :
DATE FIN :
NIVEAU NAPPE : 4,1 m

PROFONDEUR TOTALE : 35 ML
COORDONNEES : X = Y =
Z =

BOUE DE FORAGE : Sans
TYPE FORAGE : Carotté
TYPE DE MACHINE : R34



SONDAGE N°: S2+700/1

ETUDE : Reconnaissance géotechnique supplementaire
LIEU : Hai El Badr - Ain Naadja Ligne 1 Metro d'Alger
CLIENT : GAAMEX

DATE DEBUT :
DATE FIN :
NIVEAU NAPPE : 4,1 m

PROFONDEUR TOTALE : 35 ML
COORDONNEES : X = Y =
Z =

BOUE DE FORAGE : Sans
TYPE FORAGE : Carotté
TYPE DE MACHINE : B34

