

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
جامعة -البليدة 1-
UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA



كلية التكنولوجيا
Faculté de Technologie
قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE MASTER EN GÉNIE CIVIL

Pour l'Obtention du diplôme de
MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : Géotechnique

THEME

ETUDE D'UN RAMEAU DE CONNEXION RELIANT LE PUIT DE
VENTILATION AU TUNNEL PRINCIPAL AU NIVEAU DE HASSAN
BADI PV1.

Soutenue par

M^{elle}. TABOUCHE Aicha

M^{elle}. ABBAD F. Zahra

Encadré par

M^r. KERKAR SLIM

Blida, décembre 2021

LISTE DES SYMBOLES

γ_{sat} : poids volumique sature.

γ_d : poids volumique ses .

φ' : Angle de frottement effectif.

C' : Cohésion effective.

E' : Module de déformabilité drainé.

E_u : Module de déformabilité non-drainé E_u .

H_0 : la hauteur de couverture de terrain.

H_1 : la hauteur soumise à l'effet de voute.

H_2 : la hauteur résiduelle s'étendant jusqu'à la surface.

b : la largeur du tunnel.

x : profondeur de terrain exerçant la poussée sur le radier.

H : la profondeur de l'axe du tunnel,

K : coefficient expérimental pris ≈ 1 selon Terzaghi.

q : surcharge.

C : la cohésion du terrain.

K_a : coefficient de poussé active.

λ : coefficient empirique.

N_t : le facture de charge.

PZ : la pression verticale.

S_u : la résistance à la compression.

x : représente la distance horizontale au centre de la cuvette.

$S_v(x)$: tassement vertical à l'abscisse x .

S_{max} : tassement maximum en surface.

i : représente le paramètre caractéristique de l'étendu de la cuvette (point d'inflexion).

H : profondeur de l'axe du tunnel.

R : rayon du tunnel.

x : La distance horizontale du front de la cuvette.

E_b : Module de déformation de béton.

R_c : La résistance à la compression simple.

U : déplacement radial du soutènement.

Ks : la raideur du soutènement, égale à la somme des raideurs des soutènements qui le constituent.

Kbp : la raideur du béton projeté.

Eb : module d'élasticité du béton.

e : épaisseur du béton.

Kc : raideur du cintre HEB 120.

Ea : module d'élasticité de l'acier.

R : rayon du tunnel.

E : module d'élasticité.

v coefficient de Poisson.

$\sigma_{b\ max}$: Contrainte limite admissible du béton.

S : section du cintre.

σ_a : Résistance de l'acier.

R : rayon de l'excavation.

σ_0 : Contrainte initiale isotrope dans le terrain.

P : pression du soutènement correspondant au point considéré de la courbe caractéristique du terrain.

(C et φ) : cohésion et angle de frottement interne.

U_{eq} : Le déplacement du terrain à l'équilibre.

P_{eq} : La pression exercée par le terrain à l'équilibre.

λ_0 : taux de dé confinement au front de taille.

λ : taux de dé confinement.

G : Module de cisaillement du terrain.

EA : Rigidité normale.

EI : Rigidité de flexion.

Ux : le déplacement horizontal.

Uy : le déplacement vertical.

M : moments fléchissant.

N : Effort normal.

Remerciements

*Avant toute chose, nous remercions **le créateur** de nous avoir donné la volonté, la patience et le courage de poursuivre et d'achever ce travail dans de bonnes conditions.*

*Nous remercions chaleureusement notre promoteur **Mr S. kerkaer***

pour l'appui qu'il a témoigné à notre travail, pour les orientations indiquées, les conseils et encouragements prodigués et pour l'immense aide apportée tout au long de ce travail.

*On exprime notre reconnaissance à COSIDER de Bab Ezzouar et en particulier son Responsable des ressources Humaines, **Mr NASRI JUGURTHA, Mr MOHAND AMEZIANE AZZI, Mr CHERCHALLI ABD ERRAOUF.***

Nous tenons surtout à remercier beaucoup nos parents pour leurs aides précieuses durant tout le cursus.

On remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre travail.

Nous remercions aussi tous nos amis(es) pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

I.1. Historique des tunnels:

La plus ancienne mention d'un tunnel est celle de Diodore de Sicile décrivant le tunnel de Babylone qui aurait été construit par la reine Sémiramis, il y a près de 4000 ans. Eupalinos dirigea la construction d'un tunnel à travers une montagne pour amener l'eau d'une source dans la ville de Samos.

Un tunnel : est une galerie souterraine livrant passage à une voie de communication. Sont apparentés aux tunnels par leur mode de construction les grands ouvrages hydrauliques souterrains, tels que les aqueducs, collecteurs et émissaires destinés soit à l'amenée, soit à l'évacuation des eaux des grands centres et certaines conduites établies en liaison avec les barrages et usines hydro-électriques.

On a quelle qu'exemple sur les grands tunnels dans le monde comme suite :

- Le tunnel ferroviaire du saint-Gothard est le tunnel le plus long du monde avec une longueur de 57 km.
- Le tunnel ferroviaire de 28.4 km de Guddarama situé en Espagne est classé le septième tunnel ferroviaire le plus long au monde.
- Le nouveau tunnel de guanjiao est un tunnel ferroviaire situé en Chine qui est le plus long tunnel de haute altitude dans le monde et sa longueur est 32.65km.
- Le tunnel ferroviaire de seikam est ditue en Japon avec une longueur de 53.9km est le tunnel le plus profonde du monde.
- Le tunnel de loerdal est un tunnel routier de 24.5km situé en Norvège est considéré comme le plus long tunnel routier au monde.
- Le tunnel sous la marche l'un des plus grands projets d'ingénierie jamais entrepris dans le monde ,est un tunnel ferroviaire situé en France de longueur 50.5 km.
- Le tunnel de lotschberg est un tunnel ferroviaire qui est situé en Suisse de longueur 34.6 km.
- Le tunnel Yulhyeon est le quatrième plus long tunnel au monde, le tunnel est situé en Corée du sud de longueur 50.3 km.

I.2. Historique du métro:

Le premier réseau de métro est inauguré à Londres en 1863; il s'agit en fait d'un réseau de trains fonctionnant à la vapeur et circulant dans des tranchées. Il faut attendre les années 1890 avant de voir apparaître les premiers réseaux de transport souterrain fonctionnant à l'électricité.

Le métro : est un réseau de chemine de fer qui circulent dans une ville, en général sous terre parfois en plein air, mais toujours en *site propre* c'est-à-dire qu'aucun autre véhicule ne peut circuler là où circule le métro .bref utile le métro est un moyen de transport en commun urbain.

L'initiative du métro actuel est lancée à la fin des années 1970 afin de parer à l'explosion démographique de la ville d'Alger et au besoin de transport collectif qui en résulte. Il a été lancé dans les années 1980 avec deux entreprises nationales COSIDER et SIDER, le projet a connu un ralentissement en raison de difficultés financières puis des problèmes de sécurité dans les années 1990, après la stabilité économique le projet est relancé en 2003.

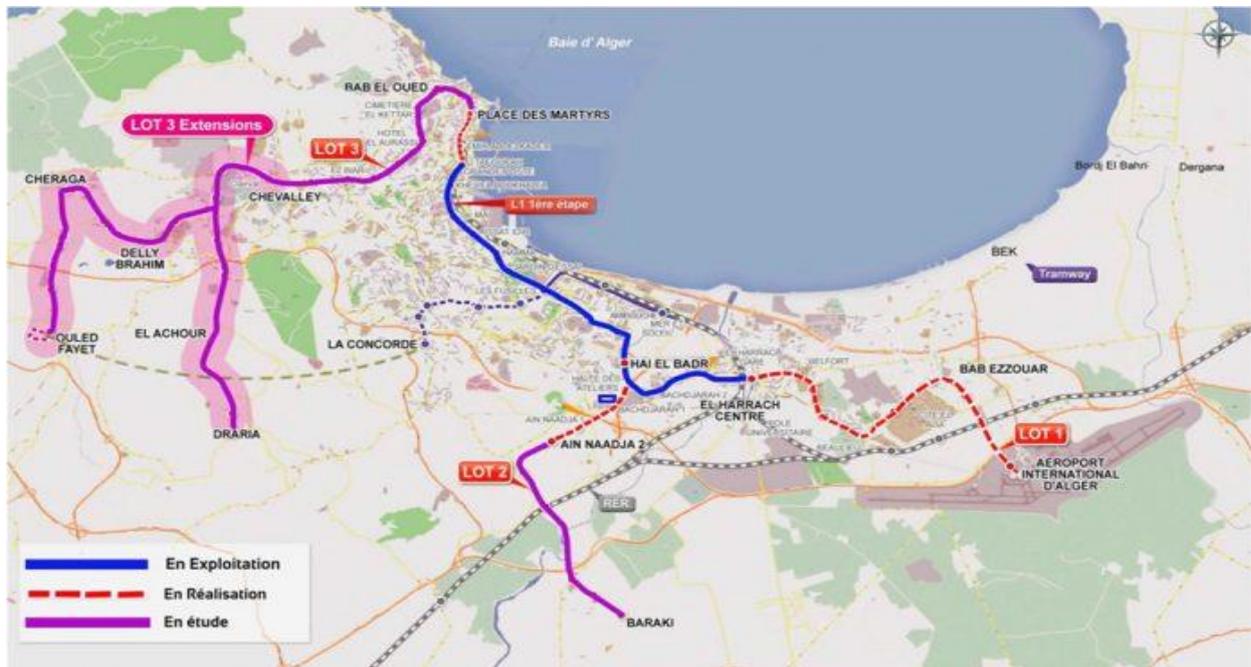


Figure I.1: la ligne d'extension de métro d'Alger.

I.3. Description générale sur le projet :

Du nom BERBERE (ⵎⴰⵎⴰⵔⵉⵏⵉ) METRO NDZAYER, est un [réseau ferroviaire](#) de [transport urbain](#) de type [métro](#) desservant la ville d'[Alger](#) depuis 2011.

L'initiative du métro actuel est lancée à la fin des années 1970 mais et pour les difficultés financiers et les problèmes de sécurité dans les années 1990 donc ils ont obligé d'arrêter le projet .après la stabilité économique le projet est relance en 2003 et cela concerne la premier ligne de métro.

La premier section de la ligne 1 hai el badr –tafourah « grande post » d'une longueur de 9.5km et comportant dix stations, les deux nouvelles extension ont été mise en service en 2015 une section de 4km vers EL Harrach centre et deux section une de 1.7km vers la place des martyres et une autre de 3.6 km vers ain naadja.

Aujourd'hui il y a deux autres extensions de 15 km de longueur en cours de construction en direction de l'aéroport et de baraki.

Notre projet nous intéresse la ligne d'extension harrache centre vers aéroport « houari Boumediene » de cas générale cette ligne desservira des quartiers denses en population tel que : Beaulieu, Oued Smar, Cite 5 juillet, Bab Ezzouar, le Pôle Universitaire d'El Harrach, le Centre des Affaires de Bab Ezzouar et l'Université Houari Boumediene. Elle reliera le Tramway au carrefour de l'université Houari Boumediene et offrira une multi modalité au niveau de cette station.

Les neuf stations de cette extension sont :

Station Hassan Badi Située à proximité de (l'Hôpital Hocine Badi) et l'Institut Nationale Agronomique.

Station [Pôle Universitaire](#) Elle dessert principalement, l'institut national Agronomique, l'école polytechnique d'architecture et d'urbanisme et l'école nationale du vétérinaire ainsi que la résidence universitaires des garçons de Bouraoui.

Station [Beaulieu](#) Située au centre de Beaulieu.

Station [Oued Smar](#) Située dans le nord de la région Oued Smar ,Elle dessert principalement l'école Nationale de Mécanique et la Résidence Universitaire des Jeunes Filles qui est en cours de construction.

Cette station constitue un pôle d'échange avec un parking pour véhicules particuliers au sous-sol d'une capacité de 430 places et d'une station urbaine pour taxi et bus.

Station [Université Houari Boumediene](#) Située aux environs de l'entrée nord de l'Université Houari Boumediene.

Station [Rabia Tahar](#) Située au nord de la Cité 2045 Logements à proximité du tramway et de la station de bus.

Station [Smail Yefsah](#) Située au sud-ouest de la 'Cité 5 Juillet'.

Station [Centre des Affaires](#) située au sud-ouest du centre commercial Bab Ezzouar elle est aussi à proximité de l'hôtel Mercure.

Station [Aéroport](#) Située à l'intérieur du parking en plein air à proximité des terminaux 1&2.

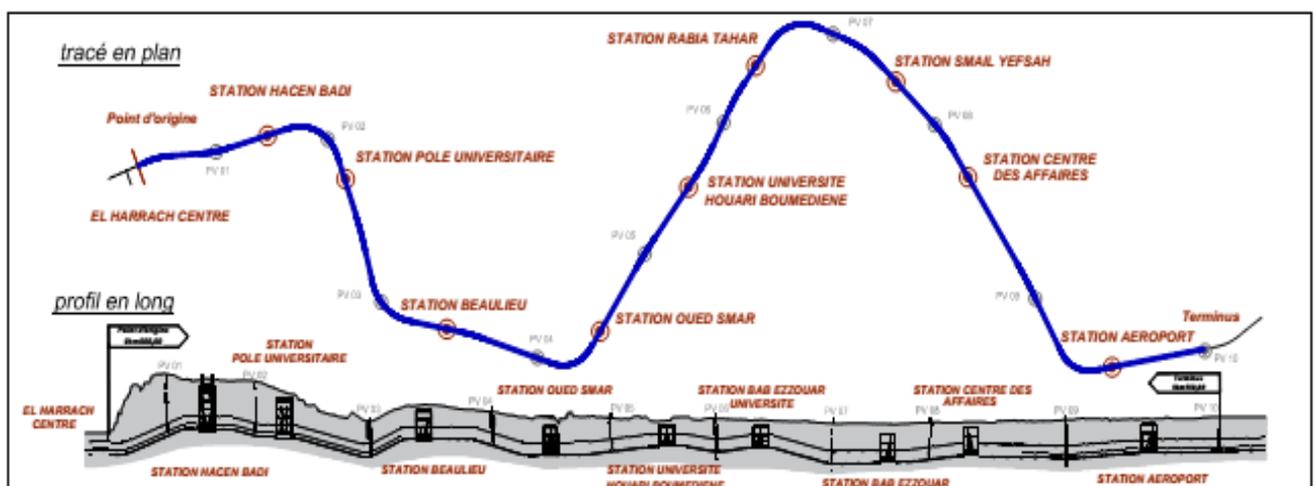


Figure I.2: trace en plan de la ligne des stations.

Le présent projet consiste à étudier le rameau de connexion reliant entre le puits de ventilation et le tunnel de voie qui est située a la station de hassan badi , il s'agit d'une galerie qui s'étend sur une longueur totale de 102.72 m la partie excavée est 90 m l'autre partie de rameau en laisse sur leur étape jusqu'a le passage de tunnelier pour évitez l'effondrement interne par la pression utiliser, avec une section transversale en forme de fer à cheval Les dimensions de la section transversale sont de 7.17 m de hauteur et 9.14 m de Largeur. Ce rameau se situe à 37 m de profondeur sous une couche de trois horizons géologiques (remblais sables et argile).

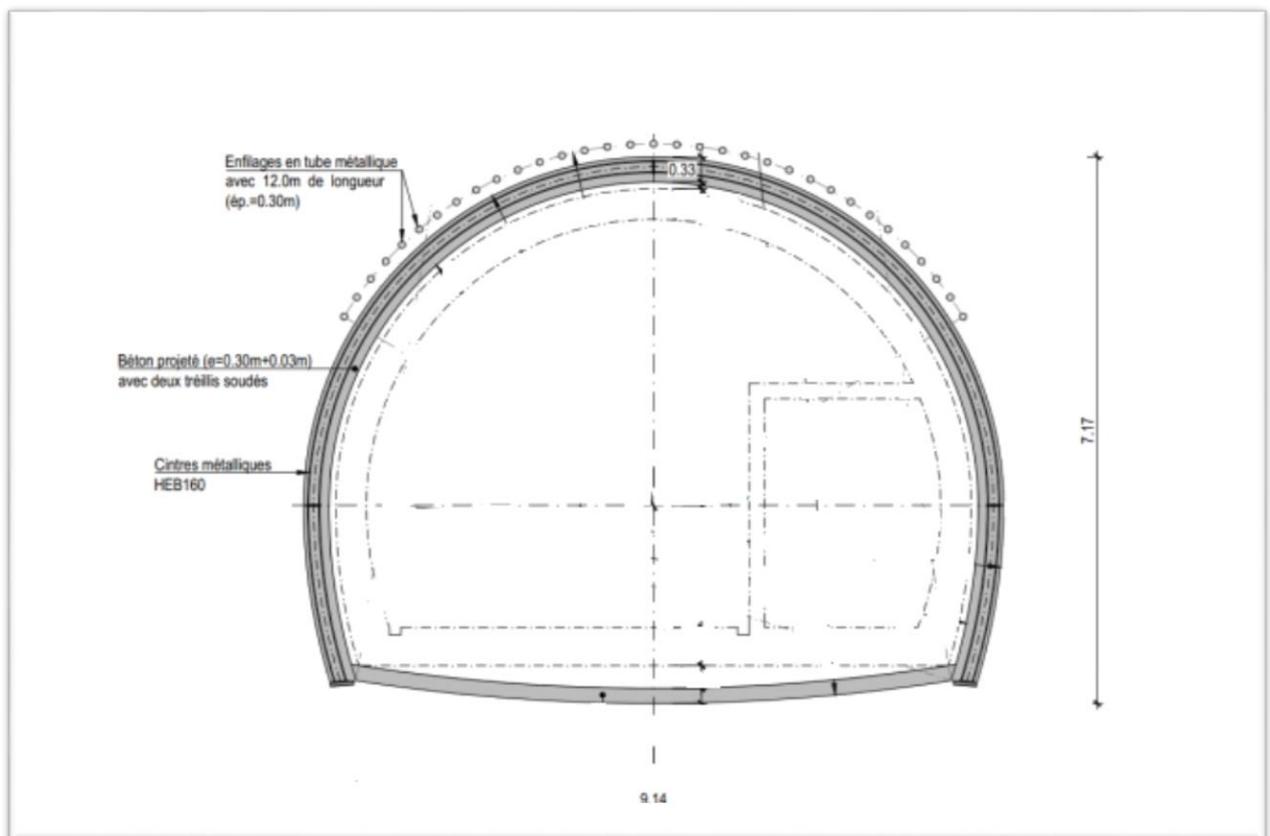


Figure I.3: coupe transversale du soutènement du rameau de connexion.

Le rameau est un tunnel secondaire qui permet la connexion entre le puits de ventilation et le tunnel principal. Et est principalement utilisé pour les systèmes de ventilation du tunnel pour les chemins de fer mais utilisés aussi pour fournir des conditions d'évacuation sûres aux personnes qui fuient en cas d'incendie.

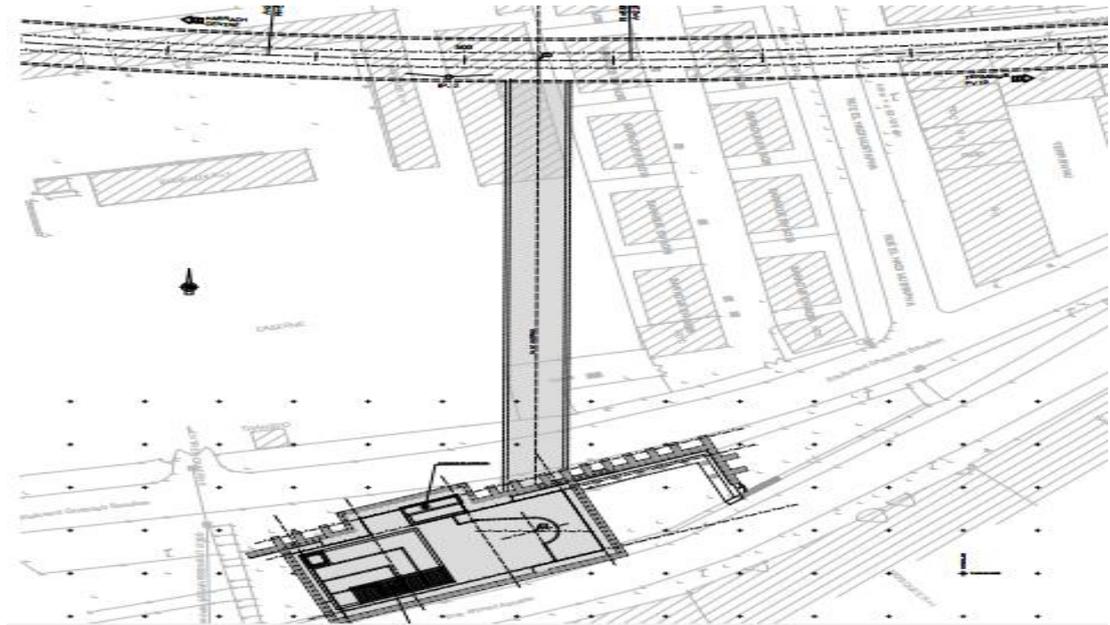


Figure I.4: Géométrie du tracé du rameau de connexion reliant le puits de Ventilation 1 au tunnel principal.

I.4. Le puits de ventilation :

Le Puits de Ventilation 1 est un ouvrage enterré qui permet la ventilation souterraine du tunnel de la voie. Ce puits est constitué par deux zones distinctes. La zone supérieure est entièrement constituée par éléments planaires en béton armé. La deuxième zone, à cotes inférieures, le puits est circulaire avec un diamètre intérieur de 9,6 m et une profondeur d'environ 40 m.

Le puits de ventilation en tunnel a pour rôle, en situation normale d'exploitation, de maintenir la quantité d'air au niveau requis et la température de confort dans l'ouvrage tunnel. En cas d'incendie, il a pour rôle le désenfumage du tunnel, aussi de mettre les usagers à l'abri des fumées pour qu'ils puissent évacuer le tunnel et dans un second temps, de permettre l'intervention des services de secours et de lutte contre l'incendie.

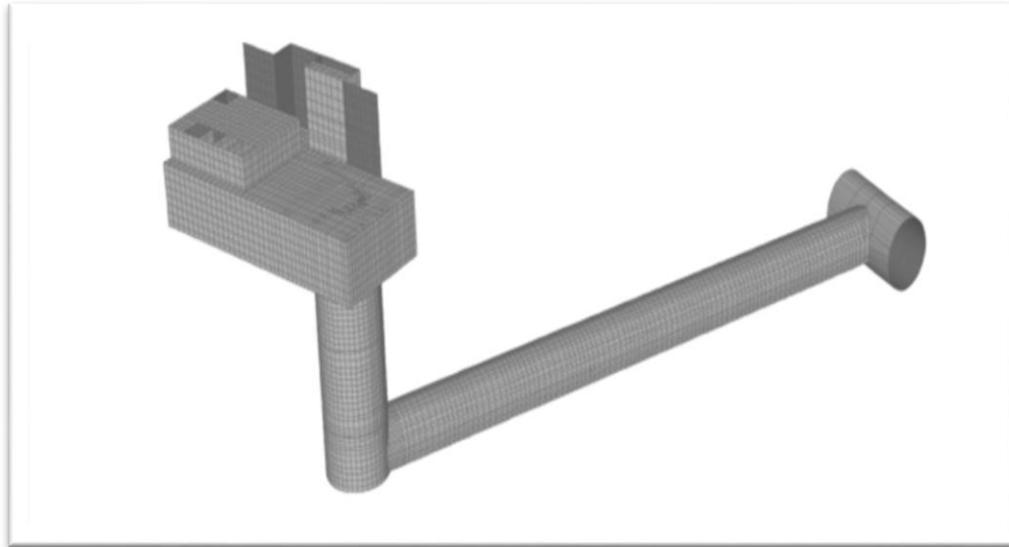


Figure I.5:vue tridimensionnelle de puits PV1.

La figure suivante est une représentation axonométrique qui montre le contexte du projet étudié : le tunnel principal de voie, le puits de ventilation et le rameau de connexion les reliant.

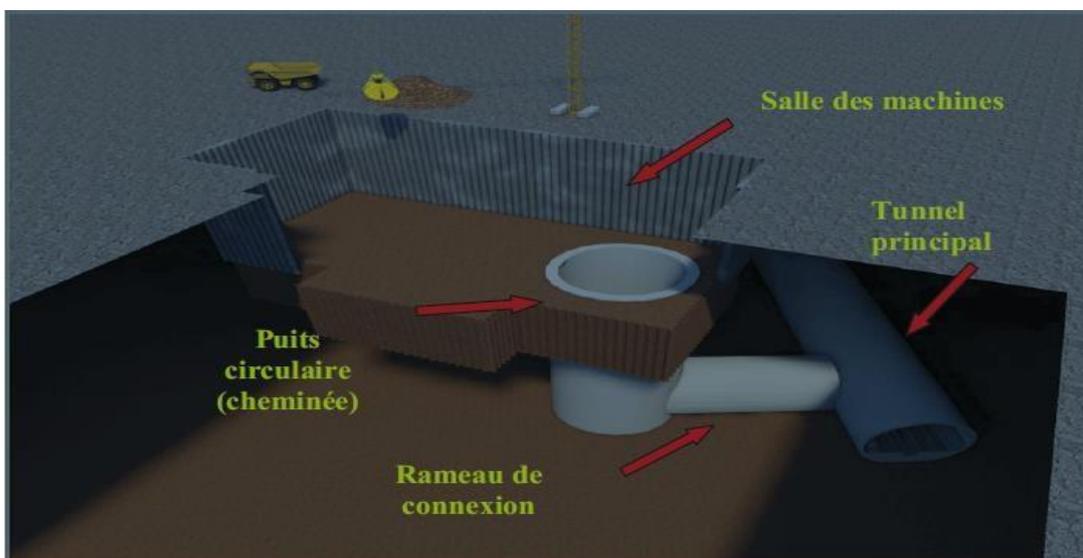


Figure I.6:simulation en 3D de puits de ventilation rameau de connexion et tunnel principal.

I.5. La circulation de l'air dans le puits :

Le fonctionnement de l'échangeur air/sol repose sur la circulation d'air dans le tube qui peut s'opérer, Passivement soit par :

- Une surpression en entrée de tube en la positionnant par exemple du côté des vents dominants
- Une dépression en sortie de tube en utilisant une cheminée provençale (cheminée solaire).

Ces techniques ne consomment que l'énergie du vent et de l'ensoleillement. Le dimensionnement des prises d'air et du tube devra être adapté et la régulation de l'air se fera manuellement par obstruction. Le flux d'air frais entrant faisant office de fluide caloporteur, les gaines distribuant l'air dans les pièces devraient être isolées afin que la chaleur/fraîcheur ne soit pas perdue dans les combles ou dans le sous-sol. Si les législations en vigueur imposent généralement un taux de renouvellement d'air minimum dans les maisons, en revanche il n'est pas interdit d'en augmenter la fréquence notamment l'été. La ventilation mécanique choisie devra idéalement être réglable et suffisamment dimensionnée pour que sa consommation électrique n'augmente pas de façon disproportionnée.

II.1 Introduction :

La réalisation d'un ouvrage souterrain est basée sur des études très importantes et sensibles tel que cette dernière est située dans un espace géologique spécial sur tout d'après le creusement qui provoque la masse de terre d'engendrer des perturbations plus ou moins importantes dans son équilibre interne non négligeable pour soutenir la sécurité et l'économie de projet au même temps.

Ces études recommencent par la reconnaissance géotechnique, choix de technique de creusement, calcul de tassement, les charges agissant sur notre ouvrage jusque à la revêtement définitive dans ce chapitre on va donner tous les explications sur ces étapes.

II.2 Etude géotechnique :

La géotechnique est l'étude des sols en relation directe avec la construction d'ouvrages. Elle traite de l'interaction sol / structures, et fait appel à des bases de géologie, de mécanique des sols, de mécanique des roches et de structures. (En parallèle à la mécanique des sols qui traite des matériaux meubles, la mécanique des roches traite des matériaux rigides, et les géo-matériaux cimentés traitent d'une catégorie de matériaux intermédiaires entre les sols et les roches).

Le but de la reconnaissance géotechniques est la description des terrains traversés, leur état de contraintes in situ, la prévision de leur comportement pendant l'exécution puis l'exploitation de l'ouvrage.

Selon l'arrêté de la [loi Elan](#), entrée en vigueur le 1er janvier 2020, les études géotechniques sont désormais obligatoires afin de maîtriser les risques liés aux sols, dans le cadre d'une construction afin d'adopter une stratégie adaptée selon la nature du sol.



Figure II.1: exemple sur les essais in situ.

II.3 Excavation du tunnel :

C'est des vides à caractère définitif réalisés sans l'excavation des couches supérieures ils sont créés dans le but de permettre la circulation ou le transport les tunnels sont implantés indifféremment aussi bien en grande profondeur (tunnel de base) que plus près de la surface (tunnel de métros).

- **Classification des tunnels :**

la classification des tunnels se fait en fonction de leur destination leur position et leur situation géologique on peut distinguer les deux groupes principaux les tunnels de communication et les tunnels ou galeries de transport.

a) Les tunnels reliant :

- Les tunnels ferroviaires.
- Les tunnels de chemin de fer métropolitains.
- Les tunnels routiers.
- Les tunnels pour piétons.
- Les tunnels de navigation.

b) Les tunnels servant au transport :

- Les galeries des aménagements hydroélectriques.
- Les galeries d'adduction d'eau.
- Les tunnels des services publics.
- Les tunnels de canalisation pour égouts.

II.4 Mode d'excavation:

Le creusement a été réalisé par le biais de deux attaques principales descendantes (Ouest et Est) et une attaque intermédiaire à partir d'un puits de 37 m de profondeur afin de traiter une zone particulièrement critique du point de vue de la géologie et des bâtiments de surface. La forte hétérogénéité des terrains et la faible longueur du tunnel à excaver ont conduit à une technique de creusement par méthode conventionnelle avec terrassement en pleine section à la fraise ou au marteau piqueur selon la dureté des sols rencontrés. Des systèmes de pré-soutènement à l'avant du front de taille ont été adoptés, étant donné les caractéristiques moyennes des terrains, la nécessité de limiter les tassements de surface et l'importance de la surface du front de taille.

Les techniques utilisées c'est :

Tableau II.1: les techniques de creusement utiliser .

Exécution en terrains meubles	Exécution en terrains durs
-Boucliers a front ouvert	- Creusement a l'explosif
-Boucliers a front fermé a. Bouclier a pression mécanique b. Bouclier a air comprimé c. Bouclier a pression de terre	-Creusement a ciment expansif
	-Creusement mécanique a. Machines attaque globale(TBM) b. Machines attaque ponctuelle



- Creusement a ciment expansif



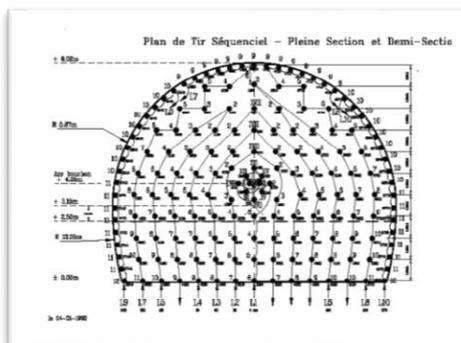
- Machine attaque ponctuelle



- Bouclier a pression mécanique



- Bouclier a air comprimé



-plans de tire



- Creusement a l'explosif

II.5 La méthode d'excavation :

II.5.1. La nouvelle méthode autrichienne :

La nouvelle méthode autrichienne (NMA, ou NATM en anglais) s'est développée dans les années 1960.

Cette méthode est une nouvelle et efficace en terme de sécurité des travaux souterrains, elle est caractérisé par La mise en place rapidement d'un soutènement déformable constitué de cintres métalliques armant le terrain et d'une couche de béton projeté, la mise en place des éléments constituant le soutènement (béton projeté en voute, au front, en radier, boulons, cintres) et la réalisation de mesures des déplacements et des déformations engendrées dans la voute et dans le terrain.

La méthode s'adapte a presque tous les terrains, ces terrains doivent toutefois remplir certaines conditions telles que l'aptitude du terrain au boulonnage, la surface de l'excavation doit avoir une certaine continuité au niveau des courbures, le massif autour de l'excavation doit avoir un ébranlement minime et le temps de décohéision suffisamment important pour permettre la mise en place du soutènement en toute sécurité ce qui peut constituer un dés avantage par rapport à la durée de la réalisation .

Méthode observationnelle base sur constat sur des terrains traverses de l'utilisation de préalable scenario et envisagé à savoir, prévoir plusieurs scenario d'excavation.

Les classes d'excavation sont choisies à la fonction des terrains traverses principalement le terrain du recouvrement le terrain en clé de voute, les terrains en front de taille, ainsi que le radier.

D'autre part existence d'eau notamment a disposition spécifique pour l'excavation dans des terrains aux présences d'infectassions d'eau (congélation, drainage pompage ; ainsi que les drains subhorizontaux.

Nota : la solution de rabattement de nappe phréatique est une solution des envisageable dans ce type de terrain).

II.5.2. Machine a attaque globale TBM (tunnel boring machine) :

Le tunnelier est une machine conçu pour creuser les tunnels dans tous types de géologies, des terrains meubles très perméables jusqu'aux roches les plus durs, sous forte charge d'eau, et quand les conditions de stabilité ne sont pas assurées. Le tunnelier capable d'excaver en une seule fois la section du tunnel à réaliser « attaque globale », à l'inverse des machines à attaque ponctuelle qui abattent le terrain de manière sélective. Il comprend un système de protection des parois de l'excavation entre le front de taille et le revêtement. La progression de la machine est généralement assuré par une série de vérins prenant appui sur le revêtement

posé à l'arrière que assurer la précision du pilotage. Le principe de fonctionnement de tunnelier consiste à assurer la stabilité du front d'attaque par mise en pression des déblais excavés contenus dans la chambre d'abattage pour équilibrer les pressions des terrains et de la nappe. L'abattage est assuré par une roue équipée de molettes. La pression transmise par le tunnelier sur les molettes, associée à la rotation de la tête de forage entraînent la destruction de la roche. Il assure le soutènement provisoire et permet le montage du revêtement définitif du tunnel. Les déblais foisonnés sont rendus, si nécessaire, pâteux à l'aide d'additifs injectés à partir d'orifices situés sur la tête d'abattage et la cloison étanche. L'extraction est assurée par un convoyeur à vis. C'est la régulation de l'extraction des déblais, en corrélation avec la poussée du tunnelier qui assurent la mise en pression du produit excavé dans la chambre d'abattage. L'ajout systématique d'air comprimé dans la chambre permet une meilleure régulation de la pression en partie supérieure de la chambre assurant un parfait contrôle des convergences. Les spécificités des tunneliers particulièrement adaptés aux ouvrages d'assainissement, d'adduction d'eau ou des tunnels des grandes dimensions. Les avantages de creusement par un tunnelier sont : l'exécution très rapide et efficace, la qualité et la sécurité du travail qui sont plus parfaits que les méthodes conventionnelles.

En ce qui concerne les inconvénients : le cout est très élevé et la section reste toujours circulaire.

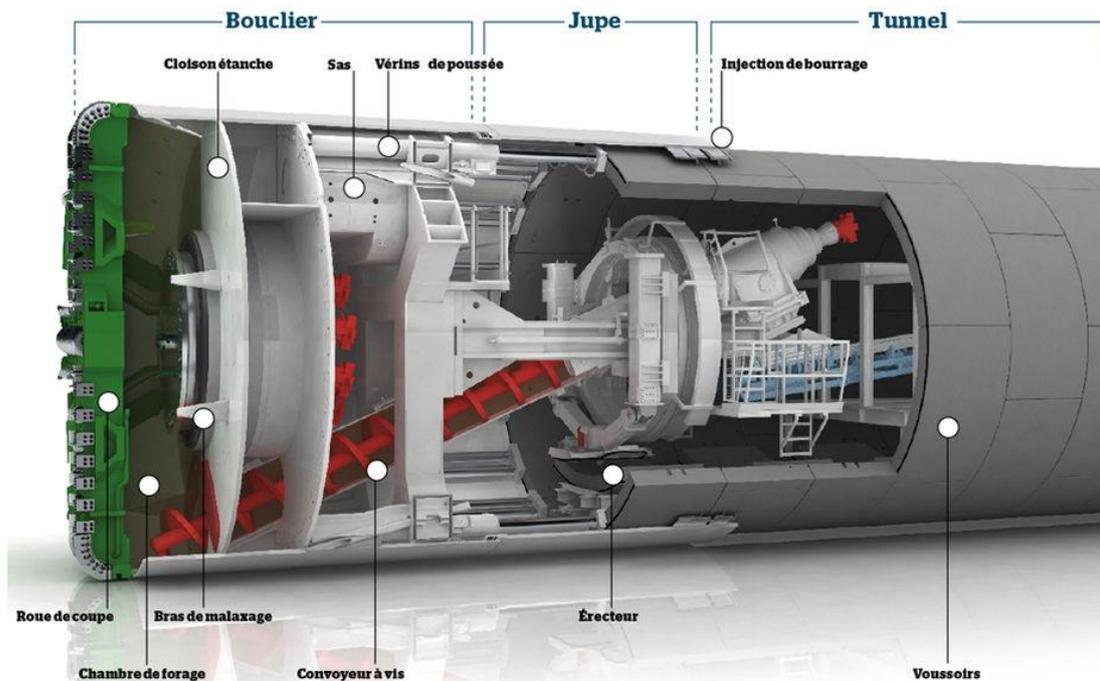


Figure II.2: Les constituants du Tunnelier.

II.6. Définition des classes d'excavation :

II.6.1. Classe d'excavation 1 :

Cette a résulté d'analyses préliminaires développées en considérant des paramètres de résistance « moyens » pour la couche TS, ainsi que l'occurrence de l'horizon de roche conglomératique au niveau de la section d'excavation, notamment dans la partie supérieure de la section en incluant spécifiquement la voute. Ce scénario est prévu dans la première moitié de tunnel à partir de l'attaque à l'intérieure du puits circulaire et est surtout le résultat de la présence de l'horizon de roche conglomératique.

CLASSE D'EXCAVATION (CE1)		
Domain d'application	Cette classe d'excavation résulte directement des calculs développés en considérant des paramètres « moyens » pour la couche TS et l'occurrence de l'horizon de roche conglomératique au niveau de la section d'excavation, notamment dans la partie supérieure de la section, en incluant spécifiquement la voute. Ce scénario est prévu dans la première moitié de tunnel à partir de l'attaque dans l'intérieur du puits circulaire. Nous admettons, dans ce scénario de présence de l'unité QM-C au niveau de la voute, la dispense de l'exécution de enfilages, ainsi que des boulons en fibre de verre dans le front de l'excavation. Néanmoins, il faut les exécuter dans l'attaque à partir du puits	
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 garantir la possibilité de changement pour la CE2 dans le cas de changement subite de la géologie et survenue des sables au niveau de la voute
Soutènement	Béton projeté C25/30	ép.=0,30m + 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 160 posés dans des plaques métalliques (200x200x16)
	Sécurité de front	Boulons en fibre de verre : L=12m exécutés après l'installation des cintres C1 et L=9.0m exécutés après l'installation des cintres C7 en garantissant un chevauchement minimal de 6.0m.
	Pré-support	-
	Drainage	Éventuel drainage du front avec des drains longitudinaux pour l'abaissement de la nappe phréatique ; collecte de l'eau affluent au front d'excavation par des puits de pompage
	Radier provisoire	Systématique ; ép.=0,20m avec des treillis soudées dans les deux faces du soutènement ; prévu d'exécuter par des tronçons de 2,0m en matérialisant une avancée maximale de soutènement sans radier de 3,0m
	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

Figure II.3:Description générale de la classe d'excavation CE1.

II.6.2.Classe d'excavation 2 et 3 :

Ces deux classes prévoient la présence de la couche de sables dans toute la section d'excavation, en exigeant ainsi l'exécution des enfilages et des traitements du front d'excavation. La distinction est faite par les caractéristiques « moyens » ou « favorables » des sables, dont l'effet se fait sentir surtout au niveau du moment de fermeture du radier, ça veut dire, de la distance au front d'excavation qu'on doit réaliser le radier. Le choix de la classe

d'excavation sera fait en fonction du comportement de l'excavation, dont les critères à suivre seront établis dans le projet d'excavation.

CLASSE D'EXCAVATION (CE2)		
Domain d'application	Cette classe d'excavation résulte directement des calculs préliminaires développés, en considérant des paramètres « moyens » pour la couche TS, laquelle intéressera toute la section en incluant la voute	
Excavation	Procède	Excavation soignée 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
Soutènement	Béton projeté C25/30	ép.=0,30m + 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 160 posés dans des plaques métalliques (200x200x16)
	Sécurité de front	Boulons en fibre de verre : L=12m exécutés après l'installation des cintres C1 et L=9.0m exécutés après l'installation des cintres C7 en garantissant un chevauchement minimal de 6.0m.
	Pré-support	Enfilages subhorizontaux de tubes métalliques systématiques (chevauchement de 3,0m): L=12,0 m exécutés à chaque avancée de 9,0m
	Drainage	Éventuel drainage du front avec des drains longitudinaux pour l'abaissement de la nappe phréatique ; collecte de l'eau affluent au front d'excavation par des puits de pompage
	Radier provisoire	Systématique ; ép.=0,20m avec des treillis soudées dans les deux faces du soutènement, exécuté par des tronçons de 2,0 en matérialisant une avancée maximale de soutènement sans radier de 3,0m
	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

Figure II.4:Description générale de la classe d'excavation CE2.

CLASSE D'EXCAVATION (CE3)		
Domain d'application	Cette classe d'excavation résulte directement des calculs préliminaires développés, en considérant des paramètres « favorables » pour la couche TS, laquelle intéressera toute la section en incluant la voute	
Excavation	Procède	Excavation soignée en section totale accompagnée par le monitoring
	Passe d'avancement	Avancements entre 1,0m (à évaluer par l'ATE)
	Notes	Géométrie tronconique pour accommoder la réalisation du pré-support
Soutènement	Béton projeté C25/30	ép.=0,30m + 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 160 posés dans des plaques métalliques (200x200x16)
	Sécurité de front	Boulons en fibre de verre : L=12m exécutés après l'installation des cintres C1 et L=9.0m exécutés après l'installation des cintres C7 en garantissant un chevauchement minimal de 6.0m.
	Pré-support	Enfilages subhorizontaux de tubes métalliques systématiques (chevauchement de 3,0m): L=12,0 m exécutés à chaque avancée de 9,0m
	Drainage	Éventuel drainage du front avec des drains longitudinaux pour l'abaissement de la nappe phréatique ; collecte de l'eau affluent au front d'excavation par des puits de pompage
	Radier provisoire	Systématique ; ép.=0,20m avec des treillis soudées dans les deux faces du soutènement, exécuté par des tronçons de 4,0 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

Figure II.5:Description générale de la classe d'excavation CE3.

II.6.3. Classe d'excavation 4 :

La dernière classe d'excavation résulte directement des calculs développés en considérant des paramètres « faibles » pour la couche TS, ceux prévus dans les Hypothèses Géotechniques, cette couche intéressant aussi toute la section. Cette classe exigera une excavation partielle de la section d'excavation et la réalisation d'un traitement du sol avec jet-grouting dans le contour de la section. L'adoption de cette classe d'excavation impliquera la liaison structurelle entre les piédroits et le radier. Cette classe d'excavation vise aussi la possibilité d'exécuter des traitements du front de taille en recourant au jet-grouting

CLASSE D'EXCAVATION (CE4)				
Domain d'application		Cette classe d'excavation résulte directement des calculs développés en considérant des paramètres faibles pour la couche TS, laquelle intéressera toute la section en incluant la voûte. Cette classe exige la parcellisation de la section d'excavation du rameau		
Demi-section supérieure	Excavation	Procède	Excavation soignée de la demi-section supérieure, accompagnée par le monitoring	
		Passe d'avancement	Avancements entre 0,8m et 1,0m (à évaluer par l'ATE)	
		Notes	Géométrie tronconique pour accommoder la réalisation du pré-support	
	Soutènement	Béton projeté C25/30	ép.=0,30m + 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 160 posés dans des plaques métalliques (200x200x16)	
		Sécurité de front	Boulons en fibre de verre : L=12m exécutés après l'installation des cintres C1 et L=9.0m exécutés après l'installation des cintres C7 en garantissant un chevauchement minimal de 6.0m. Les boulons en fibre de verre peuvent être remplacés par des colonnes en jet-grouting (voir Notes).	
		Pré-support	Traitement systématique avec une rangée de colonnes de jet-grouting dans le contour de la calotte en garantissant une amélioration des caractéristiques de résistance et de déformabilité des terrains sur la voûte. Ce traitement est radial et devra être exécuté dans le front d'excavation à chaque 9,0m (à étudier)	
		Drainage	Éventuel drainage du front avec des drains longitudinaux pour l'abaissement de la nappe phréatique ; collecte de l'eau affluant au front d'excavation par des puits de pompage	
		Radier provisoire	Systématique ; ép.=0,20m avec des treillis soudées dans les deux faces du soutènement, exécuté par des tronçons de 2,0m en matérialisant une avancée maximale de soutènement sans radier de 3,0m	
Stross	Excavation	Procède	Excavation soignée, accompagnée par le monitoring, en avançant, le cas échéant, avec des banquettes latérales, avec l'étalement immédiat des cintres de la demi-section supérieure	
		Passe d'avancement	Avancements entre 0,8m et 1,0m (à évaluer par l'ATE)	
	Soutènement	Béton projeté C25/30	ép.=0,30m + 0,03m de béton d'égalisation (piédroits)	
		Armature	Treillis soudées dans la face extérieure et intérieure du soutènement (fonctionnement dans le plan de la section)	
		Cintres	Profils métalliques HEB 160 posés dans des plaques métalliques (200x200x16)	

Figure II.6:Description générale de la classe d'excavation CE4.

Remarque : dans ce projet on a une seule classe d'excavation au niveau de sondage qui nous allons adapter « SC05 » avec voûte parapluie dans la calotte et des boulons de vert pour stabiliser le front d'excavation.

II.7 Vérification de la stabilité du front de taille :

La stabilité du front de taille dans un tunnel peu profond peut être étudiée par plusieurs méthodes comme la méthode de Bierbäumer (Sczéchy, 1966), la méthode d'Anagnostou et Kovári (1994, 1996) et la méthode de l'équilibre limite LEM (Oreste, 2013). Dans le présent travail, la méthode de l'équilibre limite LEM (Limite Equilibrium Method) sera utilisée pour vérifier la stabilité de front de taille.

II.7.1. Facteur de charge :

Selon Peck (1969) pour les matériaux cohésifs (argile) ou les matériaux ayant une cohésion ou une cimentation suffisante pour échantillonner et tester la résistance à la compression non confinée, une expression du comportement du sol dans les tunnels peut être estimée :

$$N = \frac{P_V - P_a}{S_U} \quad (\text{II.10})$$

Où N_t est le facteur de charge, P_Z la pression verticale sur le tunnel, P_a une pression de confinement (si elle a lieu) et S_u la résistance à la compression. La stabilité du tunnel peut être estimée approximativement comme indiqué dans le Tableau au dessous.

Tableau 1: Facteur de charge N_t (Peck, 1969).

Stability Factor, N_t	Tunnel Behavior
1	Stable
2-3	Small creep
4-5	Creeping, usually slow enough to permit tunneling
6	May produce general shear failure. Clay likely to invade tail space too quickly to handle

II.8 Tassements en surface :

La prédiction des tassements en surface étant un élément clé lors de l'exécution

des travaux souterrains en site urbain, Les recommandations de l'AFTES (1995) relatives aux tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain tentent de fournir un éclairage global.

Les tassements de surface résultent d'un double mécanisme d'interaction sol-structure: l'interaction entre le tunnel et le massif, d'une part, et l'interaction entre le massif et la structure environnante, d'autre part (Magnan et Serratrice, 2002).

L'allure des tassements se présente généralement sous la forme d'une cuvette tridimensionnelle (figure II.13) qui suit une loi normale de Gauss. Elle est caractérisée par le tassement maximal à l'axe du tunnel (S_{max}) et la distance du point d'inflexion de la courbe (i) au plan médian de l'ouvrage.

Les tassements en surface sont symétriques par rapport à l'axe du tunnel. Ceci a été décrit pour la première fois par Martos (1958), plus tard d'autres auteurs tels que Peck (1969), Schmidt (1969) Cording (1975), Attewell (1977), Clough (1981), O'Reilly(1982), Rankin (1988) ont confirmé ce résultat en se basant sur des études statistiques sur un grand nombre de cas réels.

L'étendue de la cuvette dépend principalement de la nature de sol, du diamètre du tunnel et de sa proximité de la surface. La cuvette des tassements de surface peut s'étendre latéralement

jusqu'à 1,5 fois la couverture du terrain dans le cas des argiles, tandis que dans le cas des sables, l'étendu des tassements est moins importante.

Les mesures in situ montrent que les tassements observés en surface ne représentent qu'une partie des déplacements verticaux induits dans le massif en profondeur (Cording et Hansmire, 1977; Ward et Pender, 1981; Attewell et Farmer, 1977 ; Dolzhenko, 2002).

Dans le cas des sols argileux, la cuvette de tassement évolue dans le temps ; ce phénomène peu notamment résulter de la consolidation du sol (Atwa et al, 2000).

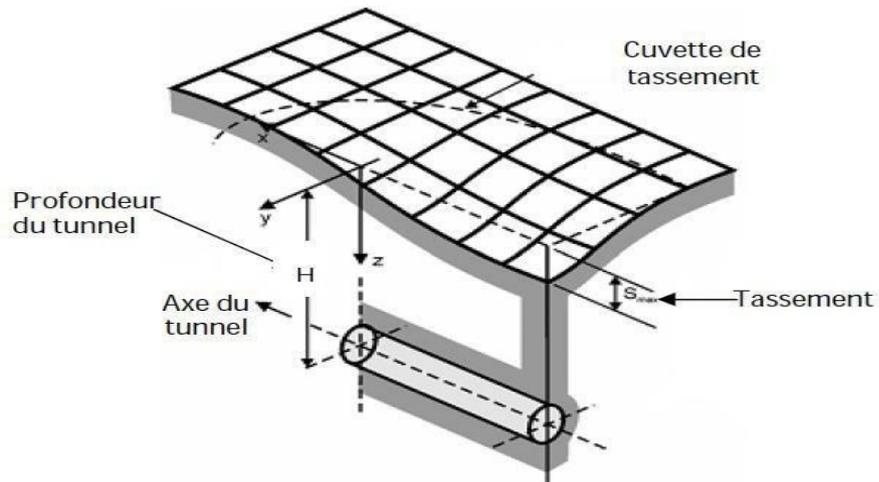


Figure II.7: cuvette de tassement tridimensionnelle (Leblais et al. [1995]).

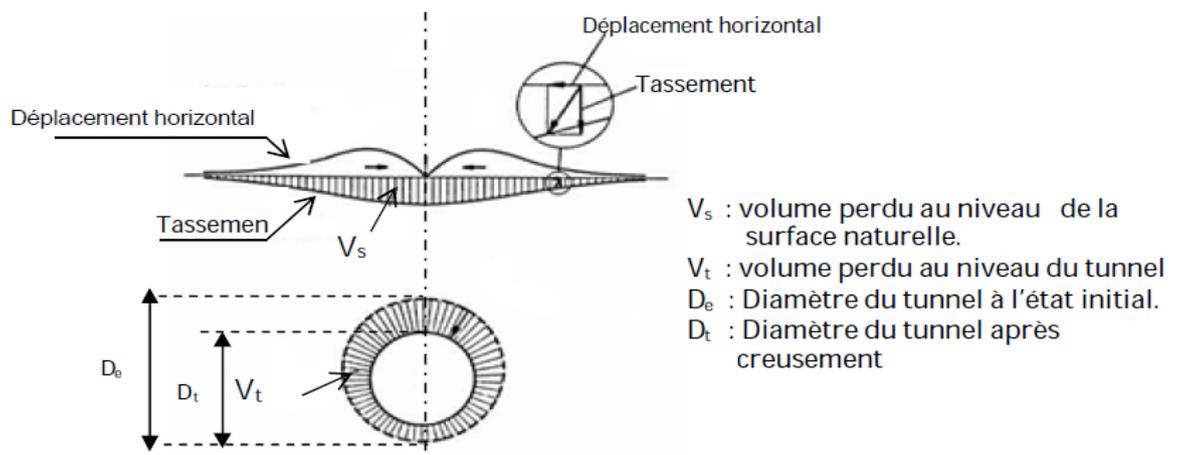


Figure II.8: Mouvements de sol consécutifs à une perte de volume (Uriel [1989]).

La cuvette de tassement est caractérisée par la formulation analytique décrite sous la forme d'une courbe de Gauss. (Peck, 1969) :

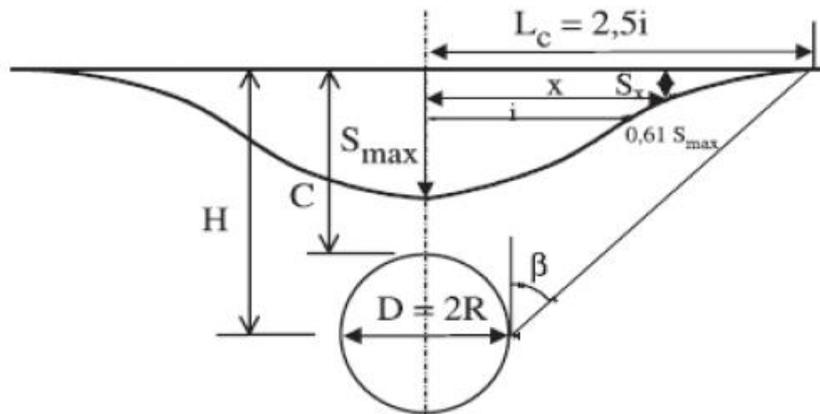


Figure II.9: Profil gaussien de la cuvette de tassement.

Où:

x : représente la distance horizontale au centre de la cuvette.

$S_v(x)$: tassement vertical à l'abscisse x .

S_{max} : tassement maximum en surface.

i : représente le paramètre caractéristique de l'étendu de la cuvette (point d'inflexion).

H : profondeur de l'axe du tunnel.

R : rayon du tunnel

La formule donne le tassement final produit loin en arrière du front de taille. Elle ramène l'estimation des tassements à celle de deux paramètres scalaires seulement : le tassement maximum S_{max} sur l'axe d'une part, et le paramètre i , qui donne la "largeur" de la cuvette.

Cette courbe possède les caractéristiques suivantes :

- Son Point d'inflexion pour $x=i$ $S(i) = 0,606 S_{max}$
- Sa courbure maximale pour $x = S(i) = 0,223 S_{max}$
- Sa demi-largeur $L_c = 2,5 i$

D'après la formule de Peck (1969), le tassement maximale S_{max} à la surface de sol, peut être déterminé :

$$V_s = (2 \pi)^{1/2} \times i \times S_{max} = 2,5 \times i \times S_{max} \quad (\text{II.26})$$

$$\text{D'où } S_{max} = \frac{V_s}{2,5i} \quad (\text{II.27})$$

V_s : volume de la cuvette de tassement ;

i : distance du point d'inflexion par rapport à l'axe de la cuvette ;

S_{max} : tassement maximal.

Le point d'inflexion i est déduit à partir de l'abaque Peck (1969) selon la nature du

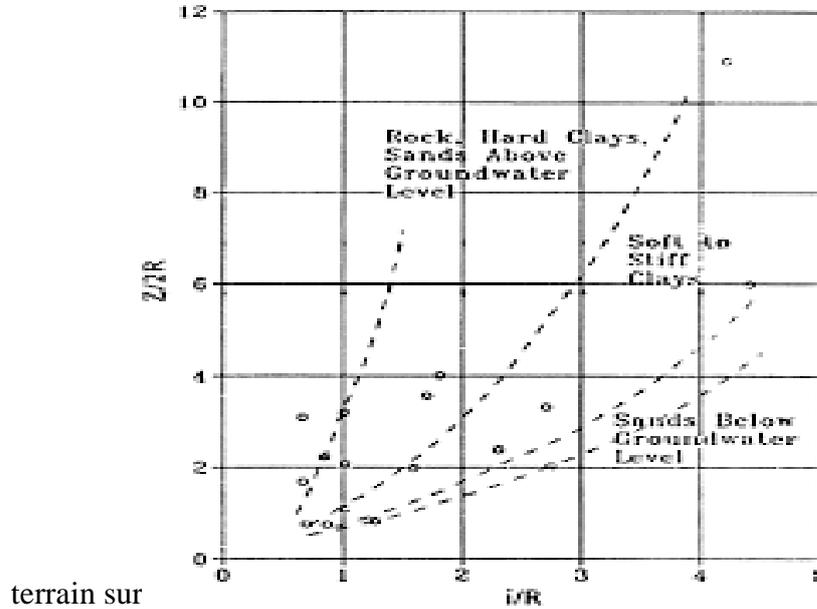


Figure II.10: Abaque permettant d'évaluer la largeur du creux de tassement (Peck, 1969).

Tableau II.2: Volume du terrain perdu en fonction de la qualité du creusement pratiqué.

Case	V_L %
Good practice in firm ground • Applies to better soils and excellent ground control	0.5
Good practice in slowly raveling ground • Considered good ground	1.5
Fair practice in fast raveling ground • More shield and tail loss	2.5
Poor practice in cohesive running ground • Yet more shield loss • Tail void mostly unfilled by grouting and/or support expansion of the initial supports	4.0 or more

III.9 Monitoring et système de surveillance :

Le programme de monitoring et de suivi topographique définissant des critères d'alerte et d'alarme est obligatoire pour éviter les dommages probables tels que : fissuration, tassement, différentiel.

Le programme de monitoring et suivi topographique est prévu pour chaque section du projet Métro d'Alger. Pour débuter les travaux, il est nécessaire que :

- Le programme d'instrumentation et de monitoring de l'ouvrage spécifié soit approuvé
- Les instruments de mesures soient mis en place
- Les lectures débutent à une fréquence hebdomadaire

Le programme de monitoring et suivi topographique comprend :

- Suivi du tassement en surface tout le long du tracé par mesures topographiques
- Suivi de la convergence, divergence et tassement dans le tunnel, caverne et rameau par mesures topographiques
- Suivi de la déformation aux ouvrages ouverts par mesures topographiques.
- Suivi de la force effective des tirants d'ancrage dans les ouvrages ouverts par des cellules de pression.
- Suivi des déformations sur les immeubles tout le long du tracé et surtout dans la zone d'influence.
- Suivi piézométrique du changement de la nappe phréatique.
- Suivi inclinométrique, pour vérifier la déformation du sous sol
- Suivi de fissuration, pour vérifier l'évolution des fissures existantes, ou apparues après exécution des travaux, sur les constructions situées dans la zone d'influence.
- Suivi des vibrations dans les bâtiments dans la zone d'influence, concernée par les travaux exécutés.

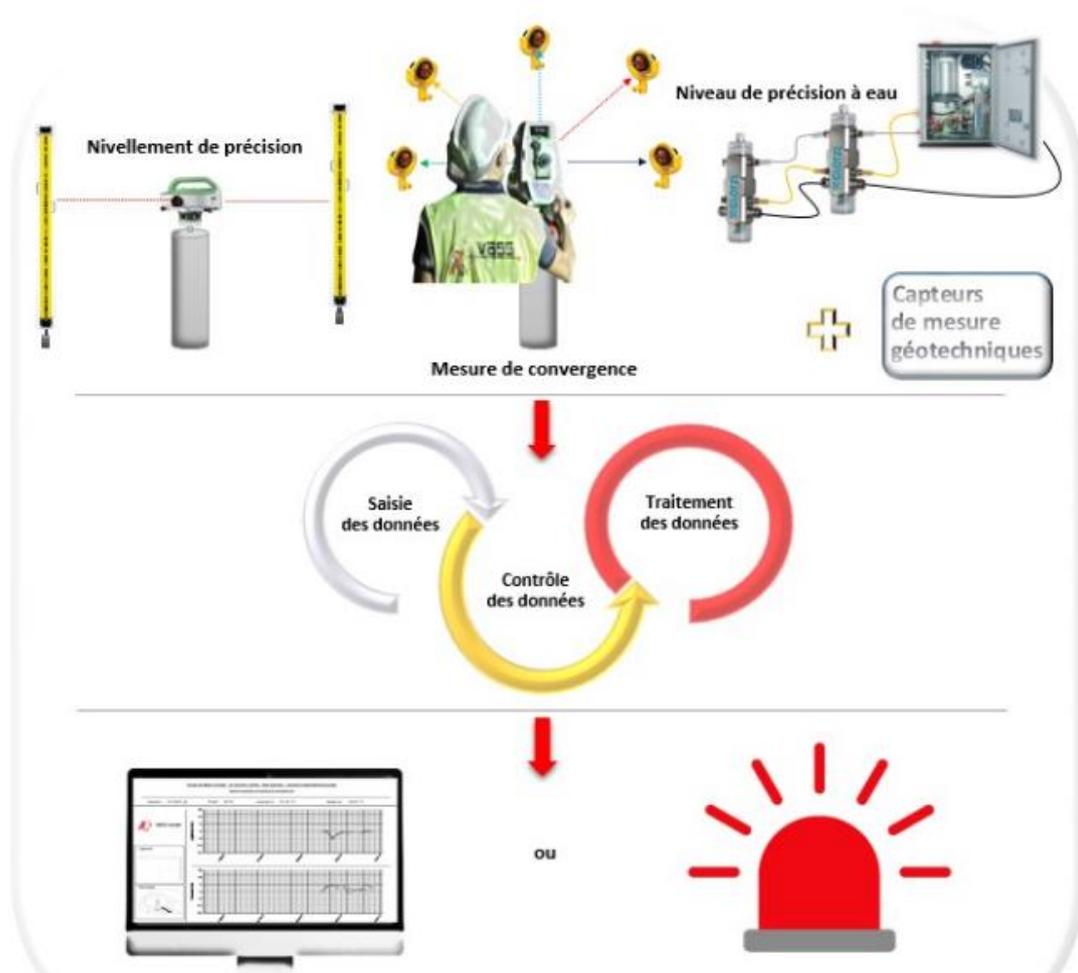


Figure II.11: Quelques services dans le domaine du monitoring.

a) Critères d'alerte et d'alarme :

Les critères d'alerte et d'alarme sont déterminés d'après les calculs de chaque ouvrage ou tronçon de rameau à exécuter et conformément à l'ordre de la déformabilité des conduits que sera indiqué par le concessionnaire (SEAL, Sonal gaz)

La détermination des critères d'alerte et d'alarme est liée au cas qui sert de référence pour les calculs il est spécifiques selon l'environnement de chaque ouvrage

II.10 Soutènements :

Pour assurer la sécurité du chantier contre les éboulements lors des travaux souterrains, le recours à l'utilisation d'un soutènement provisoire qui s'écoule entre le début de l'excavation et la mise en place du soutènement définitif, afin de palier aux problèmes causés par la décompression du terrain, qui permet d'assurer la stabilité des parois, mais participe

aussi à la stabilité définitive de l'ouvrage en réduisant les efforts supportés par le revêtement. On peut monter le tunnel.

distinguer trois classes principales de soutènement suivant leur mode d'action par rapport au terrain ce sont :

- **Le soutènement agissant par confinement**

Le soutènement développe le long des parois une contrainte radiale de confinement généralement faible, c'est le terrain qui joue le rôle essentiel. Il y a généralement deux types : Béton projeté seul, Béton projeté associé à des cintres légers.

- **Le soutènement agissant à la fois par confinement et comme armatures**

Il s'agit du boulonnage sous ses diverses formes, qu'il soit ou non associé au béton projeté, aux cintres légers, il y a principalement deux modes : Boulons à ancrage ponctuel, et boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier).

- **Le soutènement agissant comme supports**

C'est le soutènement seul qui doit résister aux différents efforts, dans le cas où le terrain a des caractéristiques géo-mécaniques faibles. Les composantes de soutènement sont comme suit :

- ❖ Cintres (lourds ou légers).
- ❖ Plaquettes métalliques assemblées.
- ❖ Voussoirs en béton.
- ❖ Tubes perforés (voûte parapluie).

II.11 Les différents types de soutènements :

Le choix du soutènement est lié aux exigences du terrain et à la fonction de protection du personnel puis de celui des usagers. Selon leur mode de fonctionnement, les soutènements sont généralement classés en quatre catégories principales :

- Le béton projeté.
- Les cintres.
- Les voussoirs préfabriqués.

II.11.1 Le béton projeté :

Le béton projeté est un béton propulsé sur un support sous forme de jet, il est utilisé comme soutènement dans les tunnels car il apporte un confinement immédiat, il est également utilisé en technique de réparation.

Le béton projeté de soutènement peut remplir plusieurs rôles en fonction des propriétés mécaniques du terrain et de la profondeur de l'ouvrage.

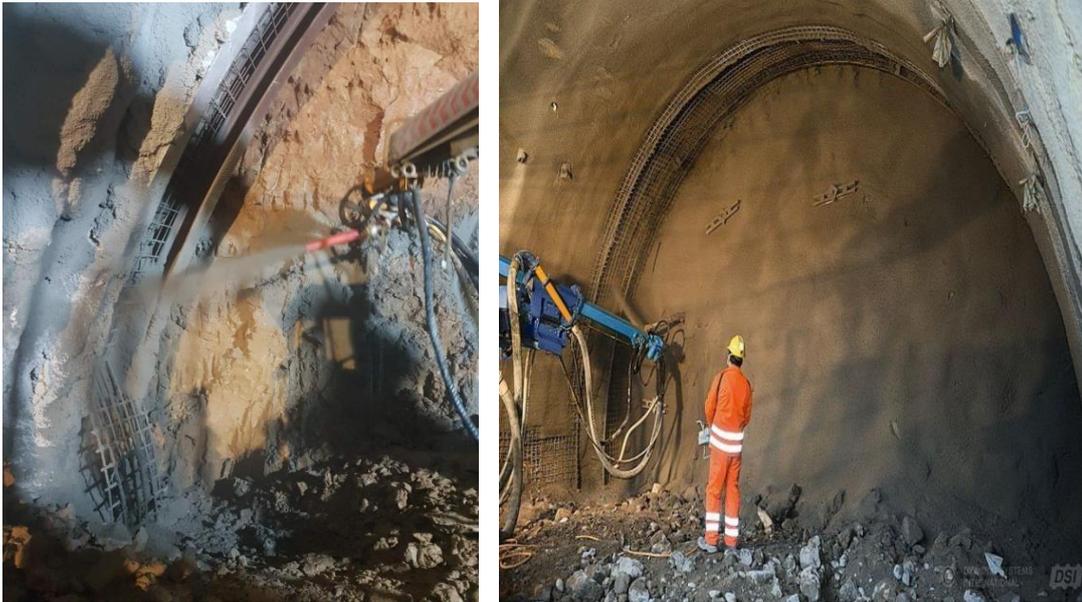


Figure II. 12: Mise en place du béton projeté.

II.11.2. Les cintres métalliques :

Ce sont des profilés métalliques normalisés (IPE, HEA, HEB, etc.) cintrés selon la géométrie du tunnel et qui servent à soutenir le terrain. Le plus proche possible du front, on vient placer un soutènement, en attendant le revêtement. Il est de plus en plus prévu pour participer à la reprise des efforts du terrain à long terme, parfois il peut même rester le seul chemisage du tunnel après son achèvement lorsque la configuration hydrogéologique le permet. Il a un rôle de protection et de sécurité pour le personnel travaillant sous terre (chutes de petits blocs), de supportage pour assurer la stabilité des gros blocs et de confinement pour limiter la convergence du terrain. L'espace non-soutenu durant le travail au front s'appelle le décaou. Selon la qualité du terrain, le décaou peut aller de quelques décimètres à plusieurs mètres.

Il existe plusieurs types de cintres on en citera trois :

➤ **Les cintres lourds:** généralement de type HEB, en raison de leur inertie, ils sont capables dans la majorité des cas, de ralentir et de limiter les déformations du terrain encaissant, toutefois ils peuvent être sujets à des ruptures brutales si les pressions exercées dépassent leur capacité de résistance.

Tableau II.3: Exemples de profilés des cintres métalliques selon le diamètre du tunnel.

Profilé (poids)	Diamètre de tunnel (m)
HEB 120 (34 kg/m)	2.5 a 5
HEB 140 (43.1kg/m)	4 a 8
HEB 180 (65.3kg/m)	7 a 10
HEB 220 (71.5kg/m)	9 a 12

➤ **Les cintres coulissants:** les éléments d'un même cintre sont assemblés de manière à permettre le coulisement contrôlé des profils métalliques l'un par rapport à l'autre. Le coulisement se produit lorsque les efforts normaux dépassent la résistance du cintre ce qui permet une petite expansion du terrain et donc une réduction de l'effort supporté par le cintre.

➤ **Les cintres réticulés:** ce type de cintres ne fonctionne que noyer dans du béton projeté.

II.11.3.Voussoirs préfabriqués :

Un voussoir est une écaille de béton armé qui est préfabriquée et prête à poser par un assemblage précis, plusieurs voussoirs forment un anneau. Les voussoirs sont mis en place par anneaux cylindriques successifs et servent d'appui longitudinal pour la progression du boulier au moyen de vérins hydrauliques dont les patins reposent sur la face avant du dernier anneau posé. Il existe bien entendu de nombreux types de voussoirs, en béton que l'on peut classer en deux catégories principales : Les voussoirs alvéolaires qui comportent des nervures longitudinales et transversales au travers lesquelles il est possible d'enfiler des boulons qui permettant l'assemblage et la transmission de certains efforts de flexion d'un voussoir à l'autre.

Ces voussoirs, directement dérivés des voussoirs métalliques, présentent toutefois

l'inconvénient, à inertie égale, d'un plus fort encombrement que les voussoirs pleins, donc nécessitent un volume d'excavation plus important. Les voussoirs pleins qui sont des éléments de coques d'épaisseur constante et qui peuvent par exemple, être articulés les uns sur les autres le long de leurs faces latérales courbes.



Figure II.13:Exemple des voussoirs préfabriqué.

II.12. Pré- Soutènement :

Le pré-soutènement consiste donc à créer une structure qui joue un rôle de soutènement en avant du front de taille, il contribue à préserver l'intégrité du terrain se trouvant au tour du front de taille.

On utilise généralement le pré-soutènement dans les terrains peu résistants, dans des terrains à déformabilité importante (pour limiter les tassements), et dans des cas particuliers comme démarrage du creusement, et passage de zones broyées ou défailles, reprise d'éboulement. il existe 4 types de pré-soutènement :

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

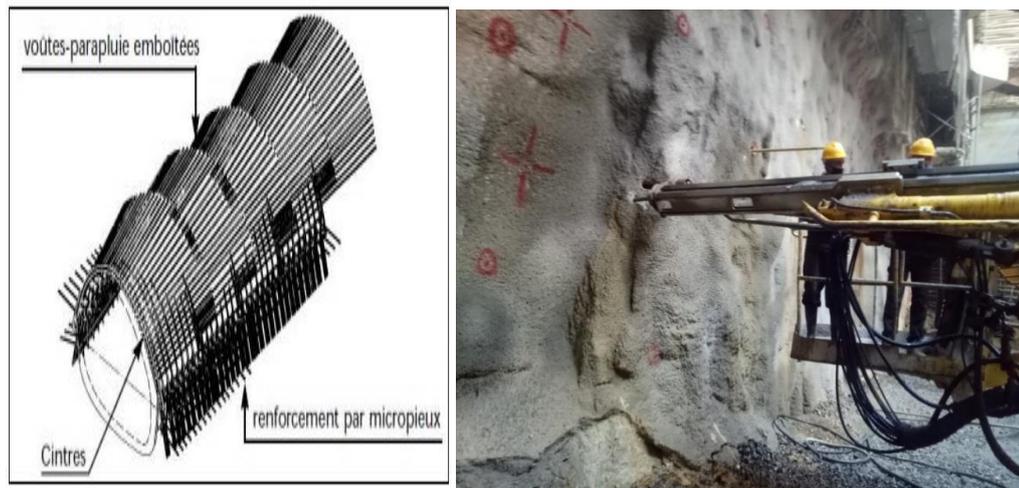


Figure II.14:profil-type de pré soutènement avec voûte-parapluie constituée de tubes métalliques.

II.12.1.Soutènement par les boulons :

Le boulonnage est une technique de soutènement qui s'est développée d'abord dans le secteur minier avant de se propager dans le domaine. Nous pouvons en distinguer trois catégories :

➤ **les boulons à ancrage ponctuel** : consiste à relier le plan de la surface excavée à un point profond. Ils sont fixés au rocher à leur extrémité par une coquille qui s'écarte lorsqu'on visse la tige. Sur la paroi, on visse l'écrou du boulon sur une plaquette. On privilégiera ces boulons pour les roches dures. ils permettent mise en œuvre rapide ainsi que son efficacité immédiate et la pression de confinement appliquée est connue.

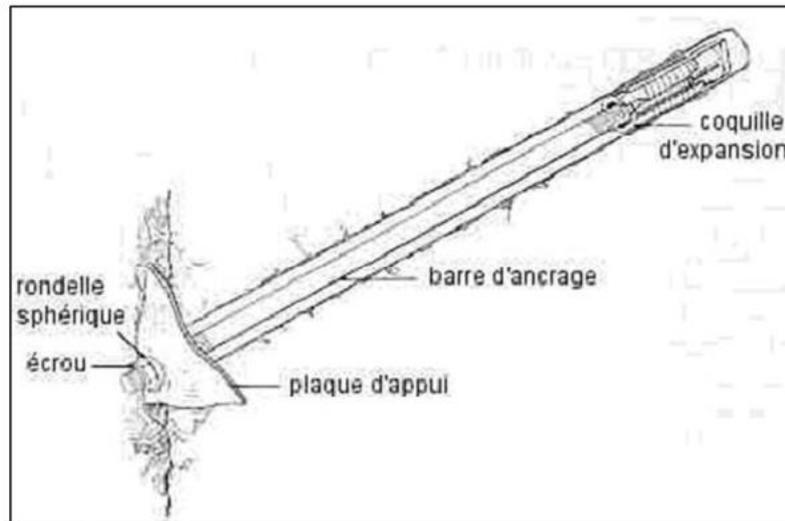


Figure II.15: Boulon à ancrage ponctuel.

➤ **Les boulons à ancrage réparti** : consiste sceller des barres métallique sur toute leur longueur dans le trou d'ancrage. On cite les trois types :

- Boulons scellement à la résine.
- Boulons scellement au mortier.
- Boulons scellement au coulis.

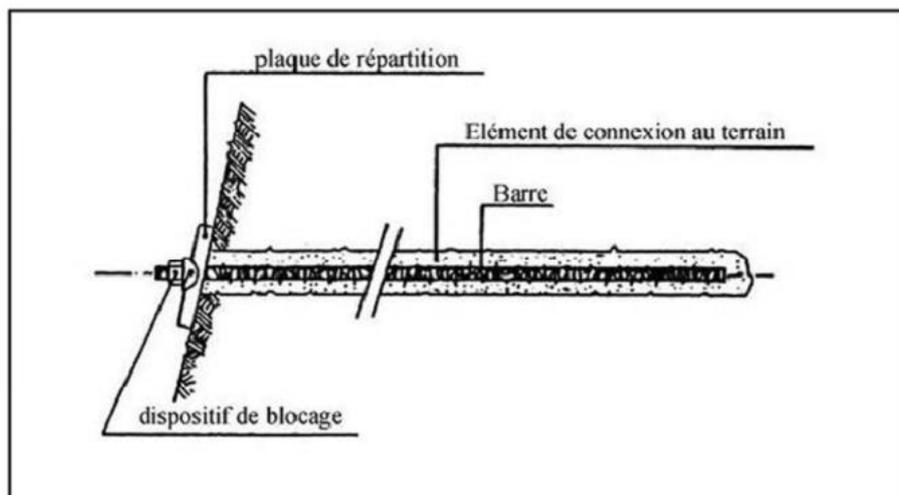


Figure II.16: Boulon à ancrage réparti.

➤ **Les boulons en fibre de verre**: sont utilisées dans les tunnels creusés au traditionnel, dans le but de renforcer le front de taille et éviter ainsi l'extrusion du noyau lors de l'excavation.



Figure II.17:Exemple de renforcement de sol par les boulons des fibres de verre.

Les boulons fibre de verre peuvent être en barre ronde pleine, en barre ronde creuse, tubulaires, en barres plate à section rectangulaire et en barre à section Y.

La technique consiste à insérer des chevilles de fibre de verre sous-horizontales dans le noyau en avant de la face de l'excavation. Ces chevilles sont reliées de manière continue au terrain environnant par injection de mortier dans les forages.

II.13. Choix et calcul de soutènement :

Les méthodes utilisées pour le choix d'un type de soutènement sont : la méthode de Barton (1974), la méthode de Bieniawski (1972, 1974), et les recommandations de l'AFTES (Association Française de tunnel et Espace souterrain, 1976). Etant donné que les deux premières méthodes, celles de Barton et de Bieniawski, sont exclusivement réservées aux terrains rocheux, on utilise par conséquent, les recommandations de l'AFTES qui considèrent aussi bien les terrains rocheux que les sols.

Plutôt que d'attribuer au massif une "note" globale déterminant les conditions de creusement d'un ouvrage, comme c'est le cas des méthodes de Bieniawski et Barton, l'AFTES précise clairement les divers facteurs qui sont pris en compte lors de la conception d'un projet souterrain dans un massif de terrain comme les conditions géologiques générales, les conditions hydrogéologiques, les discontinuités (dans le cas de massif rocheux), les caractéristiques mécaniques du terrain, les contraintes naturelles, la hauteur de couverture de l'ouvrage et la déformabilité du massif.

En plus de ces critères relatifs au massif de terrain, l'AFTES prend en considération les critères relatifs à l'ouvrage et à son mode d'exécution et les critères relatifs à l'environnement.

Les recommandations de l'AFTES sont présentées sous forme des tableaux, dans chaque tableau, il est proposé les types de soutènement les plus favorables et les plus défavorables.

Tableau II.4: Choix du type du soutènement en fonction du comportement mécanique de massif.

comportement mécanique	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoir		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	procédés spéciaux		
			Ancrage ponctuel	Ancrage reparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaques métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
R1	•		•		×			×	×	×	×		×	×
R2a	•		•		×			×	×	×	×		×	×
R2b		•	•	•	×			×	×	×	×		×	×
R3a		•	•	•	×		•	×	×	×	×		×	
R3b		•		•	×		•		×	×	×			
R4	×	•	×			•	•							
R5a	×	•	×			•	•	•						
R5b	×		×	×		•	•	•	•	•	•	•		
R6a	×	×	×	×	×	Ent	Ent	Ent	Bcl		•	•		
R6b	×	×	×	×	×	Ent, Bll	Ent, Bll	Ent, Bll	Bcl, Bll, Bll	Bll	•	•		•

II.14. Dimensionnement du soutènement :

La méthode convergence-confinement est développée depuis les années 1970

(Panet, 1995), elle permet de mettre en évidence l'interaction entre un massif excavé et son soutènement. Les hypothèses de la méthode sont :

- Galerie de forme circulaire ;
- Contraintes géostatiques et comportement mécanique isotropes (symétrie de révolution de ces conditions autour de la galerie).

Cette méthode tient compte cependant de facteurs très importants relatifs à l'équilibre final du complexe terrain-soutènement, à savoir la déformabilité du terrain, la raideur du soutènement et la déformation que le terrain a déjà atteinte lors de la mise en place du soutènement.

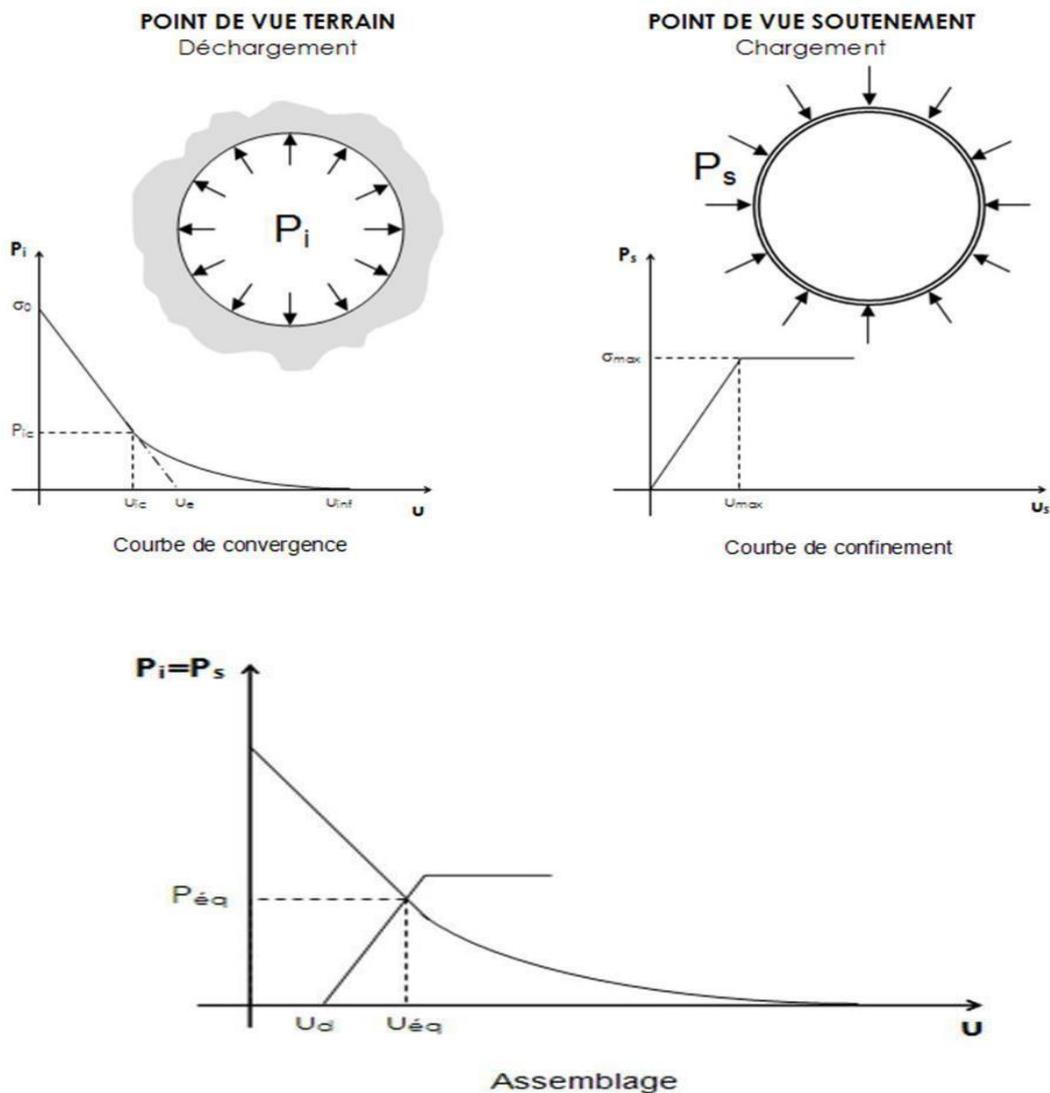


Figure II.17: Exemple de la Courbes de convergence du terrain et confinement du soutènement.

- La méthode consiste à tracer la courbe de convergence du terrain et la courbe de confinement du soutènement dans le même graphique. La figure II.17 représente les courbes de convergence de terrain, de confinement du soutènement et leur assemblage dans le même graphique. Le point d'intersection de la courbe de confinement et la courbe de convergence représente l'équilibre terrain-soutènement, ce qui nous permet de déterminer la pression subie par le soutènement ainsi que le déplacement atteint par le terrain à l'équilibre. **tracé de la courbe de convergence du terrain :**

l'expression qui relie la variation de la pression radiale p a celle du déplacement u_e la paroi du tunnel est :

$$\Delta P = \frac{k}{R} \Delta u \quad (\text{II.11})$$

Avec : R : rayon de l'excavation et k raideur du terrain donne par :

$$k = \frac{E}{1 + \nu} = 2G$$

Le taux de dé confinement du terrain s'écrit :

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P}{\sigma_0}$$

σ_0 : Contrainte initiale isotrope dans le terrain.

P : pression du soutènement correspondant au point considéré de la courbe caractéristique du terrain.

Si et seulement si le comportement du terrain est élastique, le déplacement de la paroi est lié au taux de dé confinement par la relation $U = \lambda U_e$

U_e : étant le déplacement élastique de la paroi pour $P = 0$

a) Domaine élastique linéaire :

si $\sigma_0 < \frac{R_c}{2}$ avec $R_c = \frac{2C - \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$ résistance a la compression simple du terrain.

courbe caractéristique est une droite qui coupe l'axe de déplacement en un point d'abscisse $Ue = \frac{1+\nu}{E} \sigma_0 \cdot R$ et l'axe de pression en un point d'ordonnée σ_0

b) Zone en état limite de rupture :

Si $\sigma_0 > \frac{R}{2}$ à partir d'une certaine valeur de la pression ($P = P_a$), il se développe autour de la cavité une zone circulaire en étant limite de rupture plastique de rayon (r_p). Lorsque p diminue, (r_p) augmente. en considérant le critère de rupteur de mohr-coulomb nous avons :

$$P_a = \sigma_0(1 - \sin \varphi) - (c \times \cos \varphi)$$

Le déplacement de la paroi a l'apparition de la rupture (limite de comportement élastique) :

$$U_a = \lambda_a \cdot U_e \quad \text{avec} \quad U_e = \frac{1+\nu}{E} \cdot \sigma_0 \cdot R$$

U_e : Déplacement radial élastique du soutènement.

R : Rayon de tunnel.

E : Module d'élasticité.

ν : Coefficient de poisson.

:

c) Domaine élasto-plastique parfait :

Plusieurs formules ont été données pour tracer la courbe caractéristique du terrain après qu'une zone en état limite de rupture se formée autour de l'excavation.

$$U(\lambda) = \frac{1 + \nu}{E} \cdot \lambda_a \times \sigma_0 \frac{1}{\alpha + 1} \left[2 \times \left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^{\alpha+1} + \alpha - 1 \right] R$$

$$\text{Avec : } \frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{K_p+1} \frac{(K_p-1)\sigma_0+R_c}{(1-\lambda)(K_p-1)\sigma_0+R_c} \right]^{\frac{1}{K_p-1}}$$

Le taux de dé confinement du terrain en comportement élastique à une distance 'x' du front de taille est donné par la formule (Panet ,1995) :

$$\lambda(x) = 1 - 0.75 \left[\frac{1}{1 + \frac{4x}{3R}} \right]^2$$

La détermination de cette convergence permettra la définition de la position relative des courbes caractéristiques du soutènement et du terrain dont dépendra l'équilibre final .

Tracé de la courbe de confinement du soutènement :

Le soutènement aura pour Rôle d'appliquer la contrainte de confinement sur les parois de l'excavation. Cette pression de confinement s'établira au fur et à mesure que la convergence s'effectuera et que les terrains prendront appui sur le soutènement.

$$P_s = \frac{K_s}{R} U$$

U : déplacement radial du soutènement.

R : rayon de l'excavation.

Ks : la raideur du soutènement.

P : pression sur le soutènement.

Tableau II.5: Expression de la raideur et de la pression maximale pour chaque type de soutènement (Bouvard et al 1995).

		Raideur	Pression maximale
Béton coffré ou Béton projeté	Revêtement mince	$K_b = \frac{E_b \cdot e}{(1 - \nu_b^2)R} \approx \frac{E_b \cdot e}{R}$	$P_{max} = \frac{\sigma_b \max \cdot e}{R}$
	Revêtement épais	$K_b = \frac{E_b (R^2 - R_t^2)}{(1 - \nu_b)[(1 - 2\nu_b)R^2 + R_t^2]}$	$P_{max} = \frac{R^2 - R_t^2}{R^2 + R_t^2} \sigma_b \max$
Cintres calés à la paroi		$K_c = \frac{E_a \cdot S}{e \cdot R}$	$P_{c \max} = \frac{S \cdot \sigma_a}{R \cdot e}$
Boulons à ancrage ponctuel		$\frac{1}{K_s} = \frac{e_c \cdot e_l}{R} \left[\frac{4 \cdot l}{\pi \cdot d^2 E_a} + Q \right]$ Rigidité d'un ensemble de boulons	$P_{s \max} = \frac{T_{br}}{e_c \cdot e_l}$

II.15. Revêtement définitive :

Le revêtement définitif est placé une fois que l'excavation a déjà été stabilisée par le soutènement provisoire. Il est en général résistant à la charge à long terme. De cette manière, la fonction structurelle du revêtement se limite à offrir une marge de sécurité additionnelle à l'ouvrage. Le revêtement délimite la section utile intrados offrant les fonctionnalités demandées par l'emploi de l'ouvrage. Il matérialise le caractère définitif et durable de l'ouvrage vis-à-vis des exigences à respecter pour que l'ouvrage soit stable et apte à l'usage auquel il est destiné. Le revêtement reste visible de l'intérieur du tunnel, dont il masque l'étanchéité et le soutènement provisoires. Le revêtement peut aussi recevoir un habillage pour satisfaire à certaines exigences liées à l'aspect ou à l'environnement. Les fonctions ou le rôle que sera amené à assumer le revêtement d'assurer :

- ❖ la tenue du tunnel à long terme,
- ❖ la résistance à la pression hydrostatique,

- ❖ la protection de l'étanchéité,
- ❖ la protection du système de drainage et le confort en service.

a) Types de revêtement :

Revêtement en béton projeté.

Revêtement en béton coffré armé.

Revêtement en béton coffré non armé.



II.16.Conclusion :

Nous avons présenté une synthèse globale sur l'étude d'ouvrage souterraine en générale et un tunnel de cas spéciale.

Il existe plusieurs méthodes d'exécution des tunnels, mais le choix de la méthode la plus adéquate dépend de plusieurs paramètres, vu dans ce chapitre.

Donc pour un bonne étude et pour la réussite de l'exécution de projet comme ingénieurs en géotechnique nous somme obliges a compter sur les étapes précédentes afin de réaliser la sécurité et l'économie en toute précision.

III.1.Introduction :

Pour une bonne étude du terrain le long du tracé d'un ouvrage est nécessaire .donc on va étudier le comportement du sol a partir d'une recherche géologique et hydrogéologique et les conditions géotechnique qui ils sont joues un rôle très important dans un développement d'un projet d'exécution du rameau de connexion entre le puits de ventilation et le tunnel .

La connaissance de ces conditions, permet d'éviter l'imprévision de certains problèmes qui peuvent bloquer les travaux plusieurs mois et mettre en danger la sécurité du chantier, voir même nuire la faisabilité de l'ouvrage tels que la traversée d'un accident géologique avec venue d'eau sous forte pression.

III.2.Reconnaisances géologiques, hydrogéologiques :

Les reconnaissances et les études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques doivent fournir au concepteur du tunnel toutes les informations nécessaires, telles que :

- Pour les reconnaissances géologiques : La géologie régionale, histoire géologique et tectonique du massif, la description des terrains rencontrés selon leur nature pétrographique et minéralogique, leur qualité et leur discontinuité.
- Pour les reconnaissances hydrogéologiques : Les informations aquifères et les terrains imperméables, la nature des venues d'eau possibles le long du tracé, leur charge, leur débit, la composition chimique et minéralogique des eaux.
- Pour les reconnaissances géotechniques : la description des terrains traversés, leur état de contraintes in situ, la prévision de leur comportement pendant l'exécution puis l'exploitation de l'ouvrage.

Les reconnaissances et études hydrogéologiques doivent être effectuées en même temps que les reconnaissances et études géologiques, qui seront complétées par les reconnaissances et études géotechniques. Ces informations doivent permettre, de définir les méthodes d'exécution, le dimensionnement des ouvrages, les précautions particulières ou les traitements spéciaux à envisager pendant la construction.

III.3.Morphologie régionale :

La région d'Alger se trouve dans le contexte géodynamique méditerranéen résultant de l'affrontement entre les deux plaques tectonique Eurasienne et Africaine, par conséquent, il est l'une des régions où les déformations sont les plus actives.

L'Atlas tellien est constitué par un relief montagneux important. Il se caractérise par une grande complexité géologique longeant le littoral méditerranéen. Il est le résultat d'une longue histoire géodynamique

La zone d'étude dans laquelle se trouve la ville d'Alger (capitale) est son extension dans toutes les directions représente l'agglomération la plus peuplée du pays avec plus de 5 millions d'habitants. Elle est située sur l'anticlinal du sahel et au nord du bassin sédimentaire subsident de la Mitidja

Cette zone fait partie du tell, représente le segment central de la chaîne tellienne. Cette dernière se caractérise par un relief montagneux constituant ainsi une longue chaîne de montagnes longeant le littoral méditerranéen. En effet, cette zone appartenant à l'Atlas tellien qui est structurée en plis, plis –failles et chevauchements avec des composantes de déplacements latéraux et une direction de compression qui est NO-SE(N140) (Maghraoui et al ,1996). Figure N° 01. Les déformations sont localisées notamment dans les bassins

plio-quadernaires intra montagneux.

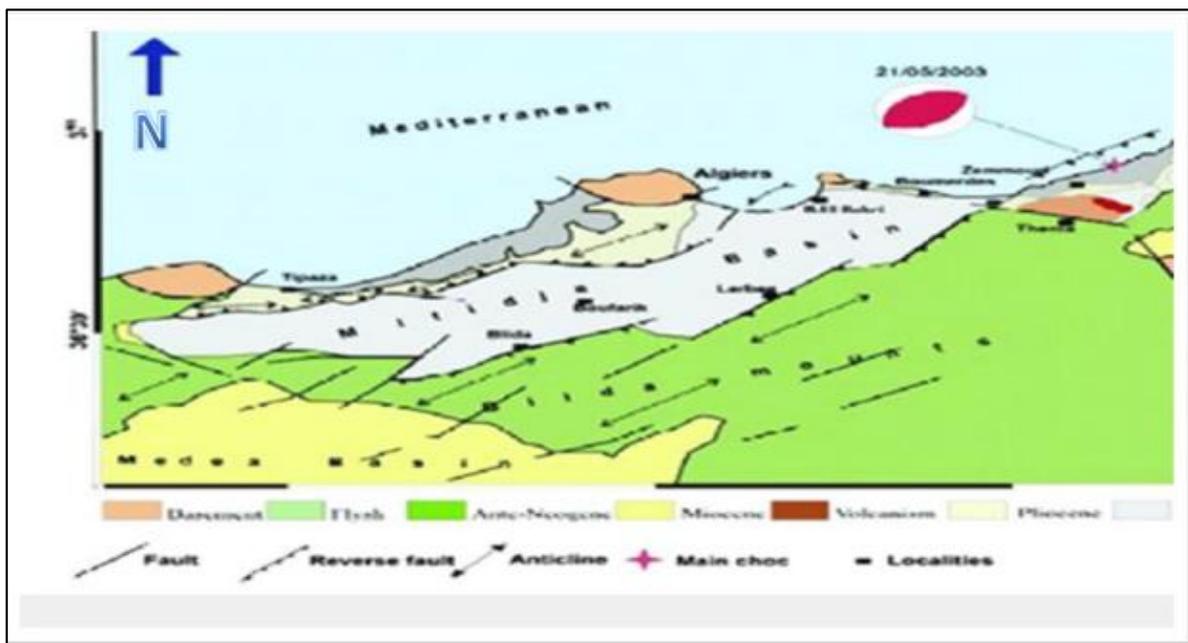


Figure.III.1 : Carte géologique et tectonique de la région d'Alger (Ayadi et al ,2003).

III.4.Aperçu géologique général d'ALGER :

L'Algérie, par le fait de son étendue, comprend quatre larges domaines géologiques allant du Nord vers le Sud :

- L'Atlas Tellien (ou le Tell) : Constitué de reliefs escarpés et de plaines littorales dont les plus riches de l'Algérie sont la Mitidja au centre, le Chélif à l'Ouest et le Seybouse à l'Est.
- Les hauts plateaux.
- L'Atlas saharien.
- Le Sahara.

De la même manière, l'Algérie est divisée en deux unités tectoniques majeures séparées par la faille sud-atlasique:

- Le Nord du pays portant l'empreinte de la tectonique alpine.
- La plate-forme saharienne, relativement stable, où la tectonique est moins prononcée.

Les alentours de la ville d'Alger se situent dans la première région définie ci-haut,

Délimitée au Nord par la mer Méditerranée et au Sud par l'Atlas Tellien. Cette chaîne

Correspond à une zone complexe de reliefs jeunes alpins, constitués de nappes mises en place au Miocène inférieur. Les bassins néogènes tardifs se sont installés sur ces nappes et peuvent être considérés comme post-nappes.

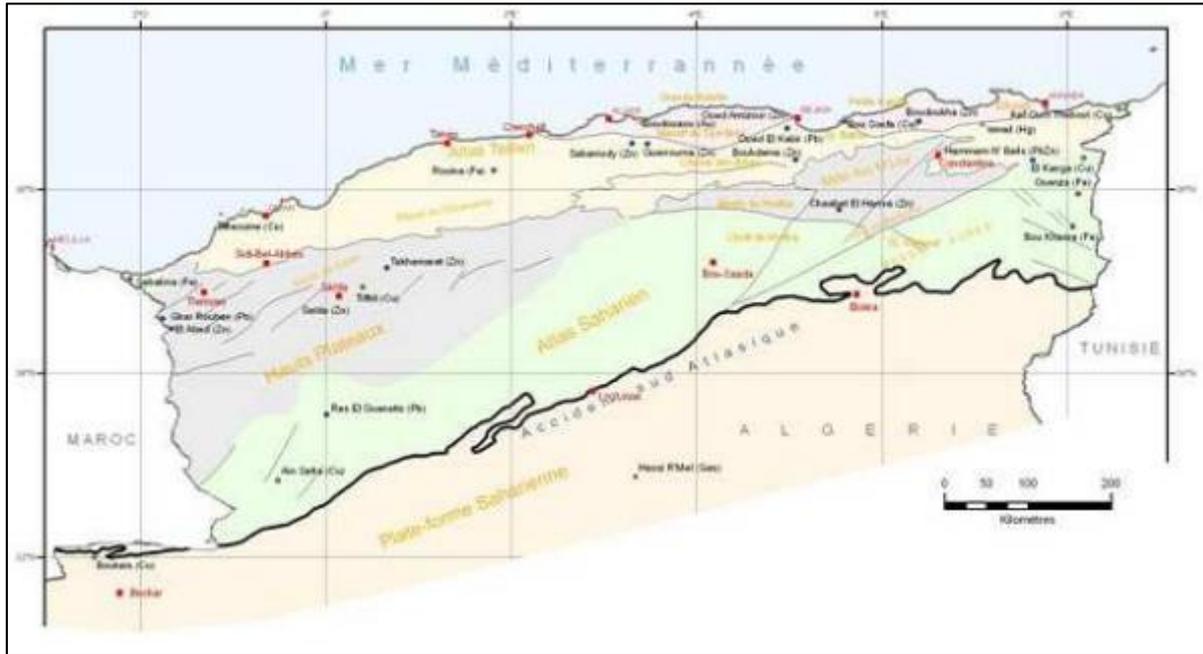


Figure.III.2 : Carte de localisation des grands ensembles du Nord de l'Algérie et principaux gîtes.

III.5.Aperçu hydrogéologique d'Alger :

L'aquifère de la plaine de la Mitidja a fait l'objet de plusieurs études géologiques et hydrogéologiques. La plaine est constituée en profondeur par un bassin de sédimentation produit du jeu de subsidence, comblement et affaissement. Ce bassin est constitué de trois entités lithologiques bien distinctes dont deux forment des réservoirs aquifères :

- Alluvions d'âge quaternaire (réservoir supérieur).
- Grès et calcaires de l'Astien (réservoir inférieur).
- Marnes séparant les deux entités précédentes (couches imperméables).

III.6.Réseaux hydrographiques :

Le bassin du Côtier Algérois est situé entre le bassin du Dahra et l'embouchure de l'Isser. Tous les cours d'eau qui le forment se jettent au nord, dans la Méditerranée. Au sud, le bassin est limité par le bassin versant du Chélif et de l'Isser, L'oued Mazafran est considéré comme le plus important du bassin, étant les autres principaux les oueds El Hachem, Nador, El Harrach, Hamiz, Reghaia et Boudouaou.

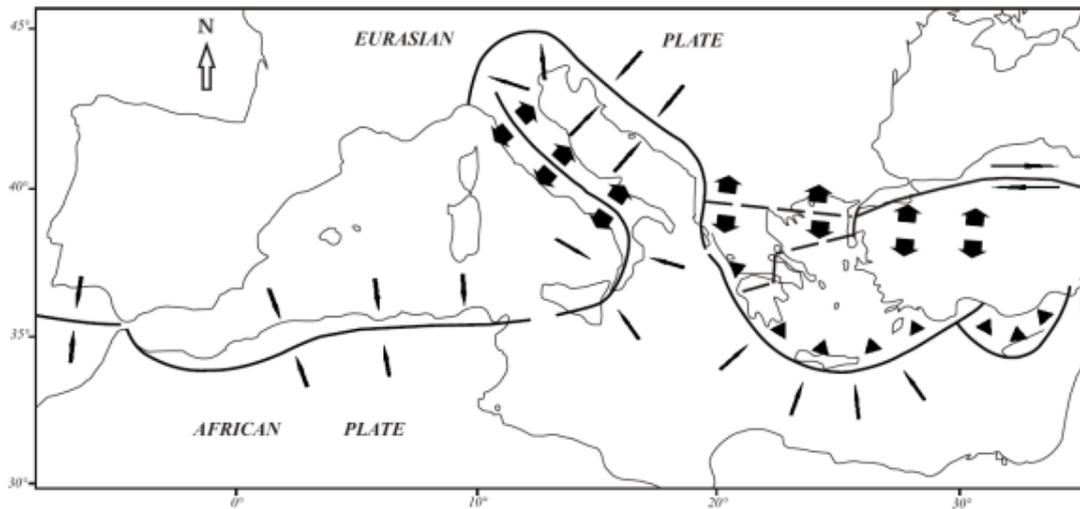


Figure III.4: Mouvements tectoniques de convergence de la plaque africaine et eurasiennne.

III.8. Aperçu sismique de la région Algéroise :

Si d'une manière générale, les ouvrages, souterrains se comportent mieux que les ouvrages en surface face aux sollicitations sismiques, il n'en demeure pas moins que, même si cette constatation peut être confirmée en terrain homogène elle ne saurait l'être par contre, en terrain présentant certaines particularités, telles que :

- Le franchissement de failles.
- Les parties profondes affectées de phénomènes de glissements superficiels du terrain.

Nous noterons que, pour la région Algéroise, le repère de positionnement de l'aléa sismique autorise une probabilité d'occurrence d'oscillations caractérisées par une accélération d'amplitude bornée supérieurement à (0,3 g) et d'une intensité de séisme ne dépassant pas 8 EMI sur l'échelle de MERCALI (qui en compte 12) provoquant généralement des désordres mineurs telle que des fissurations du revêtement.

A titre préventif, il est souhaitable d'éviter :

- la continuité du revêtement afin de diminuer la propagation des vibrations qui peuvent induire son éclatement

- la mise en place de dispositif constructif approprié en fractionnant longitudinalement l'ouvrage en plots indépendants munis de joints parasismiques judicieusement répartis.
- Assurer l'étanchéité à ce niveau, on place des joints « water-stop ».

III.8.1 Conditions sismiques :

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

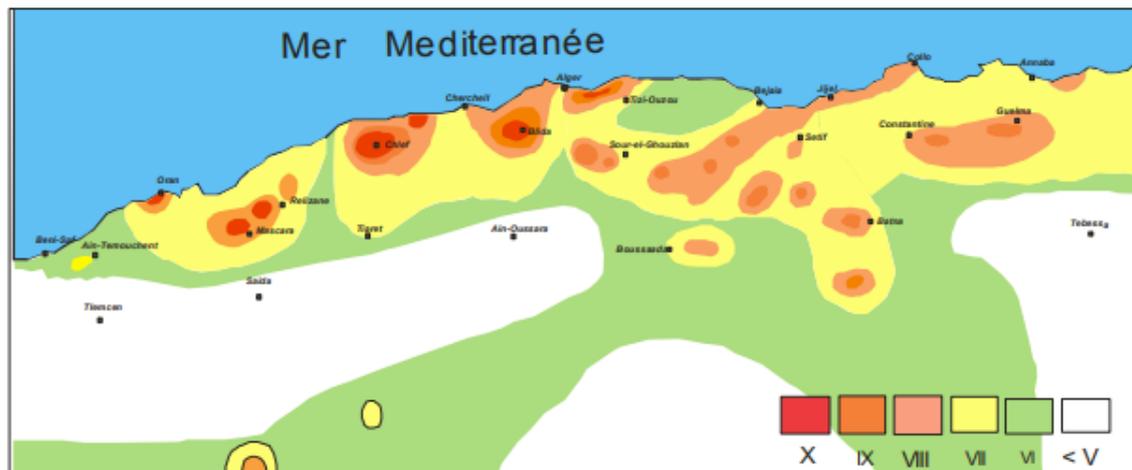


Figure III.5: Carte des intensités maximales observées au nord d'Algérie (1716 – 2003).

Parmi ces séismes, nous pouvons citer ceux qui ont touché Alger en 1716, Oran en 1790, Gouraya en 1891. Dans une période plus récente, on peut citer les séismes d'Orleans ville (09.09.1954), d'El Asnam (10.10.1980) de Constantine (27.10.1985), de Tipaza (29.10.1989), de Mascara (17.08.1994), d'Alger (04.09.1996), de Ain Temouchent (22.12.1999, de Beni Ouartilane (10.11.2000) et de Boumerdès-Alger, 21.05. 2003).

Le Nord de l'Algérie est connu pour son intense activité sismique qui se trouve localisée dans les zones côtières et en mer Méditerranée . Cette sismicité est liée aux mouvements tectoniques de convergence de la plaque africaine au Sud et de la plaque eurasiennne au Nord, la tectonique de compression qui en découle génère de nombreuses failles actives dont le rejet provoque les séismes . Elle est essentiellement marquée par des séismes superficiels qui causent des dégâts considérables dans la zone épiscoptrale. Le violent séisme du 21 mai 2003

de Boumerdès, de par son intensité, a causé des dégâts matériels et des pertes humaines considérables.

III.8.2.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 .

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible

Zone IIa : sismicité moyenne

Zone IIb : sismicité élevée

Zone III : sismicité très élevée



Figure III.6 : Extrait de la carte de zonage sismique du territoire national – RPA99/APRES ADDENDA.

III.8.3.Classification du site :

Pour la prise en compte du risque sismique et en particulier de la valeur du coefficient d'accélération, les tunnels et puits, selon la partie II des RPOA 2008 – Règles Parasismiques Applicables au Domaine des Ouvrages d'Art, sont classés en deux groupes :

•**Groupe 1 Tunnels stratégiques** : Ce groupe recouvre les tunnels stratégiques devant rester circulables après avoir subi l'action sismique ultime réglementaire.

•**Groupe 2 Tunnels importants** : Dans ce groupe sont classés les tunnels qui se trouvent sur les chemins de wilaya, chemins communaux ou autre voies.

Cet ouvrage s'encadre dans le Groupe 1.

Le coefficient d'accélération est défini en fonction de la zone sismique et de la classe des ouvrages selon le Tableau 1ci-dessous :

Tableau 6 : Les valeurs du coefficient d'accélération A selon le RPA99/V2003.

Groupe	Zone sismique			
	I	II a	II b	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

La région d'étude est située dans la zone sismique III et dans le groupe 1 - tunnels stratégiques, pour cette zone la valeur d'accélération sismique a adopté sera de 0,4g. Il est impératif de tenir compte de la sismicité régionale avant d'entreprendre toute action de construction définitive dans la région d'étude. Cette valeur de 0,4g sera considérée pour tous les calculs des structures internes. Pour les phases provisoires, selon l'indication de l'EMA, une valeur de 0,1g devra être considérée.

III.9.Campagne de reconnaissance géotechnique :

Pour l'étude géotechnique, nous avons pris tous les résultats, les classifications et les caractéristiques, qui sont donne dans le rapport géotechnique .Mais nous avons pu faire la classification de la couche de l'argile selon LCPC. Cette dernière est classée comme étant un l'argile très plastique.

Nous présentons une liste des travaux de prospection et des résultats des essais in situ et en laboratoire réalisés dans la zone du rameau. Le Tableau III.2 présente un résumé de tous les travaux de prospection et essais réalisés.

Tableau 7:Résumé des travaux de prospection et essais réalisés dans plusieurs études (Essais de laboratoire dans la zone du rameau dans plusieurs études).

Sondage	Identification (quantités)						Résistance a la compression simple (quantités)	Cisaillement a la boite (quantités)	Chargement a l'oedometre (quantités)	Gonflement libre (quantités)	Cisaillement triaxial (cu +u)	Perméabilité	Analyse chimique et minéralogique
	G	L	T	P	P	V							
Sc05	6	6	6	6	6	6	3	2	2	-	2	1	-
Sc04	7	3	8	4	8	8	1	-	2	-	-	2	1

D'après le rapport géotechnique on résume dans un tableau III .3. les essais qu'ils sont réalisés dans le sondage SC05.

Tableau 8 : Résumé des travaux de prospection et essais réalisés dans plusieurs études (Essais in situ).

Sondage	Essai SPT (Quantités)	Essai pressiométrique (quantités)	Essai piézométrique
SCO5	39	—	
Sc04	35	—	

Tableau 9: résumé des résultats des analyses chimique réalisées dans le Sc04.

Analyse chimique (%)		
Sondage	Sc04	Sc04
Profondeur (m)	43.20 -43.40	53.44-53.72
Fer et alumines	1.16	1.72
Sulfates SO_3^-	Néant	Néant
Chlorure Cl^-	0.18	0.22
Carbonates $CaCO_3$	20.0	19.68
Insoluble	82.09	79.82
Perte au feu a 1000°	9.03	9.81
PH	7.5	7.5

Tableau 10: résumé des résultats des analyses chimiques réalisées dans le sondage Sc04.

Analyse chimique (%)	
Champagne de prospection	Complémentaire
Sondage	Sc04
Profondeur (m)	24.01-24.30
Silice SiO_2	43.26
Alumina Al_2O_3	13.71
Hematite Fe_2O_3	7.13
Magnesium MgO	1.07
Chaux CaO	15.54
Sulfates SO_2	0.01
Potassium K_2O	1.65
Sodium Na_2O	0.53
Phosphorus P_2O_5	0.17
Titane TiO_2	0.61
Perte au feu à 1000°C	16.32

III.10. Paramètre drainés des sols :

Pour établir les paramètres (cohésion et l'angle de frottement), ils ont utilisé les corrélations avec les paramètres physiques tels que l'indice de plasticité.

a) Détermination de φ' et c' :

L'angle de frottement effectif (φ') et la cohésion effective (c') du terrain encaissant le tunnel n'ont pas été déterminés à partir d'essais mécaniques au laboratoire et ce de fait, nous sommes contraints à les déterminer à partir de propriétés physiques en utilisant des corrélations établis dans la littérature spécialisée (Mitchell 1976, Wilun et Starzewski 1975).

Plusieurs auteurs (Mitchell 1976, Wilun et Starzewski 1975) ont montré que l'angle de frottement effectif (φ') des sols cohésifs peut être corrélé avec l'indice de plasticité (IP). Dans le présent travail, il est utilisé la corrélation proposée par Mitchell (1976):

$$\sin \varphi' = 0.8 - 0.094 \ln IP$$

Avec IP : indice de plasticité.

D'autre part Wilun et Starzewski (1975) proposent des valeurs typiques φ' et c' en fonction de la consistance des sols fins (Tableau III.7).

Tableau 11: Valeurs typiques de c' et ϕ' (Wilun et Starzewski, 1975).

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

Selon la corrélation de Mitchell(1976),avec la valeur IP variable entre 10% et 20%, et la valeur de ϕ' est situé entre 32°et 34°, vous avez adopté la valeur Pour le sable limoneux, ils ont trouvé la valeur de $\phi'= 3^\circ$.

Selon les recommandations de Wilun et Starzewski (1975) et à partir du Tableau III.7, les valeurs du paramètre de cohésion c' pour sable limoneux , Ils ont trouvé la valeur de $c'=0$ kPa.

b) Calcul du module de déformabilité drainé (E') à partir de l'essai SPT

Les corrélations utilisées entre le module de déformabilité drainé (E') et les résultats de l'essai SPT ($NSPT$) sont :

- Bowles, J. E. (2002) : $E' = 1200 \cdot (NSPT + 6)$ (sables et sables graveleux)
- Bowles, J.E. (2002): $E' = 6000 \cdot NSPT$ (sablesNC)
- Mezenbach (1961): $E = C1 + C2 \cdot NSPT$; où $C1$ et $C2$ sont des coefficients dépendants du type de sol

- Papadopoulos (1992) : $E' = 75 + 8 \cdot NSPT$.

c) Calcul du module de déformabilité drainé (E') à partir de l'essai PMT

Les corrélations utilisées entre le module de déformabilité drainé (E') et les résultats de l'essai pressiométrique PMT sont selon Baud et Gambin (2013) :

$$E' = 16 \cdot \left(\frac{pl^*}{\sigma_{oh}} \right)^{0.5} \cdot pl^*$$

La pression limite nette (pl^*) est calculée à partir de

$$pl^* = pl - \sigma_o \cdot$$

σ_{oh} : est la contrainte totale horizontale au niveau d'essai.

d) Détermination du module de déformabilité drainée

La détermination de la valeur du module de déformabilité drainée E' a été faite selon la loi de Hooke, à travers de l'équation.

$$E' = \frac{E^U}{1.15}$$

III.11.Synthèse des paramètres géotechniques :

A partir des essais, les paramètres géotechniques utilisés dans les calculs de dimensionnement du tunnel sont résumé dans le **tableau III.4**.

Tableau 12: Synthèse des paramètres géotechniques au niveau du sondage SC05 (Rapport géotechnique du projet).

Horizon géotechnique	Remblai	Sable limoneux	Agile très plastique
Profondeurs moyennes (m)	00__ 4.5	4.5__12.95	12.95__60
Poids vol. saturé γ_{sat} (kN/m ³)	/	20.47	20.47
Poids vol. sec γ_d (kN/m ³)	17	17	17
Angle de frottement effectif' (°)	20	34	15.1
Cohésion effective c' (kPa)	0	0	59.6
Module de déformabilité drainé E' (MPa)	10	60	62

Les résultats des sondages carottés (ANNEXE) on permit d'établir une synthèse des éléments géologiques, hydrogéologiques et géotechniques. Le rameau sera excavé dans un site comportant trois couches.

La nappe phréatique se trouve à une profondeur de 12.5 m ; on adopte la coupe lithologique suivante présenté dans la figure III.6.





III.12.Conclusion :

La campagne de reconnaissance géotechnique effectuée a été marquée par un ensemble d'investigations sur terrain, suivi par un programme complet d'essais d'identification physique et mécanique exécutés au laboratoire sur des échantillons récupérés des sondages à différents niveaux.

L'exploitation des résultats de cette campagne nous a permis d'identifier les différentes formations composant le sous-sol, et d'en proposer une représentation lithologique du site. Le site est composé des couches suivantes :

Remblai (0 – 4.5 m).

Sable limoneux (4.5 – 12.95m).

Argile très plastique (12.95 - 60m).

Et d'après l'étude hydrogéologique on peut dire que la nappe phréatique se trouve à une profondeur de 12.5 m.

IV.1 Introduction :

Pour réaliser un ouvrage souterrain il faut faire un évaluation complète des charges a partir des surcharges qui est agissent sur notre ouvrage , donc dans ce chapitre on va calculer les charges verticales , les charges latérales par la méthode de terzaghi ainsi que le soulèvement du radier par la méthode de Tsimbarievich qui vont être expliquer dans ce chapitre .

IV.2 Evaluation des charges agissant sur le tunnel :

Il existe de nombreuses formules théorico-empiriques pour évaluer quantitativement la poussée verticales sur la calotte et les poussées latérales sur les piédroits, qui souvent sont notablement différentes selon les diverse hypothèses adoptées et les paramètres mis en évidence.

Etant donné que le tunnel objet du présent projet se trouve relativement en surface (rameau de connexion d'un tunnel de métro), la méthode la plus adéquate pour évaluer les charges est celle de Terzaghi (Terzaghi, 1943). Cette méthode sera présentée dans ce qui suit.

IV.2.1.Les charges verticales :

Selon les effets on distingue les classes suivantes :

- ❖ Terrain non cohésif.
- ❖ Terrain cohésif.

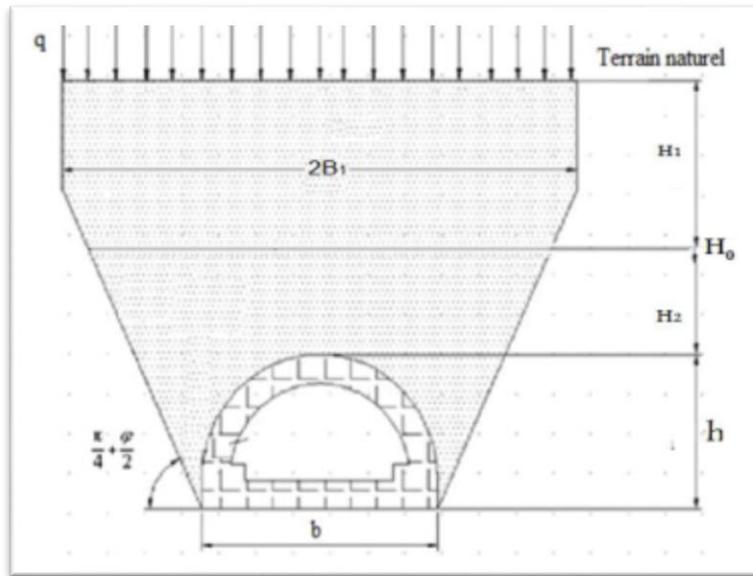


Figure IV.1: pression verticale sur la calotte (Terzaghi, 1943).

Terrain non cohésif :

Le matériau est considéré en équilibre plastique. En se basant sur une série d'expériences, Terzaghi (1946) fournit deux expressions différentes de la pression au sommet du tunnel selon la hauteur de la couverture.

- Pour $H_0 \leq 5 \cdot B_1$ l'effet de voûte s'entend jusqu'à la surface (Fig IV.2) et la pression verticale est :

$$P_V = \frac{\gamma \cdot B_1}{K \cdot \tan \varphi} \left(1 - e^{\left(\frac{-k \cdot H \cdot \tan \varphi}{B_1} \right)} \right) \quad (IV.1)$$

Avec K: le coefficient expérimental pris ≈ 1 selon Terzaghi.

$$\text{Et } B_1 = b + 2 \cdot h \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (IV.2)$$

- Pour $H_0 > 5 \cdot B_1$ l'effet de voûte ne se fait pas ressentir jusqu'à la surface (Fig. IV.2), la hauteur totale sera par conséquent composée de deux hauteurs, une hauteur soumise à l'effet de voûte (H1) et une hauteur résiduelle (H2) s'étendant jusqu'à la surface.

La pression verticale sur la calotte serait alors égale à :

$$P_V = \frac{\gamma B_1}{K \tan \varphi} \left(1 - e^{\frac{-K \cdot H_1 \tan \varphi}{B_1}} \right) + \gamma \cdot H_2 \cdot e^{\left(\frac{-K \cdot H_1 \tan \varphi}{B_1} \right)} \quad (IV.3)$$

Terrains cohésif :

Selon Terzaghi (1946):

- Lorsque $H_0 \leq 5 \cdot B_1$ (le tunnel se trouve en petite profondeur), l'expression de la pression verticale P_V est :

$$P_V = \frac{\gamma \cdot B_1 - C}{K \cdot \tan \varphi} \left(1 - e^{\left(\frac{-K \cdot H \cdot \tan \varphi}{B_1} \right)} \right) \quad (\text{IV.4})$$

- Lorsque $H_0 > 5 \cdot B_1$ on a plus simplement

$$P_V = \frac{\gamma \cdot B_1 - C}{K \tan \varphi} \quad (\text{IV.5})$$

IV.2.2. Les charges latérales :

La pression latérale agissant sur les piédroits du tunnel sera calculée en utilisant les équations suivantes :

- a) Poussée active :

$$P_{act} = K_a \cdot P_V - (2 \cdot C \cdot \sqrt{K_a}) \quad (\text{IV.6})$$

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

- b) Poussée passive :

En se basant sur les calculs de vérification sur un grand nombre de tunnels ferroviaires a double voies Desimone considère que la résistance passive du terrain aux déformations imposées existe toujours même pour des terres dégradées dont l'angle de frottement interne est inférieur a 30° et que cette résistance diminue avec l'accroissement de la poussée active , et que la somme des poussées active et passive concourt toujours a la stabilité de revêtement .

Pour son évaluation, Desimone propose un coefficient empirique « λ »

$$P_{pas} = \lambda \cdot P_{act} \quad (\text{IV.7})$$

Les valeurs du coefficient λ en fonction de l'angle de frottement φ sont données par le tableau suivant :

Tableau IV.2: coefficient empirique λ en fonction de l'angle de frottement φ .

φ	15	20	25	30
λ	0.2	0.5	0.7	0.8

Dans le champ de variation de l'angle de frottement φ ou les deux poussées active et passive coexistent une pression latérale globale a la somme des deux poussées

$$P = P_{\text{pas}} + P_{\text{act}} \quad (\text{IV.8})$$

$$P = (1 + \lambda) + P_{\text{act}} \quad (\text{IV.9})$$

λ : coefficient empirique

IV.3. Vérification au risque de soulèvement du radier :

Le risque de soulèvement du radier sera vérifié en utilisant la méthode de Tsimbarievich (Széchy, 1971). Cette méthode se base sur les conditions d'équilibre du radier dans une tranchée étayée. Tsimbarievich part de l'idée que sous l'effet de la poussée verticale exercée par les masses de terrain latérales, un coin du radier aura tendance à se déplacer vers l'intérieur de l'excavation, ce déplacement étant équilibré par l'effet de la butée des terres située sous l'évidement (**Fig IV.3**).

Si l'on dessine sur la verticale passant par l'angle inférieur de l'évidement, la ligne de répartition de la poussée active des terres, on obtient une surface trapézoïdale. A une profondeur x , la valeur de la poussée des terres sera (**Fig. IV.3**) :

$$e_a = (P + x \cdot \gamma) \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \cdot \tan \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{IV.10})$$

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

$$e_p = x \cdot \gamma \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2C \tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{IV.11})$$

On a trois couches de sol (remblais, sables limoneux et argile très plastique)

Nature de sol	Remblais	Sable limoneux	Argile TP
Caractéristique mécaniques	$\varphi=20$ $C = 0$	$\varphi=34$ $C = 0$	$\varphi=15.1$ $C = 59.6$

➤ L'effet de voute : pour calculer l'effet de voute on va utiliser l'équation (IV.2)

$$H_0 \leq 5 B_1 \quad \text{avec} \quad b=9.14\text{m} \quad h=7.17\text{m} \quad H_0=37\text{ m} \quad Q=15\text{KN/m}^2$$

$$B_1 = \frac{b}{2} + h \cdot \text{tang} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$B_1 = 10.07 \text{ m}$$

Donc il n'y a pas l'effet de voute.

❖ **Remblais P_{V1} (non cohésif) .**

En utilisant l'équation(II.1) pour la hauteur soumise à l'effet de voute $H_1=4.5\text{m}$, surcharge $q=15\text{kPa}$, $\gamma_d=17\text{kN/m}^3$, coefficient expérimental $k=1$ (selon Terzaghi), $\varphi=15.1^\circ$ et $B_1=10.07\text{ m}$, la valeur de P_{V1} sera égale :

$$P_V = \frac{\gamma B_1}{K \tan \varphi} \left(1 - e^{\frac{-K.H_1 \tan \varphi}{B_1}} \right) + \gamma \cdot H_2 \cdot e^{\left(\frac{-K.H_1 \tan \varphi}{B_1} \right)}$$

$$P_{V1} = -7.78 \text{ t/m}^2.$$

❖ **Sable limoneux P_{V2} (non cohésif).**

$$P_V = \frac{\gamma B_1}{K \tan \varphi} \left(1 - e^{\frac{-K.H_1 \tan \varphi}{B_1}} \right) + \gamma \cdot H_2 \cdot e^{\left(\frac{-K.H_1 \tan \varphi}{B_1} \right)}$$

En utilisant l'équation (II.4) pour $B_1=10.07\text{ m}$, $H_1=8.45\text{m}$, $q=-7.78\text{t/m}^2$, $C=59.6\text{kPa}$,

$\gamma_d = 17\text{kPa}$ et $\varphi=15.1^\circ$ la valeur de P_{V2} sera égale :

$$P_{V2} = -37.78 \text{ t/m}^2.$$

❖ Argile très plastique P_{V3} (cohésif) .

En utilisant l'équation (II.4) pour $B_1=10.07$ m, $H_1=24.05$ m, $q=-37.78$ t/m², $C=59.6$ kPa, $\gamma' = 10,47$ kPa et $\varphi=15.1^\circ$ la valeur de P_{V3} sera égale :

$$P_V = \frac{\gamma B_1}{K \tan \varphi} \left(1 - e^{\frac{-K.H_1 \tan \varphi}{B_1}} \right) + \gamma . H_2 . e^{\left(\frac{-K.H_1 \tan \varphi}{B_1} \right)}$$

$$P_{V3}=92.45 \text{ t/m}^2.$$

La charge verticale totale P_v sera égale a :

$$P_V = P_{V3} + (\gamma_w \cdot h_w)$$

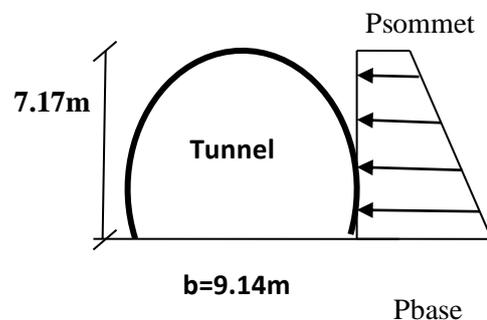
$$P_V = 116.95 \text{ t/m}^2$$

IV.4.2.2.La Charge horizontale totale (latérale) :

K_a est calculé par l'équation suivant :

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

$$K_a = 0.58$$



$$P_{\text{sommet}} = (K_a \cdot P_v - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}) \cdot (1 + \lambda) + \gamma_w \cdot h_{w1}$$

$$P_{\text{base}} = (K_a \cdot (P_v + \gamma_h) - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}) \cdot (1 + \lambda) + \gamma_w \cdot h_{w2}$$

Avec : $\lambda=0.2$

$$P_{\text{sommet}} = 200.41 \text{ KPa.}$$

Et

$$P_{\text{base}} = 304.93 \text{ KP}$$

IV.5.Calcul de soulèvement du radier :

Tsimbarievitch a étudié la pression des terrains au niveau du radier.

Il part de l'idée que sous l'effet de la poussée verticale exercée par les masses de terrain latérales, un coin du radier aura tendance à se déplacer vers l'intérieur de l'excavation, ce déplacement étant équilibré par l'effet de la butée des terres situées sous l'évidement .

Si l'on dessine sur la verticale passant par l'angle inférieure de l'évidement, la ligne de répartition de la poussée active des terres, on obtient une surface trapézoïdale. A une profondeur 'x' la valeur de la poussée des terres sera :

$$e_a = (P + x \cdot \gamma) \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \cdot \tan \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

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

$$e_p = x \cdot \gamma \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2C \tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

- P_v la charge verticale exercé jusqu'à la base de tunnel

$$P_v = \sum \gamma h + q = 304.93 \text{ kN/m}^2$$

- Les caractéristiques géotechniques de la couche où se trouve le radier (limon très plastique)

$$\varphi = 15.1^\circ, \quad \gamma = 10.47 \text{ kN/m}^2 \text{ et } C = 59.6 \text{ kN/m}^2$$

$$= \frac{304.93 \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{15.1}{2} \right) - 2 \cdot 59.6 \left[\text{tg} \left(45^\circ + \frac{15.1}{2} \right) + \text{tg} \left(45^\circ - \frac{15.1}{2} \right) \right]}{10.47 \left[\text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{15.1}{2} \right) - \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{15.1}{2} \right) \right]}$$

La profondeur x du terrain qui exerce sa poussée sur le radier est

$$x = -2.15\text{m}$$

La valeur de la profondeur 'x' étant négative par conséquent, il n'y a pas de risque de soulèvement et la stabilité du radier est vérifiée.

IV.6. Conclusion :

Comme il été indiquer dans le chapitre on rappelle que pour assure la sécurité de l'ouvrage on a choisi la méthode de terzaghi qui convient très bien dans notre cas qu'il fallait les charges agissent sur l'ouvrage contrôlent la construction avec le bon calcule on évité aussi le soulèvement du radier et reste stable.

Ce chapitre indique que pour le bon calcule et la stabilité totale de la construction et pour vérifier la sécurité de l'ouvrage il fallait contrôlent tout les charges agissant sur le tunnel si pour sa on a choisi la méthode de terzaghi qui été étudier tous les spécifiques de sol cohésif non cohésif et aussi rocheux

II.1 Introduction :

La réalisation d'un ouvrage souterrain est basée sur des études très importantes et sensible tel que cette dernière est située dans un espace géologique spécial sur tout d'après le creusement qui provoque la massif de terre d'engendrer des perturbations plus ou moins importantes dans son équilibre interne non négligeable pour soutenir la sécurité et l'économie de projet au même temps.

Ces études recommence par la reconnaissance géotechnique, choix de technique de creusement, calcul de tassement, les charges agissant sur notre ouvrage jusque a la revêtement définitive dans ce chapitre on va donnée tous les explications sur ces étapes.

II.2 Etude géotechnique :

La géotechnique est l'étude des sols en relation directe avec la construction d'ouvrages. Elle traite de l'interaction sol / structures, et fait appel à des bases de géologie, de mécanique des sols, de mécanique des roches et de structures. (En parallèle à la mécanique des sols qui traite des matériaux meubles, la mécanique des roches traite des matériaux rigides, et les géo-matériaux cimentés traitent d'une catégorie de matériaux intermédiaires entre les sols et les roches).

Le but de la reconnaissance géotechniques est la description des terrains traversés, leur état de contraintes in situ, la prévision de leur comportement pendant l'exécution puis l'exploitation de l'ouvrage.

Selon l'arrêté de la [loi Elan](#), entrée en vigueur le 1er janvier 2020, les études géotechniques sont désormais obligatoires afin de maîtriser les risques liés aux sols, dans le cadre d'une construction afin d'adopter une stratégie adaptée selon la nature du sol.



Figure II.1: exemple sur les essais in situ.

II.3 Excavation du tunnel :

C'est des vides à caractère définitif réalisés sans l'excavation des couches supérieures ils sont créés dans le but de permettre la circulation ou le transport les tunnels sont implantés indifféremment aussi bien en grande profondeur (tunnel de base) que plus près de la surface (tunnel de métros).

- **Classification des tunnels :**

la classification des tunnels se fait en fonction de leur destination leur position et leur situation géologique on peut distinguer les deux groupes principaux les tunnels de communication et les tunnels ou galeries de transport.

a) **Les tunnels reliant :**

- Les tunnels ferroviaires.
- Les tunnels de chemin de fer métropolitains.
- Les tunnels routiers.
- Les tunnels pour piétons.
- Les tunnels de navigation.

b) **Les tunnels servant au transport :**

- Les galeries des aménagements hydroélectriques.
- Les galeries d'adduction d'eau.
- Les tunnels des services publics.
- Les tunnels de canalisation pour égouts.

II.4 Mode d'excavation:

Le creusement a été réalisé par le biais de deux attaques principales descendantes (Ouest et Est) et une attaque intermédiaire à partir d'un puits de 37 m de profondeur afin de traiter une zone particulièrement critique du point de vue de la géologie et des bâtiments de surface. La forte hétérogénéité des terrains et la faible longueur du tunnel à excaver ont conduit à une technique de creusement par méthode conventionnelle avec terrassement en pleine section à la fraise ou au marteau piqueur selon la dureté des sols rencontrés. Des systèmes de pré-soutènement à l'avant du front de taille ont été adoptés, étant donné les caractéristiques moyennes des terrains, la nécessité de limiter les tassements de surface et l'importance de la surface du front de taille.

Les techniques utilisées c'est :

Tableau II.1: les techniques de creusement utiliser .

Exécution en terrains meubles	Exécution en terrains durs
-Boucliers a front ouvert	- Creusement a l'explosif
-Boucliers a front fermé a. Bouclier a pression mécanique b. Bouclier a air comprimé c. Bouclier a pression de terre	-Creusement a ciment expansif
	-Creusement mécanique a. Machines attaque globale(TBM) b. Machines attaque ponctuelle



- Creusement a ciment expansif



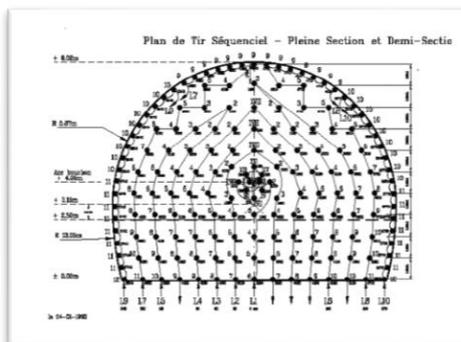
- Machine attaque ponctuelle



- Bouclier a pression mécanique



- Bouclier a air comprimé



-plans de tire



- Creusement a l'explosif

II.5 La méthode d'excavation :

II.5.1. La nouvelle méthode autrichienne :

La nouvelle méthode autrichienne (NMA, ou NATM en anglais) s'est développée dans les années 1960.

Cette méthode est une nouvelle et efficace en terme de sécurité des travaux souterrains, elle est caractérisée par la mise en place rapidement d'un soutènement déformable constitué de cintres métalliques armant le terrain et d'une couche de béton projeté, la mise en place des éléments constituant le soutènement (béton projeté en voûte, au front, en radier, boulons, cintres) et la réalisation de mesures des déplacements et des déformations engendrées dans la voûte et dans le terrain.

La méthode s'adapte à presque tous les terrains, ces terrains doivent toutefois remplir certaines conditions telles que l'aptitude du terrain au boulonnage, la surface de l'excavation doit avoir une certaine continuité au niveau des courbures, le massif autour de l'excavation doit avoir un ébranlement minimal et le temps de décohérence suffisamment important pour permettre la mise en place du soutènement en toute sécurité ce qui peut constituer un désavantage par rapport à la durée de la réalisation.

Méthode observationnelle basée sur constat sur des terrains traversés de l'utilisation de préalable scénario et envisagé à savoir, prévoir plusieurs scénarios d'excavation.

Les classes d'excavation sont choisies à la fonction des terrains traversés principalement le terrain du recouvrement le terrain en clé de voûte, les terrains en front de taille, ainsi que le radier.

D'autre part existence d'eau notamment à disposition spécifique pour l'excavation dans des terrains aux présences d'infectations d'eau (congélation, drainage pompé ; ainsi que les drains subhorizontaux).

Nota : la solution de rabattement de nappe phréatique est une solution envisageable dans ce type de terrain).

II.5.2. Machine à attaque globale TBM (tunnel boring machine) :

Le tunnelier est une machine conçue pour creuser les tunnels dans tous types de géologies, des terrains meubles très perméables jusqu'aux roches les plus dures, sous forte charge d'eau, et quand les conditions de stabilité ne sont pas assurées. Le tunnelier capable d'excaver en une seule fois la section du tunnel à réaliser « attaque globale », à l'inverse des machines à attaque ponctuelle qui abattent le terrain de manière sélective. Il comprend un système de protection des parois de l'excavation entre le front de taille et le revêtement. La progression de la machine est généralement assurée par une série de vérins prenant appui sur le revêtement posé à l'arrière qui assure la précision du pilotage. Le principe de fonctionnement de tunnelier consiste à assurer la stabilité du front d'attaque par mise en pression des déblais excavés contenus dans la chambre d'abattage pour équilibrer les pressions des terrains et de la nappe, l'abattage est assuré par une roue équipée de molettes. La pression transmise par le tunnelier sur les molettes, associée à la rotation de la tête de forage entraînent la destruction

de la roche. Il assure le soutènement provisoire et permet le montage du revêtement définitif du tunnel. Les déblais foisonnés sont rendus, si nécessaire, pâteux à l'aide d'additifs injectés à partir d'orifices situés sur la tête d'abattage et la cloison étanche. L'extraction est assurée par un convoyeur à vis. C'est la régulation de l'extraction des déblais, en corrélation avec la poussée du tunnelier qui assurent la mise en pression du produit excavé dans la chambre d'abattage. L'ajout systématique d'air comprimé dans la chambre permet une meilleure régulation de la pression en partie supérieure de la chambre assurant un parfait contrôle des convergences. Les spécificités des tunneliers particulièrement adaptés aux ouvrages d'assainissement, d'adduction d'eau ou des tunnels des grandes dimensions. Les avantages de creusement par un tunnelier sont : l'exécution très rapide et efficace, la qualité et la sécurité du travail qui sont plus parfaits que les méthodes conventionnelles.

En ce qui concerne les inconvénients : le coût est très élevé et la section reste toujours circulaire.

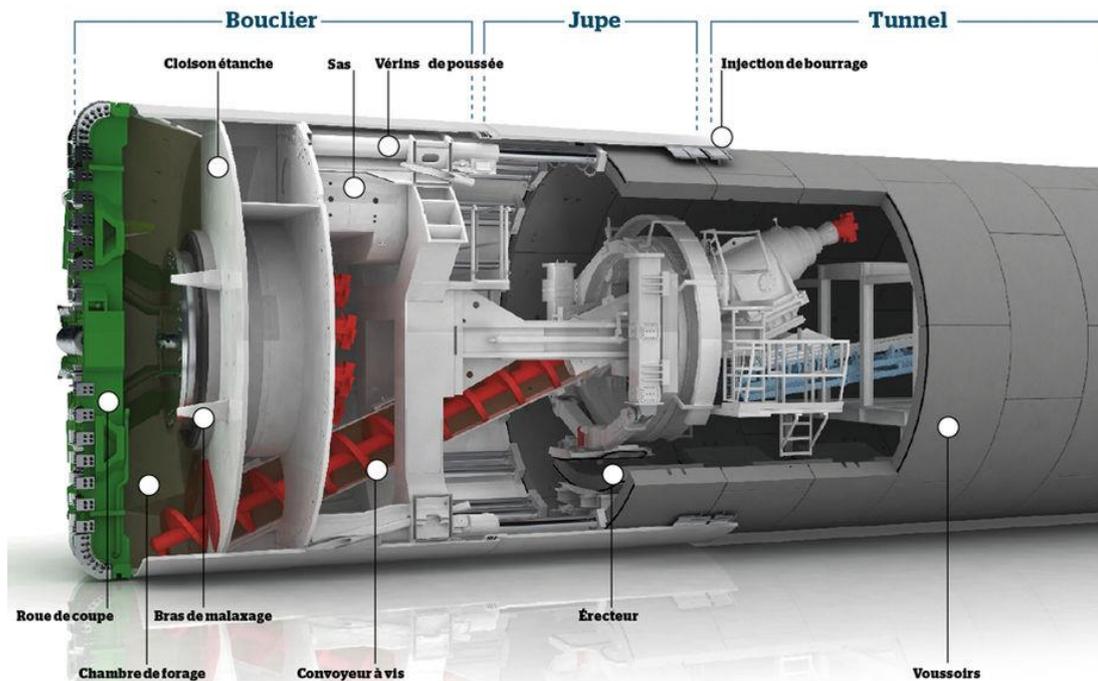


Figure II.2: Les constituants du Tunnelier.

II.6. Définition des classes d'excavation :

II.6.1. Classe d'excavation 1 :

Cette a résulté d'analyses préliminaires développées en considérant des paramètres de résistance « moyens » pour la couche TS, ainsi que l'occurrence de l'horizon de roche conglomératique au niveau de la section d'excavation, notamment dans la partie supérieure de

la section en incluant spécifiquement la voute. Ce scénario est prévu dans la première moitié de tunnel à partir de l'attaque à l'intérieure du puits circulaire et est surtout le résultat de la présence de l'horizon de roche conglomératique.

CLASSE D'EXCAVATION (CE1)		
Domain d'application	Cette classe d'excavation résulte directement des calculs développés en considérant des paramètres « moyens » pour la couche TS et l'occurrence de l'horizon de roche conglomératique au niveau de la section d'excavation, notamment dans la partie supérieure de la section, en incluant spécifiquement la voute. Ce scénario est prévu dans la première moitié de tunnel à partir de l'attaque dans l'intérieure du puits circulaire. Nous admettons, dans ce scénario de présence de l'unité QM-C au niveau de la voute, la dispense de l'exécution de enfilages, ainsi que des boulons en fibre de verre dans le front de l'excavation. Néanmoins, il faut les exécuter dans l'attaque à partir du puits	
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 garantir la possibilité de changement pour la CE2 dans le cas de changement subite de la géologie et survenue des sables au niveau de la voute
Soutènement	Béton projeté C25/30	ép.=0,30m + 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 160 posés dans des plaques métalliques (200x200x16)
	Sécurité de front	Boulons en fibre de verre : L=12m exécutés après l'installation des cintres C1 et L=9.0m exécutés après l'installation des cintres C7 en garantissant un chevauchement minimal de 6.0m.
	Pré-support	-
	Drainage	Éventuel drainage du front avec des drains longitudinaux pour l'abaissement de la nappe phréatique ; collecte de l'eau affluent au front d'excavation par des puits de pompage
	Radier provisoire	Systématique ; ép.=0,20m avec des treillis soudées dans les deux faces du soutènement ; prévu d'exécuter par des tronçons de 2,0m en matérialisant une avancée maximale de soutènement sans radier de 3,0m
	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

Figure II.3:Description générale de la classe d'excavation CE1.

II.6.2. Classe d'excavation 2 et 3 :

Ces deux classes prévoient la présence de la couche de sables dans toute la section d'excavation, en exigeant ainsi l'exécution des enfilages et des traitements du front d'excavation. La distinction est faite par les caractéristiques « moyens » ou « favorables » des sables, dont l'effet se fait sentir surtout au niveau du moment de fermeture du radier, ça veut dire, de la distance au front d'excavation qu'on doit réaliser le radier. Le choix de la classe d'excavation sera fait en fonction du comportement de l'excavation, dont les critères à suivre seront établis dans le projet d'excavation.

CLASSE D'EXCAVATION (CE2)		
Domain d'application	Cette classe d'excavation résulte directement des calculs préliminaires développés, en considérant des paramètres « moyens » pour la couche TS, laquelle intéressera toute la section en incluant la voute	
Excavation	Procède	Excavation soignée 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
Soutènement	Béton projeté C25/30	ép.=0,30m + 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 160 posés dans des plaques métalliques (200x200x16)
	Sécurité de front	Boulons en fibre de verre : L=12m exécutés après l'installation des cintres C1 et L=9.0m exécutés après l'installation des cintres C7 en garantissant un chevauchement minimal de 6.0m.
	Pré-support	Enfilages subhorizontaux de tubes métalliques systématiques (chevauchement de 3,0m): L=12,0 m exécutés à chaque avancée de 9,0m
	Drainage	Éventuel drainage du front avec des drains longitudinaux pour l'abaissement de la nappe phréatique ; collecte de l'eau affluent au front d'excavation par des puits de pompage
	Radier provisoire	Systématique ; ép.=0,20m avec des treillis soudées dans les deux faces du soutènement, exécuté par des tronçons de 2,0 en matérialisant une avancée maximale de soutènement sans radier de 3,0m
	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

Figure II.4:Description générale de la classe d'excavation CE2.

CLASSE D'EXCAVATION (CE3)		
Domain d'application	Cette classe d'excavation résulte directement des calculs préliminaires développés, en considérant des paramètres « favorables » pour la couche TS, laquelle intéressera toute la section en incluant la voute	
Excavation	Procède	Excavation soignée en section totale accompagnée par le monitoring
	Passe d'avancement	Avancements entre 1,0m (à évaluer par l'ATE)
	Notes	Géométrie tronconique pour accommoder la réalisation du pré-support
Soutènement	Béton projeté C25/30	ép.=0,30m + 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 160 posés dans des plaques métalliques (200x200x16)
	Sécurité de front	Boulons en fibre de verre : L=12m exécutés après l'installation des cintres C1 et L=9.0m exécutés après l'installation des cintres C7 en garantissant un chevauchement minimal de 6.0m.
	Pré-support	Enfilages subhorizontaux de tubes métalliques systématiques (chevauchement de 3,0m): L=12,0 m exécutés à chaque avancée de 9,0m
	Drainage	Éventuel drainage du front avec des drains longitudinaux pour l'abaissement de la nappe phréatique ; collecte de l'eau affluent au front d'excavation par des puits de pompage
	Radier provisoire	Systématique ; ép.=0,20m avec des treillis soudées dans les deux faces du soutènement, exécuté par des tronçons de 4,0 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

Figure II.5:Description générale de la classe d'excavation CE3.

II.6.3.Classe d'excavation 4 :

La dernière classe d'excavation résulte directement des calculs développés en considérant des paramètres « faibles » pour la couche TS, ceux prévus dans les Hypothèses Géotechniques, cette couche intéressant aussi toute la section. Cette classe exigera une excavation partielle de la section d'excavation et la réalisation d'un traitement du sol avec jet-grouting dans le contour de la section. L'adoption de cette classe d'excavation impliquera la liaison structurelle entre les piédroits et le radier. Cette classe d'excavation vise aussi la possibilité d'exécuter des traitements du front de taille en recourant au jet-grouting

CLASSE D'EXCAVATION (CE4)			
Domain d'application		Cette classe d'excavation résulte directement des calculs développés en considérant des paramètres faibles pour la couche TS, laquelle intéressera toute la section en incluant la voute. Cette classe exige la parcellisation de la section d'excavation du rameau	
Demi-section supérieure	Excavation	Procède	Excavation soignée de la demi-section supérieure, accompagnée par le monitoring
		Passe d'avancement	Avancements entre 0,8m et 1,0m (à évaluer par l'ATE)
		Notes	Géométrie tronconique pour accommoder la réalisation du pré-support
	Soutènement	Béton projeté C25/30	ép.=0,30m + 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 160 posés dans des plaques métalliques (200x200x16)
		Sécurité de front	Boulons en fibre de verre : L=12m exécutés après l'installation des cintres C1 et L=9.0m exécutés après l'installation des cintres C7 en garantissant un chevauchement minimal de 6.0m. Les boulons en fibre de verre peuvent être remplacés par des colonnes en jet-grouting (voir Notes).
		Pré-support	Traitement systématique avec une rangée de colonnes de jet-grouting dans le contour de la calotte en garantissant une amélioration des caractéristiques de résistance et de déformabilité des terrains sur la voûte. Ce traitement est radial et devra être exécuté dans le front d'excavation à chaque 9,0m (à étudier)
		Drainage	Éventuel drainage du front avec des drains longitudinaux pour l'abaissement de la nappe phréatique ; collecte de l'eau affluent au front d'excavation par des puits de pompage
		Radier provisoire	Systématique ; ép.=0,20m avec des treillis soudées dans les deux faces du soutènement, exécuté par des tronçons de 2,0m en matérialisant une avancée maximale de soutènement sans radier de 3,0m
Stross	Excavation	Procède	Excavation soignée, accompagnée par le monitoring, en avançant, le cas échéant, avec des banquettes latérales, avec l'étalement immédiate des cintres de la demi-section supérieure
		Passe d'avancement	Avancements entre 0,8m et 1,0m (à évaluer par l'ATE)
	Soutènement	Béton projeté C25/30	ép.=0,30m + 0,03m de béton d'égalisation (piédroits)
		Armature	Treillis soudées dans la face extérieure et intérieure du soutènement (fonctionnement dans le plan de la section)
		Cintres	Profils métalliques HEB 160 posés dans des plaques métalliques (200x200x16)

Figure II.6:Description générale de la classe d'excavation CE4.

Remarque : dans ce projet on a une seule classe d'excavation au niveau de sondage qui nous allons adapter « SC05 » avec voute parapluie dans la calotte et des boulons de vert pour stabiliser le front d'excavation.

II.7 Vérification de la stabilité du front de taille :

La stabilité du front de taille dans un tunnel peu profond peut être étudiée par plusieurs méthodes comme la méthode de Bierbäumer (Sczéchy, 1966), la méthode d'Anagnostou et Kovári (1994, 1996) et la méthode de l'équilibre limite LEM (Oreste, 2013). Dans le présent travail, la méthode de l'équilibre limite LEM (Limite Equilibrium Method) sera utilisée pour vérifier la stabilité de front de taille.

II.7.1. Facteur de charge :

Selon Peck (1969) pour les matériaux cohésifs (argile) ou les matériaux ayant une cohésion ou une cimentation suffisante pour échantillonner et tester la résistance à la compression non confinée, une expression du comportement du sol dans les tunnels peut être estimée :

$$N = \frac{P_V - P_a}{S_U} \quad (\text{II.10})$$

Où N_t est le facteur de charge, P_Z la pression verticale sur le tunnel, P_a une pression de confinement (si elle a lieu) et S_u la résistance à la compression. La stabilité du tunnel peut être estimée approximativement comme indiqué dans le Tableau au dessous.

Tableau 1: Facteur de charge N_t (Peck, 1969).

Stability Factor, N_t	Tunnel Behavior
1	Stable
2-3	Small creep
4-5	Creeping, usually slow enough to permit tunneling
6	May produce general shear failure. Clay likely to invade tail space too quickly to handle

II.8 Tassements en surface :

La prédiction des tassements en surface étant un élément clé lors de l'exécution des travaux souterrains en site urbain, Les recommandations de l'AFTES (1995) relatives

aux tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain tentent de fournir un éclairage global.

Les tassements de surface résultent d'un double mécanisme d'interaction sol-structure: l'interaction entre le tunnel et le massif, d'une part, et l'interaction entre le massif et la structure environnante, d'autre part (Magnan et Serratrice, 2002).

L'allure des tassements se présente généralement sous la forme d'une cuvette tridimensionnelle (figure II.13) qui suit une loi normale de Gauss. Elle est caractérisée par le tassement maximal à l'axe du tunnel (S_{max}) et la distance du point d'inflexion de la courbe (i) au plan médian de l'ouvrage.

Les tassements en surface sont symétriques par rapport à l'axe du tunnel. Ceci a été décrit pour la première fois par Martos (1958), plus tard d'autres auteurs tels que Peck (1969), Schmidt (1969) Cording (1975), Attewell (1977), Clough (1981), O'Reilly(1982), Rankin (1988) ont confirmé ce résultat en se basant sur des études statistiques sur un grand nombre de cas réels.

L'étendue de la cuvette dépend principalement de la nature de sol, du diamètre du tunnel et de sa proximité de la surface. La cuvette des tassements de surface peut s'étendre latéralement

jusqu'à 1,5 fois la couverture du terrain dans le cas des argiles, tandis que dans le cas des sables, l'étendu des tassements est moins importante.

Les mesures in situ montrent que les tassements observés en surface ne représentent qu'une partie des déplacements verticaux induits dans le massif en profondeur (Cording et Hansmire, 1977; Ward et Pender, 1981; Attewell et Farmer, 1977 ; Dolzhenko, 2002).

Dans le cas des sols argileux, la cuvette de tassement évolue dans le temps ; ce phénomène peu notamment résulter de la consolidation du sol (Atwa et al, 2000).

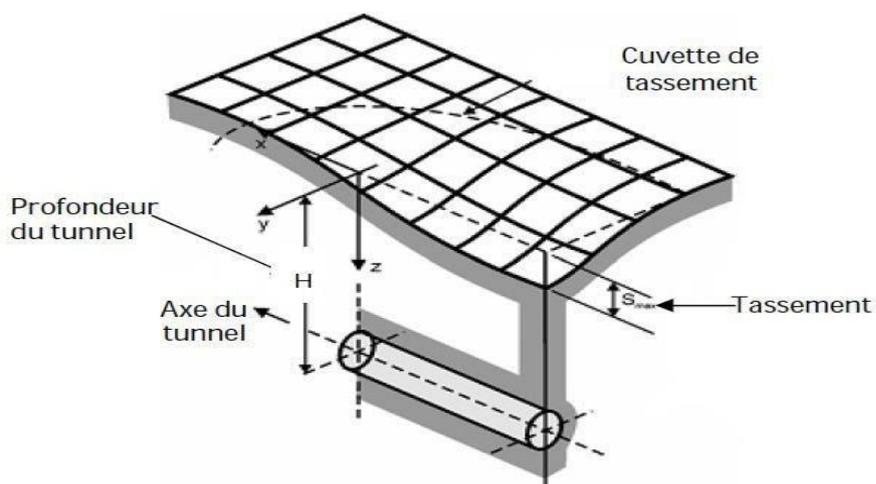


Figure II.7: cuvette de tassement tridimensionnelle (Leblais et al. [1995]).

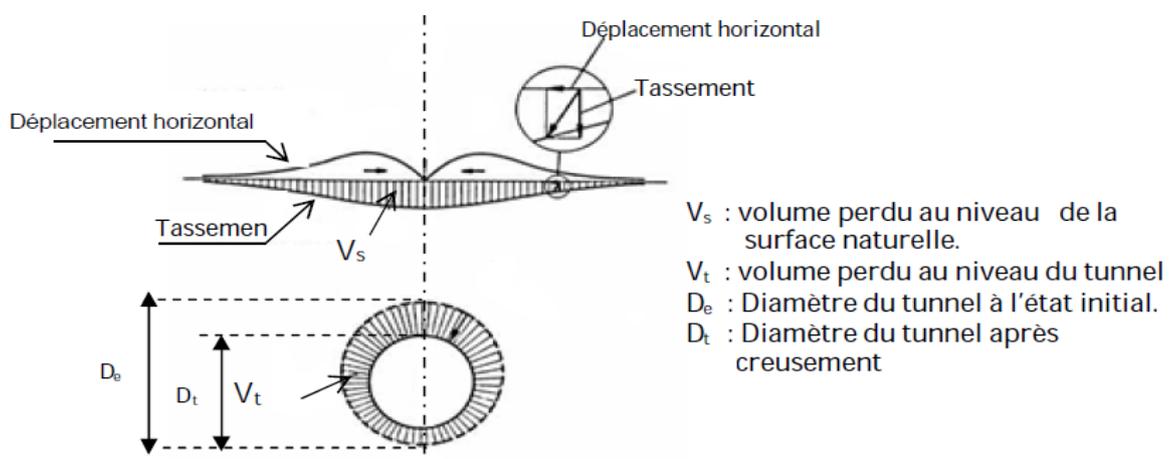


Figure II.8: Mouvements de sol consécutifs à une perte de volume (Uriel [1989]).

La cuvette de tassement est caractérisée par la formulation analytique décrite sous la forme d'une courbe de Gauss. (Peck, 1969) :

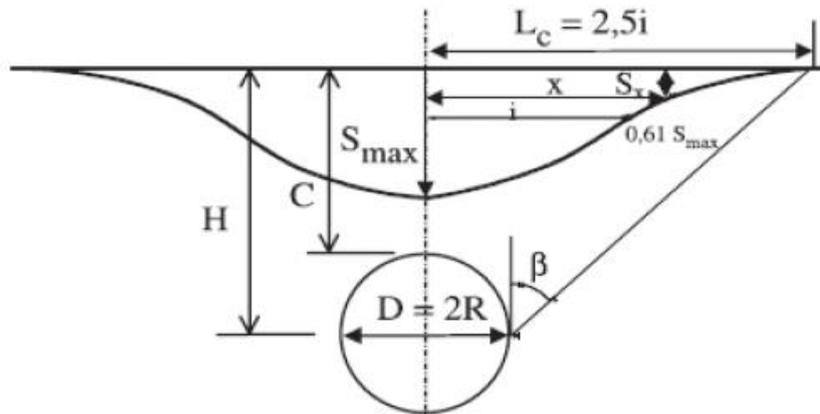


Figure II.9: Profil gaussien de la cuvette de tassement.

Où:

x : représente la distance horizontale au centre de la cuvette.

$S_v(x)$: tassement vertical à l'abscisse x .

S_{max} : tassement maximum en surface.

i : représente le paramètre caractéristique de l'étendu de la cuvette (point d'inflexion).

H : profondeur de l'axe du tunnel.

R : rayon du tunnel

La formule donne le tassement final produit loin en arrière du front de taille. Elle ramène l'estimation des tassements à celle de deux paramètres scalaires seulement : le tassement maximum S_{max} sur l'axe d'une part, et le paramètre i , qui donne la "largeur" de la cuvette.

Cette courbe possède les caractéristiques suivantes :

- Son Point d'inflexion pour $x=i$ $S(i) = 0,606 S_{max}$
- Sa courbure maximale pour $x = S(i) = 0,223 S_{max}$
- Sa demi-largeur $L_c = 2,5 i$

D'après la formule de Peck (1969), le tassement maximale S_{max} à la surface de sol, peut être déterminé :

$$V_s = (2\pi)^{1/2} \times i \times S_{max} = 2,5 \times i \times S_{max} \quad (\text{II.26})$$

$$\text{D'où } S_{max} = \frac{V_s}{2,5i} \quad (\text{II.27})$$

V_s : volume de la cuvette de tassement ;

i : distance du point d'inflexion par rapport à l'axe de la cuvette ;

S_{max} : tassement maximal.

Le point d'inflexion i est déduit à partir de l'abaque Peck (1969) selon la nature du

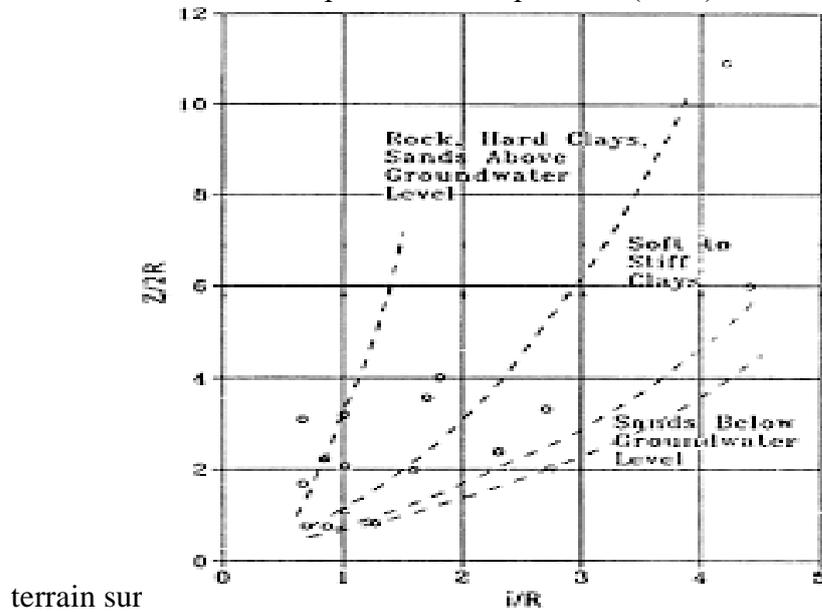


Figure II.10: Abaque permettant d'évaluer la largeur du creux de tassement (Peck, 1969).

Tableau II.2: Volume du terrain perdu en fonction de la qualité du creusement pratiqué.

Case	V_L %
Good practice in firm ground • Applies to better soils and excellent ground control	0.5
Good practice in slowly raveling ground • Considered good ground	1.5
Fair practice in fast raveling ground • More shield and tail loss	2.5
Poor practice in cohesive running ground • Yet more shield loss • Tail void mostly unfilled by grouting and/or support expansion of the initial supports	4.0 or more

III.9 Monitoring et système de surveillance :

Le programme de monitoring et de suivi topographique définissant des critères d'alerte et d'alarme est obligatoire pour éviter les dommages probables tels que : fissuration, tassement, différentiel.

Le programme de monitoring et suivi topographique est prévu pour chaque section du projet Métro d'Alger. Pour débuter les travaux, il est nécessaire que :

- Le programme d'instrumentation et de monitoring de l'ouvrage spécifié soit approuvé
- Les instruments de mesures soient mis en place
- Les lectures débutent à une fréquence hebdomadaire

Le programme de monitoring et suivi topographique comprend :

- Suivi du tassement en surface tout le long du tracé par mesures topographiques
- Suivi de la convergence, divergence et tassement dans le tunnel, caverne et rameau par mesures topographiques
- Suivi de la déformation aux ouvrages ouverts par mesures topographiques.
- Suivi de la force effective des tirants d'ancrage dans les ouvrages ouverts par des cellules de pression.
- Suivi des déformations sur les immeubles tout le long du tracé et surtout dans la zone d'influence.
- Suivi piézométrique du changement de la nappe phréatique.
- Suivi inclinométrique, pour vérifier la déformation du sous sol
- Suivi de fissuration, pour vérifier l'évolution des fissures existantes, ou apparues après exécution des travaux, sur les constructions situées dans la zone d'influence.
- Suivi des vibrations dans les bâtiments dans la zone d'influence, concernée par les travaux exécutés.

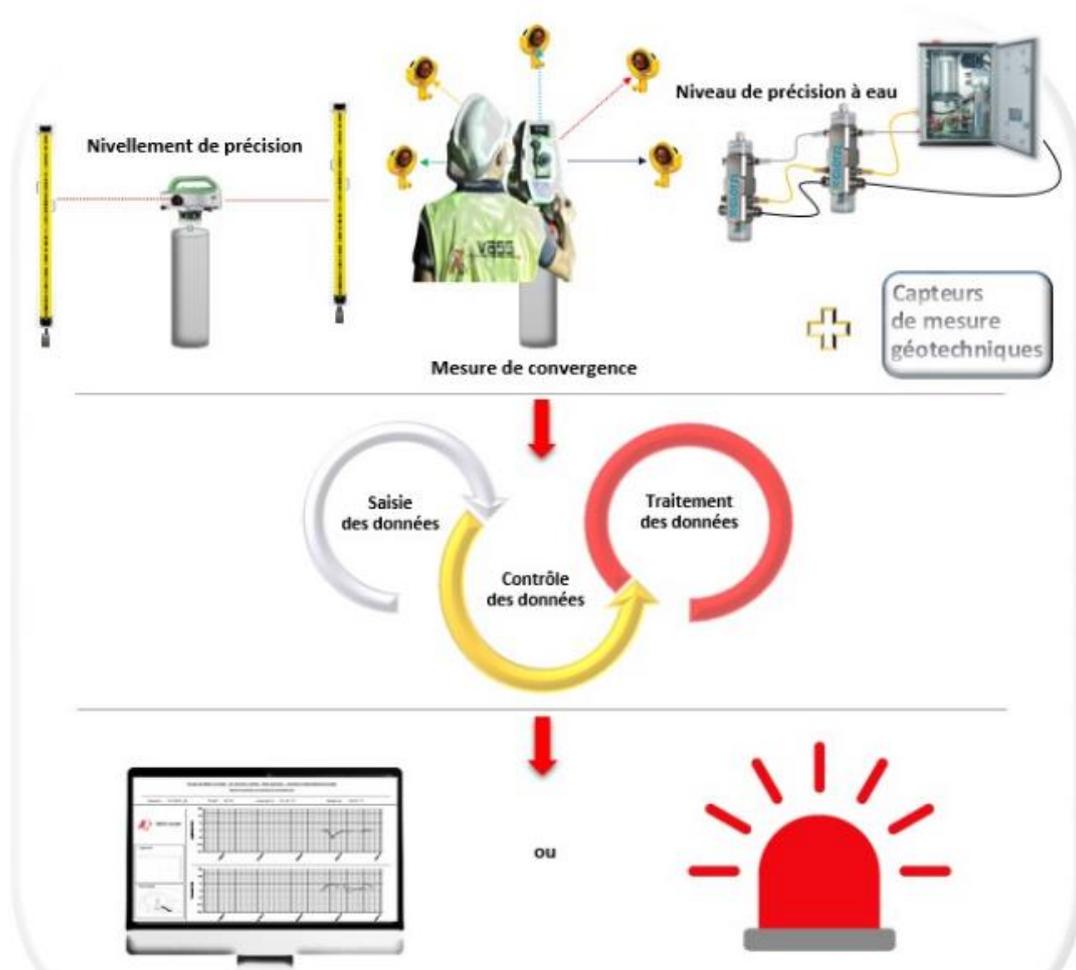


Figure II.11: Quelques services dans le domaine du monitoring.

a) Critères d’alerte et d’alarme :

Les critères d’alerte et d’alarme sont déterminés d’après les calculs de chaque ouvrage ou tronçon de rameau à exécuter et conformément à l’ordre de la déformabilité des conduits que sera indique par le concessionnaire (SEAL, Sonal gaz)

La détermination des critères d’alerte et d’alarme est liée au cas qui sert de référence pour les calculs il est spécifiques selon l’environnement de chaque ouvrage

II.10 Soutènements :

Pour assurer la sécurité du chantier contre les éboulements lors des travaux souterrains, le recours à l’utilisation d’un soutènement provisoire qui s’écoule entre le début de l’excavation et la mise en place du soutènement définitif, afin de palier aux problèmes causés par la décompression du terrain, qui permet d’assurer la stabilité des parois, mais participe

aussi à la stabilité définitive de l'ouvrage en réduisant les efforts supportés par le revêtement. On peut monter le tunnel.

distinguer trois classes principales de soutènement suivant leur mode d'action par rapport au terrain ce sont :

• **Le soutènement agissant par confinement**

Le soutènement développe le long des parois une contrainte radiale de confinement généralement faible, c'est le terrain qui joue le rôle essentiel. Il y a généralement deux types : Béton projeté seul, Béton projeté associé à des cintres légers.

• **Le soutènement agissant à la fois par confinement et comme armatures**

Il s'agit du boulonnage sous ses diverses formes, qu'il soit ou non associé au béton projeté, aux cintres légers, il y a principalement deux modes : Boulons à ancrage ponctuel, et boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier).

• **Le soutènement agissant comme supports**

C'est le soutènement seul qui doit résister aux différents efforts, dans le cas où le terrain a des caractéristiques géo-mécaniques faibles. Les composantes de soutènement sont comme suit :

- ❖ Cintres (lourds ou légers).
- ❖ Plaquettes métalliques assemblées.
- ❖ Voussoirs en béton.
- ❖ Tubes perforés (voûte parapluie).

II.11 Les différents types de soutènements :

Le choix du soutènement est lié aux exigences du terrain et à la fonction de protection du personnel puis de celui des usagers. Selon leur mode de fonctionnement, les soutènements sont généralement classés en quatre catégories principales :

- Le béton projeté.
- Les cintres.
- Les voussoirs préfabriqués.

II.11.1 Le béton projeté :

Le béton projeté est un béton propulsé sur un support sous forme de jet, il est utilisé comme soutènement dans les tunnels car il apporte un confinement immédiat, il est également utilisé en technique de réparation.

Le béton projeté de soutènement peut remplir plusieurs rôles en fonction des propriétés mécaniques du terrain et de la profondeur de l'ouvrage.

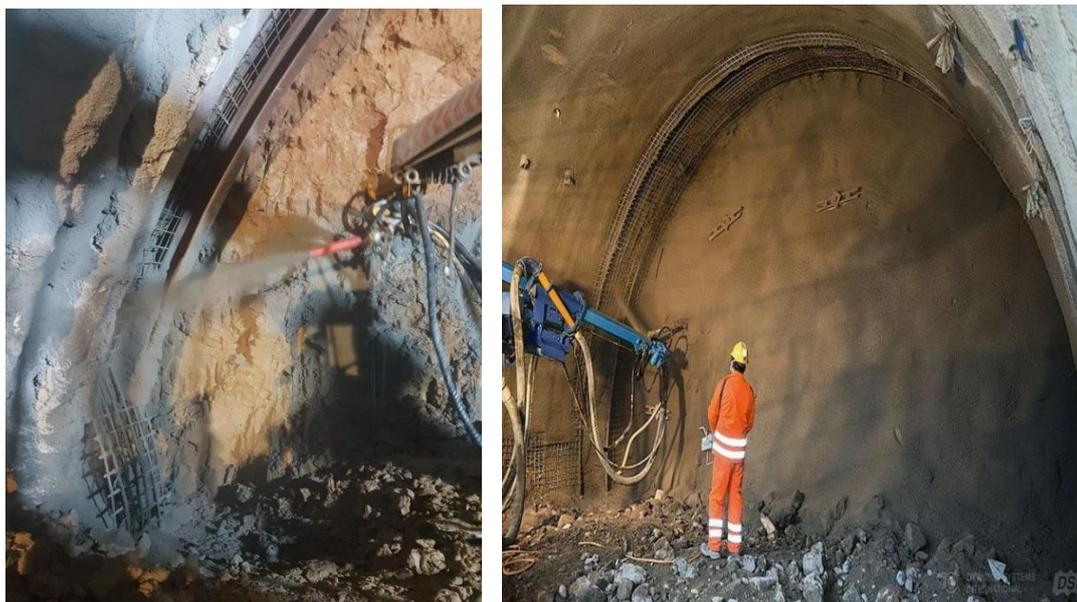


Figure II. 12: Mise en place du béton projeté.

II.11.2. Les cintres métalliques :

Ce sont des profilés métalliques normalisés (IPE, HEA, HEB, etc.) cintrés selon la géométrie du tunnel et qui servent à soutenir le terrain. Le plus proche possible du front, on vient placer un soutènement, en attendant le revêtement. Il est de plus en plus prévu pour participer à la reprise des efforts du terrain à long terme, parfois il peut même rester le seul chemisage du tunnel après son achèvement lorsque la configuration hydrogéologique le permet. Il a un rôle de protection et de sécurité pour le personnel travaillant sous terre (chutes de petits blocs), de supportage pour assurer la stabilité des gros blocs et de confinement pour limiter la convergence du terrain. L'espace non-soutenu durant le travail au front s'appelle le décaou. Selon la qualité du terrain, le décaou peut aller de quelques décimètres à plusieurs mètres.

Il existe plusieurs types de cintres on en citera trois :

➤ **Les cintres lourds:** généralement de type HEB, en raison de leur inertie, ils sont capables dans la majorité des cas, de ralentir et de limiter les déformations du terrain encaissant, toutefois ils peuvent être sujets à des ruptures brutales si les pressions exercées dépassent leur capacité de résistance.

Tableau II.3: Exemples de profilés des cintres métalliques selon le diamètre du tunnel.

Profilé (poids)	Diamètre de tunnel (m)
HEB 120 (34 kg/m)	2.5 a 5
HEB 140 (43.1kg/m)	4 a 8
HEB 180 (65.3kg/m)	7 a 10
HEB 220 (71.5kg/m)	9 a 12

➤ **Les cintres coulissants:** les éléments d'un même cintre sont assemblés de manière à permettre le coulisement contrôlé des profils métalliques l'un par rapport à l'autre. Le coulisement se produit lorsque les efforts normaux dépassent la résistance du cintre ce qui permet une petite expansion du terrain et donc une réduction de l'effort supporté par le cintre.

➤ **Les cintres réticulés:** ce type de cintres ne fonctionne que noyer dans du béton projeté.

II.11.3.Voussoirs préfabriqués :

Un voussoir est une écaille de béton armé qui est préfabriquée et prête à poser par un assemblage précis, plusieurs voussoirs forment un anneau. Les voussoirs sont mis en place par anneaux cylindriques successifs et servent d'appui longitudinal pour la progression du boulier au moyen de vérins hydrauliques dont les patins reposent sur la face avant du dernier anneau posé. Il existe bien entendu de nombreux types de voussoirs, en béton que l'on peut classer en deux catégories principales : Les voussoirs alvéolaires qui comportent des nervures longitudinales et transversales au travers lesquelles il est possible d'enfiler des boulons qui permettant l'assemblage et la transmission de certains efforts de flexion d'un voussoir à l'autre.

Ces voussoirs, directement dérivés des voussoirs métalliques, présentent toutefois

l'inconvénient, à inertie égale, d'un plus fort encombrement que les voussoirs pleins, donc nécessitent un volume d'excavation plus important. Les voussoirs pleins qui

sont des éléments de coques d'épaisseur constante et qui peuvent par exemple, être articulés les uns sur les autres le long de leurs faces latérales courbes.



Figure II.13:Exemple des voussoirs préfabriqué.

II.12. Pré- Soutènement :

Le pré-soutènement consiste donc à créer une structure qui joue un rôle de soutènement en avant du front de taille, il contribue à préserver l'intégrité du terrain se trouvant au tour du front de taille.

On utilise généralement le pré-soutènement dans les terrains peu résistants, dans des terrains à déformabilité importante (pour limiter les tassements), et dans des cas particuliers comme démarrage du creusement, et passage de zones broyées ou défailles, reprise d'éboulement. il existe 4 types de pré-soutènement :

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

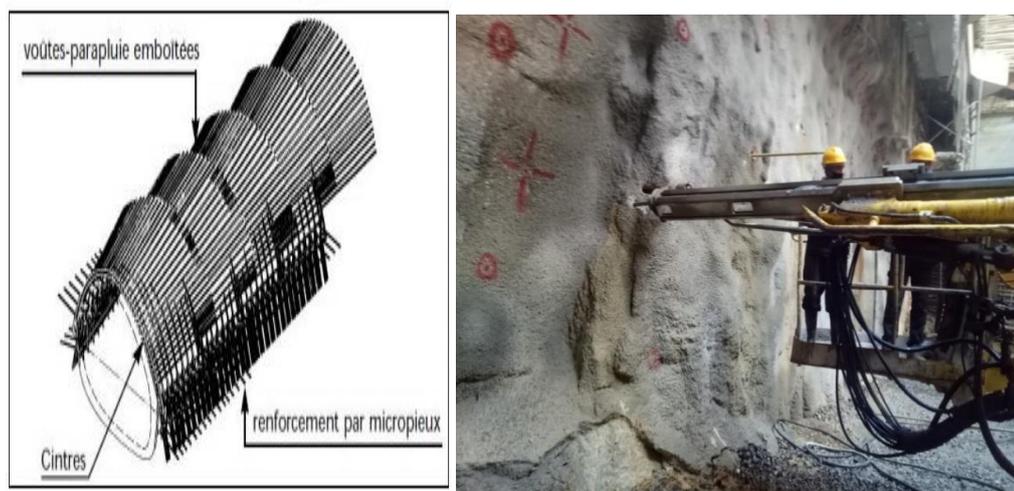


Figure II.14:profil-type de pré soutènement avec voûte-parapluie constituée de tubes métalliques.

II.12.1.Soutènement par les boulons :

Le boulonnage est une technique de soutènement qui s'est développée d'abord dans le secteur minier avant de se propager dans le domaine. Nous pouvons en distinguer trois catégories :

➤ **les boulons à ancrage ponctuel** : consiste à relier le plan de la surface excavée à un point profond. Ils sont fixés au rocher à leur extrémité par une coquille qui s'écarte lorsqu'on visse la tige. Sur la paroi, on visse l'écrou du boulon sur une plaquette. On privilégiera ces boulons pour les roches dures. ils permettent mise en œuvre rapide ainsi que son efficacité immédiate et la pression de confinement appliquée est connue.

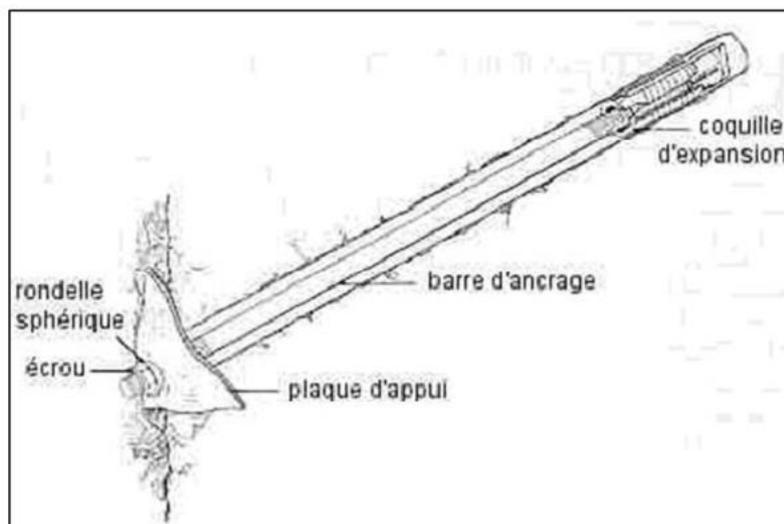


Figure II.15: Boulon à ancrage ponctuel.

➤ **Les boulons à ancrage réparti** : consiste sceller des barres métallique sur toute leur longueur dans le trou d'ancrage. On cite les trois types :

- Boulons scellement à la résine.
- Boulons scellement au mortier.
- Boulons scellement au coulis.

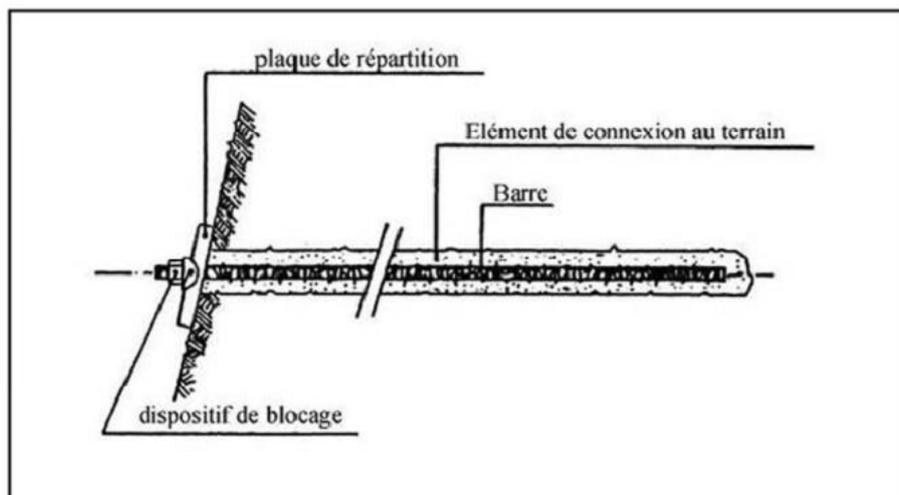


Figure II.16: Boulon à ancrage réparti.

➤ **Les boulons en fibre de verre**: sont utilisées dans les tunnels creusés au traditionnel, dans le but de renforcer le front de taille et éviter ainsi l'extrusion du noyau lors de l'excavation.



Figure II.17: Exemple de renforcement de sol par les boulons des fibres de verre.

Les boulons fibre de verre peuvent être en barre ronde pleine, en barre ronde creuse, tubulaires, en barres plate à section rectangulaire et en barre à section Y.

La technique consiste à insérer des chevilles de fibre de verre sous-horizontales dans le noyau en avant de la face de l'excavation. Ces chevilles sont reliées de manière continue au terrain environnant par injection de mortier dans les forages.

II.13. Choix et calcul de soutènement :

Les méthodes utilisées pour le choix d'un type de soutènement sont : la méthode de Barton (1974), la méthode de Bieniawski (1972, 1974), et les recommandations de l'AFTES (Association Française de tunnel et Espace souterrain, 1976). Etant donné que les deux premières méthodes, celles de Barton et de Bieniawski, sont exclusivement réservées aux terrains rocheux, on utilise par conséquent, les recommandations de l'AFTES qui considèrent aussi bien les terrains rocheux que les sols.

Plutôt que d'attribuer au massif une "note" globale déterminant les conditions de

creusement d'un ouvrage, comme c'est le cas des méthodes de Bieniawski et Barton, l'AFTES précise clairement les divers facteurs qui sont pris en compte lors de la conception d'un projet souterrain dans un massif de terrain comme les conditions géologiques générales, les conditions hydrogéologiques, les discontinuités (dans le cas de massif rocheux), les caractéristiques mécaniques du terrain, les contraintes naturelles, la hauteur de couverture de l'ouvrage et la déformabilité du massif.

En plus de ces critères relatifs au massif de terrain, l'AFTES prend en considération les critères relatifs à l'ouvrage et à son mode d'exécution et les critères relatifs à l'environnement.

Les recommandations de l'AFTES sont présentées sous forme des tableaux, dans chaque tableau, il est proposé les types de soutènement les plus favorables et les plus défavorables.

Tableau II.4: Choix du type du soutènement en fonction du comportement mécanique de massif.

comportement mécanique	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoir		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	procédés spéciaux		
			Ancrage ponctuel	Ancrage reparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulisson	Plaques métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
R1	•		•		✕			✕	✕	✕	✕		✕	✕
R2a	•		•		✕			✕	✕	✕	✕		✕	✕
R2b		•	•	•	✕			✕	✕	✕	✕		✕	✕
R3a		•	•	•	✕		•	✕	✕	✕	✕		✕	
R3b		•		•	✕		•		✕	✕	✕			
R4	✕	•	✕			•	•							
R5a	✕	•	✕			•	•	•						
R5b	✕		✕	✕		•	•	•	•	•	•	•		
R6a	✕	✕	✕	✕	✕	Ent	Ent	Ent	Ent		•	•		
R6b	✕	✕	✕	✕	✕	Ent BI	Ent BI	Ent BI	Ent BI	Ent BI	•	•		•

II.14. Dimensionnement du soutènement :

La méthode convergence-confinement est développée depuis les années 1970 (Panet, 1995), elle permet de mettre en évidence l'interaction entre un massif excavé et son soutènement. Les hypothèses de la méthode sont :

- Galerie de forme circulaire ;
- Contraintes géostatiques et comportement mécanique isotropes (symétrie de révolution de ces conditions autour de la galerie).

Cette méthode tient compte cependant de facteurs très importants relatifs à l'équilibre final du complexe terrain-soutènement, à savoir la déformabilité du terrain, la raideur du soutènement et la déformation que le terrain a déjà atteinte lors de la mise en place du soutènement.

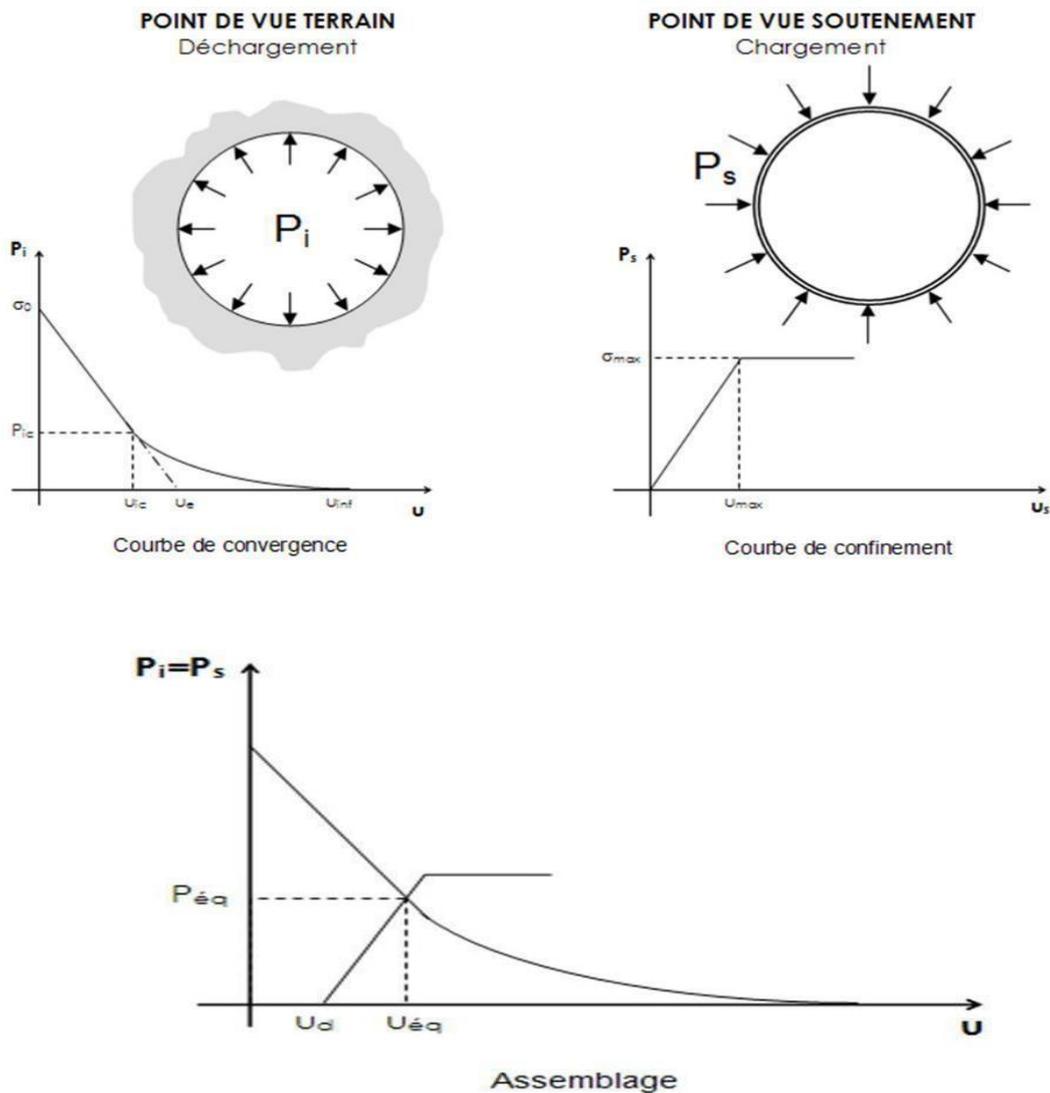


Figure II.17: Exemple de la Courbes de convergence du terrain et confinement du soutènement.

- La méthode consiste à tracer la courbe de convergence du terrain et la courbe de confinement du soutènement dans le même graphique. La figure II.17 représente les courbes de convergence de terrain, de confinement du soutènement et leur assemblage dans le même graphique. Le point d'intersection de la courbe de

confinement et la courbe de convergence représente l'équilibre terrain-soutènement, ce qui nous permet de déterminer la pression subie par le soutènement ainsi que le déplacement atteint par le terrain à l'équilibre. **tracé de la courbe de convergence du terrain :**

l'expression qui relie la variation de la pression radiale p à celle du déplacement u_e la paroi du tunnel est :

$$\Delta P = \frac{k}{R} \Delta u \quad (\text{II.11})$$

Avec : R : rayon de l'excavation et k raideur du terrain donne par :

$$k = \frac{E}{1 + \nu} = 2G$$

Le taux de déconfinement du terrain s'écrit :

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - p}{\sigma_0}$$

σ_0 : Contrainte initiale isotrope dans le terrain.

P : pression du soutènement correspondant au point considéré de la courbe caractéristique du terrain.

Si et seulement si le comportement du terrain est élastique, le déplacement de la paroi est lié au taux de déconfinement par la relation $U = \lambda U_e$

U_e : étant le déplacement élastique de la paroi pour $P = 0$

a) Domaine élastique linéaire :

si $\sigma_0 < \frac{R_c}{2}$ avec $R_c = \frac{2C - \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$ résistance à la compression simple du terrain.

la courbe caractéristique est une droite qui coupe l'axe de déplacement en un point d'abscisse $U_e = \frac{1+\nu}{E} \sigma_0 \cdot R$ et l'axe de pression en un point d'ordonnée σ_0

b) Zone en état limite de rupture :

Si $\sigma_0 > \frac{R}{2}$ à partir d'une certaine valeur de la pression ($P = P_a$), il se développe autour de la cavité une zone circulaire en état limite de rupture plastique de rayon (r_p). Lorsque p diminue, (r_p) augmente. en considérant le critère de rupture de Mohr-Coulomb nous avons :

$$P_a = \sigma_0(1 - \sin \varphi) - (c \times \cos \varphi)$$

Le déplacement de la paroi a l'apparition de la rupture (limite de comportement élastique) :

$$U_a = \lambda_a \cdot U_e \quad \text{avec} \quad U_e = \frac{1+\nu}{E} \cdot \sigma_0 \cdot R$$

U_e : Déplacement radial élastique du soutènement.

R : Rayon de tunnel.

E : Module d'élasticité.

ν : Coefficient de poisson.

:

c) Domaine élasto-plastique parfait :

Plusieurs formules ont été données pour tracer la courbe caractéristique du terrain après qu'une zone en état limite de rupture se formée autour de l'excavation.

$$U(\lambda) = \frac{1 + \nu}{E} \cdot \lambda_a \times \sigma_0 \frac{1}{\alpha + 1} \left[2 \times \left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^{\alpha+1} + \alpha - 1 \right] R$$

$$\text{Avec : } \frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{K_p+1} \frac{(K_p-1)\sigma_0+R_c}{(1-\lambda)(K_p-1)\sigma_0+R_c} \right]^{\frac{1}{K_p-1}}$$

Le taux de dé confinement du terrain en comportement élastique à une distance 'x' du front de taille est donné par la formule (Panet ,1995) :

$$\lambda(x) = 1 - 0.75 \left[\frac{1}{1 + \frac{4x}{3R}} \right]^2$$

La détermination de cette convergence permettra la définition de la position relative des courbes caractéristiques du soutènement et du terrain dont dépendra l'équilibre final .

Tracé de la courbe de confinement du soutènement :

Le soutènement aura pour Rôle d'appliquer la contrainte de confinement sur les parois de l'excavation. Cette pression de confinement s'établira au fur et à mesure que la convergence s'effectuera et que les terrains prendront appui sur le soutènement.

$$P_S = \frac{K_S}{R} U$$

U : déplacement radial du soutènement.

R : rayon de l'excavation.

K_s : la raideur du soutènement.

P : pression sur le soutènement.

Tableau II.5: Expression de la raideur et de la pression maximale pour chaque type de soutènement (Bouvard et al 1995).

		Raideur	Pression maximale
Béton coffré ou Béton projeté	Revêtement mince	$K_b = \frac{E_b \cdot e}{(1 - \nu_b^2)R} \approx \frac{E_b \cdot e}{R}$	$P_{max} = \frac{\sigma_b \max \cdot e}{R}$
	Revêtement épais	$K_b = \frac{E_b (R^2 - R_i^2)}{(1 - \nu_b)[(1 - 2\nu_b)R^2 + R_i^2]}$	$P_{max} = \frac{R^2 - R_i^2}{R^2 + R_i^2} \sigma_b \max$
Cintres calés à la paroi		$K_c = \frac{E_a \cdot S}{e \cdot R}$	$P_{c \max} = \frac{S \cdot \sigma_a}{R \cdot e}$
Boulons à ancrage ponctuel		$\frac{1}{K_s} = \frac{e_c \cdot e_l}{R} \left[\frac{4 \cdot l}{\pi \cdot d^2 E_a} + Q \right]$ Rigidité d'un ensemble de boulons	$P_{s \max} = \frac{T_{br}}{e_c \cdot e_l}$

II.15.Revêtement définitive :

Le revêtement définitif est placé une fois que l'excavation a déjà été stabilisée par le soutènement provisoire. Il est en général résistant à la charge à long terme. De cette manière, la fonction structurelle du revêtement se limite à offrir une marge de sécurité additionnelle à l'ouvrage. Le revêtement délimite la section utile intrados offrant les fonctionnalités demandées par l'emploi de l'ouvrage. Il matérialise le caractère définitif et durable de l'ouvrage vis-à-vis des exigences à respecter pour que l'ouvrage soit stable et apte à l'usage auquel il est destiné. Le revêtement reste visible de l'intérieur du tunnel, dont il masque l'étanchéité et le soutènement provisoires. Le revêtement peut aussi recevoir un habillage pour satisfaire à certaines exigences liées à l'aspect ou à l'environnement. Les fonctions ou le rôle que sera amené à assumer le revêtement d'assurer :

- ❖ la tenue du tunnel à long terme,
- ❖ la résistance à la pression hydrostatique,
- ❖ la protection de l'étanchéité,
- ❖ la protection du système de drainage et le confort en service.

a) Types de revêtement :

Revêtement en béton projeté.

Revêtement en béton coffré armé.

Revêtement en béton coffré non armé.



II.16.Conclusion :

Nous avons présenté une synthèse globale sur l'étude d'ouvrage souterraine en générale et un tunnel de cas spéciale.

Il existe plusieurs méthodes d'exécution des tunnels, mais le choix de la méthode la plus adéquate dépend de plusieurs paramètres, vu dans ce chapitre.

Donc pour un bonne étude et pour la réussite de l'exécution de projet comme ingénieurs en géotechnique nous somme obliges a compter sur les étapes précédentes afin de réaliser la sécurité et l'économie en toute précision.

III.1.Introduction :

Pour une bonne étude du terrain le long du tracé d'un ouvrage est nécessaire .donc on va étudier le comportement du sol a partir d'une recherche géologique et hydrogéologique et les conditions géotechnique qui ils sont joues un rôle très important dans un développement d'un projet d'exécution du rameau de connexion entre le puits de ventilation et le tunnel .

La connaissance de ces conditions, permet d'éviter l'imprévision de certains problèmes qui peuvent bloquer les travaux plusieurs mois et mettre en danger la sécurité du chantier, voir même nuire la faisabilité de l'ouvrage tels que la traversée d'un accident géologique avec venue d'eau sous forte pression.

III.2.Reconnaisances géologiques, hydrogéologiques :

Les reconnaissances et les études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques doivent fournir au concepteur du tunnel toutes les informations nécessaires, telles que :

- Pour les reconnaissances géologiques : La géologie régionale, histoire géologique et tectonique du massif, la description des terrains rencontrés selon leur nature pétrographique et minéralogique, leur qualité et leur discontinuité.
- Pour les reconnaissances hydrogéologiques : Les informations aquifères et les terrains imperméables, la nature des venues d'eau possibles le long du tracé, leur charge, leur débit, la composition chimique et minéralogique des eaux.
- Pour les reconnaissances géotechniques : la description des terrains traversés, leur état de contraintes in situ, la prévision de leur comportement pendant l'exécution puis l'exploitation de l'ouvrage.

Les reconnaissances et études hydrogéologiques doivent être effectuées en même temps que les reconnaissances et études géologiques, qui seront complétées par les reconnaissances et études géotechniques. Ces informations doivent permettre, de définir les méthodes d'exécution, le dimensionnement des ouvrages, les précautions particulières ou les traitements spéciaux à envisager pendant la construction.

III.3.Morphologie régionale :

La région d'Alger se trouve dans le contexte géodynamique méditerranéen résultant de l'affrontement entre les deux plaques tectonique Eurasienne et Africaine, par conséquent, il est l'une des régions où les déformations sont les plus actives.

L'Atlas tellien est constitué par un relief montagneux important. Il se caractérise par une grande complexité géologique longeant le littoral méditerranéen. Il est le résultat d'une longue histoire géodynamique

La zone d'étude dans laquelle se trouve la ville d'Alger (capitale) est son extension dans toutes les directions représente l'agglomération la plus peuplée du pays avec plus de 5 millions d'habitants. Elle est située sur l'anticlinal du sahel et au nord du bassin sédimentaire subsident de la Mitidja

Cette zone fait partie du tell, représente le segment central de la chaîne tellienne. Cette dernière se caractérise par un relief montagneux constituant ainsi une longue chaîne de montagnes longeant le littoral méditerranéen. En effet, cette zone appartenant à l'Atlas tellien qui est structurée en plis, plis –failles et chevauchements avec des composantes de déplacements latéraux et une direction de compression qui est NO-SE(N140) (Maghraoui et al ,1996). Figure N° 01. Les déformations sont localisées notamment dans les bassins plio-quadernaires intra montagneux.

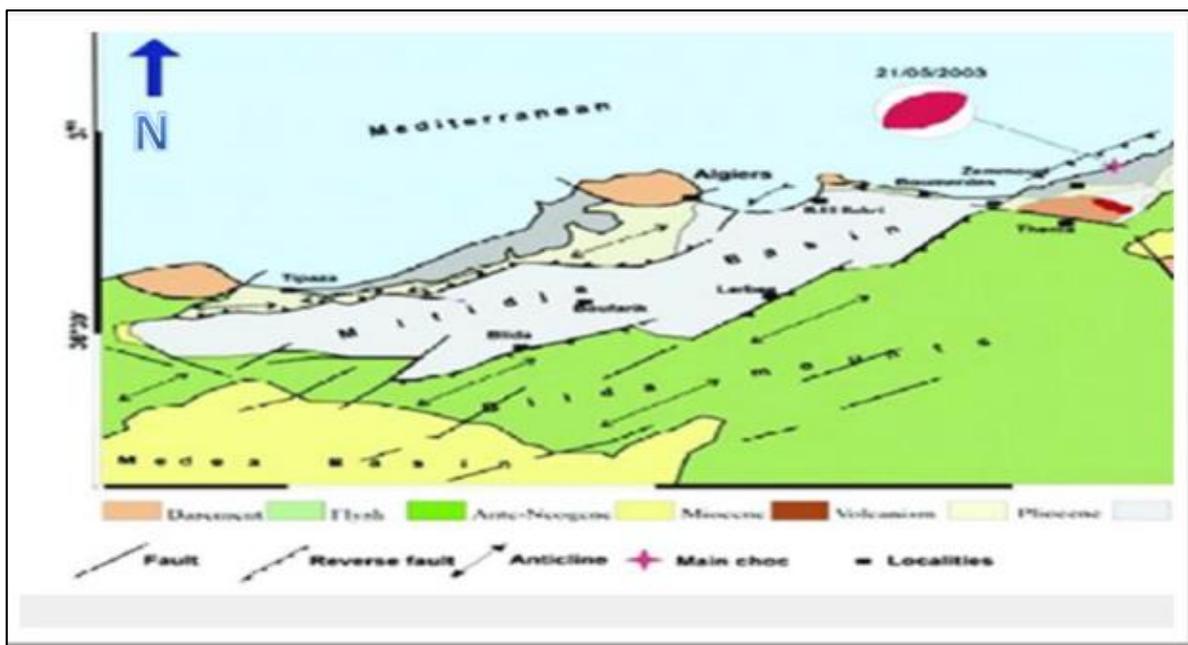


Figure.III.1 : Carte géologique et tectonique de la région d'Alger (Ayadi et al ,2003).

III.4. Aperçu géologique général d'ALGER :

L'Algérie, par le fait de son étendue, comprend quatre larges domaines géologiques allant du Nord vers le Sud :

- L'Atlas Tellien (ou le Tell) : Constitué de reliefs escarpés et de plaines littorales dont les plus riches de l'Algérie sont la Mitidja au centre, le Chélif à l'Ouest et le Seybouse à l'Est.

- Les hauts plateaux.

- L'Atlas saharien.

- Le Sahara.

De la même manière, l'Algérie est divisée en deux unités tectoniques majeures séparées par la faille sud-atlasique:

- Le Nord du pays portant l'empreinte de la tectonique alpine.

- La plate-forme saharienne, relativement stable, où la tectonique est moins prononcée.

Les alentours de la ville d'Alger se situent dans la première région définie ci-haut,

Délimitée au Nord par la mer Méditerranée et au Sud par l'Atlas Tellien. Cette chaîne

Correspond à une zone complexe de reliefs jeunes alpins, constitués de nappes mises en place au Miocène inférieur. Les bassins néogènes tardifs se sont installés sur ces nappes et peuvent être considérés comme post-nappes.

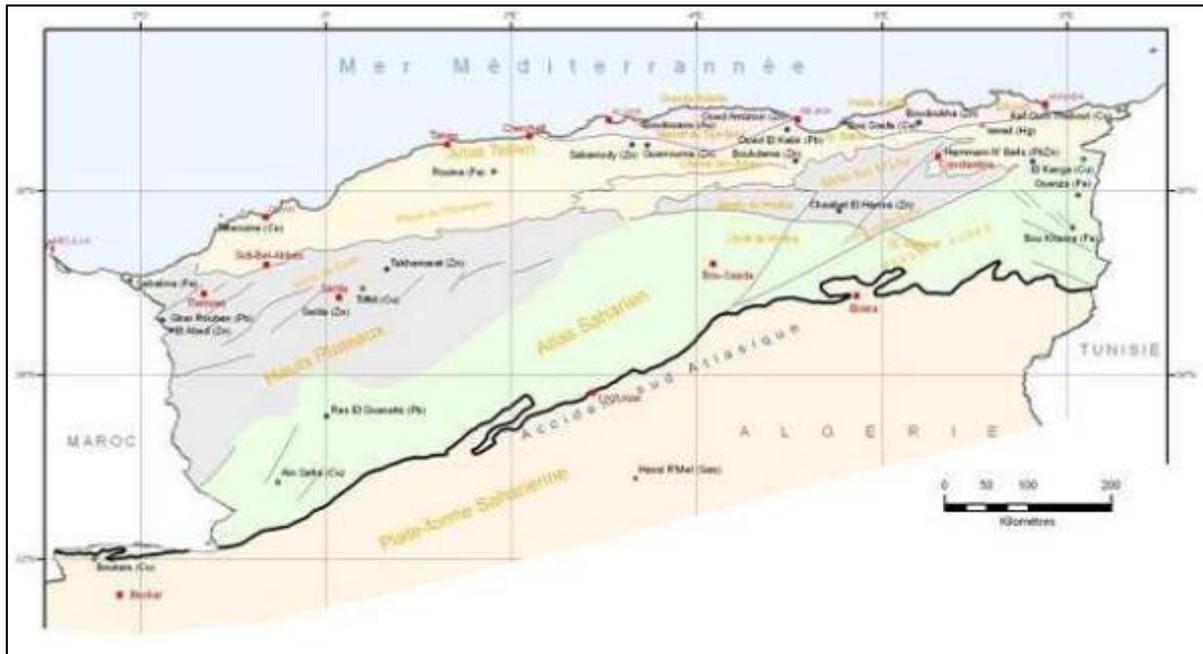


Figure.III.2 : Carte de localisation des grands ensembles du Nord de l'Algérie et principaux gîtes.

III.5. Aperçu hydrogéologique d'Alger :

L'aquifère de la plaine de la Mitidja a fait l'objet de plusieurs études géologiques et hydrogéologiques. La plaine est constituée en profondeur par un bassin de sédimentation produit du jeu de subsidence, comblement et affaissement. Ce bassin est constitué de trois entités lithologiques bien distinctes dont deux forment des réservoirs aquifères :

- Alluvions d'âge quaternaire (réservoir supérieur).
- Grès et calcaires de l'Astien (réservoir inférieur).
- Marnes séparant les deux entités précédentes (couches imperméables).

III.6. Réseaux hydrographiques :

Le bassin du Côtier Algérois est situé entre le bassin du Dahra et l'embouchure de l'Isser. Tous les cours d'eau qui le forment se jettent au nord, dans la Méditerranée. Au sud, le bassin est limité par le bassin versant du Chéouli et de l'Isser, L'oued Mazafran est considéré comme le plus important du bassin, étant les autres principaux les oueds El Hachem, Nador, El Harrach, Hamiz, Reghaia et Boudouaou.

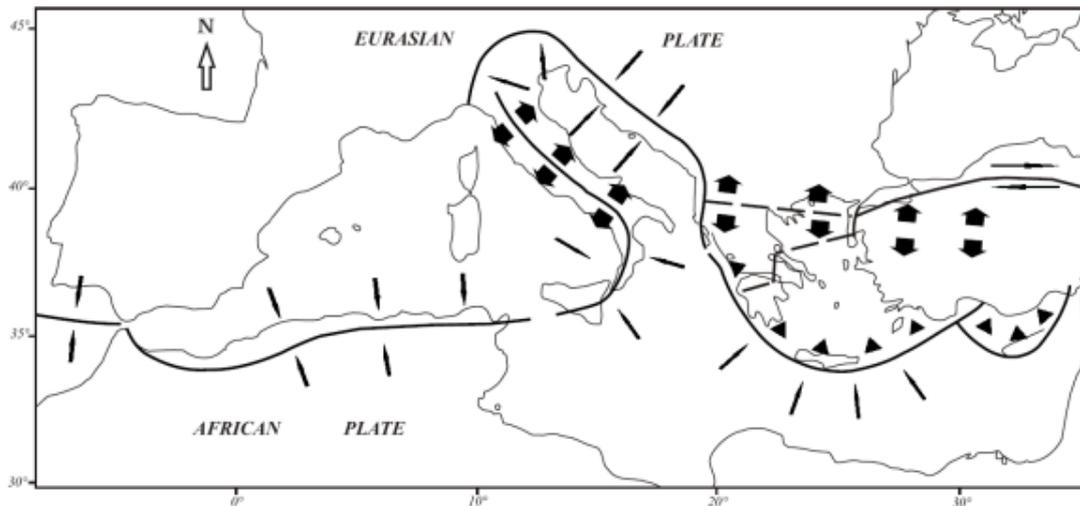


Figure III.4: Mouvements tectoniques de convergence de la plaque africaine et eurasiennne.

III.8. Aperçu sismique de la région Algéroise :

Si d'une manière générale, les ouvrages, souterrains se comportent mieux que les ouvrages en surface face aux sollicitations sismiques, il n'en demeure pas moins que, même si cette constatation peut être confirmée en terrain homogène elle ne saurait l'être par contre, en terrain présentant certaines particularités, telles que :

- Le franchissement de failles.
- Les parties profondes affectées de phénomènes de glissements superficiels du terrain.

Nous noterons que, pour la région Algéroise, le repère de positionnement de l'aléa sismique autorise une probabilité d'occurrence d'oscillations caractérisées par une accélération d'amplitude bornée supérieurement à (0,3 g) et d'une intensité de séisme ne dépassant pas 8 EMI sur l'échelle de MERCALI (qui en compte 12) provoquant généralement des désordres mineurs telle que des fissurations du revêtement.

A titre préventif, il est souhaitable d'éviter :

- la continuité du revêtement afin de diminuer la propagation des vibrations qui peuvent induire son éclatement

- la mise en place de dispositif constructif approprié en fractionnant longitudinalement l'ouvrage en plots indépendants munis de joints parasismiques judicieusement répartis.
- Assurer l'étanchéité à ce niveau, on place des joints « water-stop ».

III.8.1 Conditions sismiques :

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

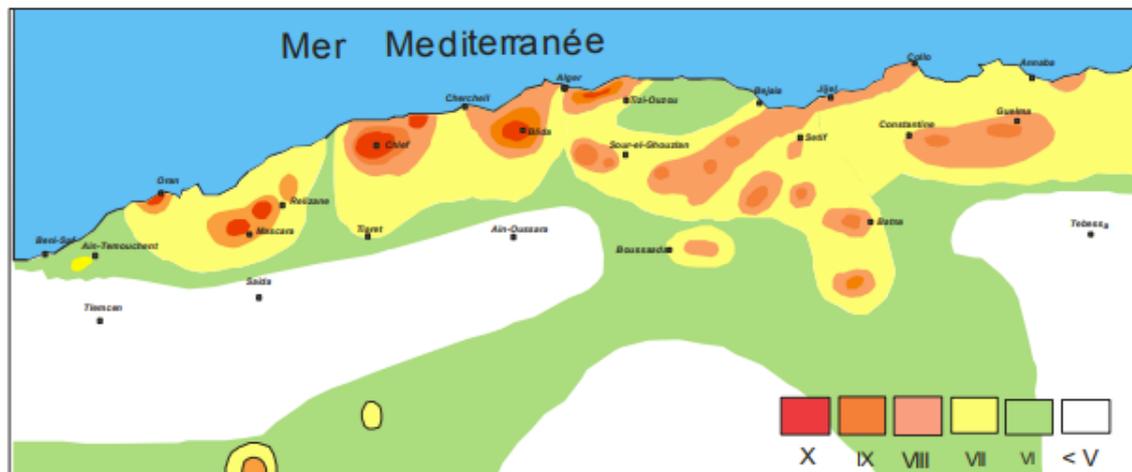


Figure III.5: Carte des intensités maximales observées au nord d'Algérie (1716 – 2003).

Parmi ces séismes, nous pouvons citer ceux qui ont touché Alger en 1716, Oran en 1790, Gouraya en 1891. Dans une période plus récente, on peut citer les séismes d'Orleans ville (09.09.1954), d'El Asnam (10.10.1980) de Constantine (27.10.1985), de Tipaza (29.10.1989), de Mascara (17.08.1994), d'Alger (04.09.1996), de Ain Temouchent (22.12.1999, de Beni Quartilane (10.11.2000) et de Boumerdès-Alger, 21.05. 2003).

Le Nord de l'Algérie est connu pour son intense activité sismique qui se trouve localisée dans les zones côtières et en mer Méditerranée . Cette sismicité est liée aux mouvements tectoniques de convergence de la plaque africaine au Sud et de la plaque eurasiennne au Nord, la tectonique de compression qui en découle génère de nombreuses failles actives dont le rejet provoque les séismes . Elle est essentiellement marquée par des séismes superficiels qui causent des dégâts considérables dans la zone épicertrale. Le violent séisme du 21 mai 2003

de Boumerdès, de par son intensité, a causé des dégâts matériels et des pertes humaines considérables.

III.8.2.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 .

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible

Zone IIa : sismicité moyenne

Zone IIb : sismicité élevée

Zone III : sismicité très élevée



Figure III.6 : Extrait de la carte de zonage sismique du territoire national – RPA99/APRES ADDENDA.

III.8.3.Classification du site :

Pour la prise en compte du risque sismique et en particulier de la valeur du coefficient d'accélération, les tunnels et puits, selon la partie II des RPOA 2008 – Règles Parasismiques Applicables au Domaine des Ouvrages d'Art, sont classés en deux groupes :

•**Groupe 1 Tunnels stratégiques** : Ce groupe recouvre les tunnels stratégiques devant rester circulables après avoir subi l'action sismique ultime réglementaire.

•**Groupe 2 Tunnels importants** : Dans ce groupe sont classés les tunnels qui se trouvent sur les chemins de wilaya, chemins communaux ou autre voies.

Cet ouvrage s'encadre dans le Groupe 1.

Le coefficient d'accélération est défini en fonction de la zone sismique et de la classe des ouvrages selon le Tableau 1ci-dessous :

Tableau 1 : Les valeurs du coefficient d'accélération A selon le RPA99/V2003.

Groupe	Zone sismique			
	I	II a	II b	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

La région d'étude est située dans la zone sismique III et dans le groupe 1 - tunnels stratégiques, pour cette zone la valeur d'accélération sismique a adopté sera de 0,4g. Il est impératif de tenir compte de la sismicité régionale avant d'entreprendre toute action de construction définitive dans la région d'étude. Cette valeur de 0,4g sera considérée pour tous les calculs des structures internes. Pour les phases provisoires, selon l'indication de l'EMA, une valeur de 0,1g devra être considérée.

III.9.Campagne de reconnaissance géotechnique :

Pour l'étude géotechnique, nous avons pris tous les résultats, les classifications et les caractéristiques, qui sont donne dans le rapport géotechnique .Mais nous avons pu faire la classification de la couche de l'argile selon LCPC. Cette dernière est classée comme étant un l'argile très plastique.

Nous présentons une liste des travaux de prospection et des résultats des essais in situ et en laboratoire réalisés dans la zone du rameau. Le Tableau III.2 présente un résumé de tous les travaux de prospection et essais réalisés.

Tableau 2:Résumé des travaux de prospection et essais réalisés dans plusieurs études (Essais de laboratoire dans la zone du rameau dans plusieurs études).

Sondage	Identification (quantités)						Résistance a la compression simple (quantités)	Cisaillement a la boite (quantités)	Chargement a l'oedometre (quantités)	Gonflement libre (quantités)	Cisaillement triaxial (cu +u)	Perméabilité	Analyse chimique et minéralogique
	G	L	T	P	P	V							
Sc05	6	6	6	6	6	6	3	2	2	-	2	1	-
Sc04	7	3	8	4	8	8	1	-	2	-	-	2	1

D'après le rapport géotechnique on résume dans un tableau III .3. les essais qu'ils sont réalisés dans le sondage SC05.

Tableau 3 : Résumé des travaux de prospection et essais réalisés dans plusieurs études (Essais in situ).

Sondage	Essai SPT (Quantités)	Essai pressiométrique (quantités)	Essai piézométrique
SC05	39	—	
Sc04	35	—	

Tableau 4: résumé des résultats des analyses chimique réalisées dans le Sc04.

Analyse chimique (%)		
Sondage	Sc04	Sc04
Profondeur (m)	43.20 -43.40	53.44-53.72
Fer et alumines	1.16	1.72
Sulfates SO_3^-	Néant	Néant
Chlorure Cl^-	0.18	0.22
Carbonates $CaCO_3$	20.0	19.68
Insoluble	82.09	79.82
Perte au feu a 1000°	9.03	9.81
PH	7.5	7.5

Tableau 5: résumé des résultats des analyses chimiques réalisées dans le sondage Sc04.

Analyse chimique (%)	
Champagne de prospection	Complémentaire
Sondage	Sc04
Profondeur (m)	24.01-24.30
Silice SiO_2	43.26
Alumina Al_2O_3	13.71
Hematite Fe_2O_3	7.13
Magnesium MgO	1.07
Chaux CaO	15.54
Sulfates SO_4^{2-}	0.01
Potassium K_2O	1.65
Sodium Na_2O	0.53
Phosphorus P_2O_5	0.17
Titane TiO_2	0.61
Perte au feu à 1000°C	16.32

III.10. Paramètre drainés des sols :

Pour établir les paramètres (cohésion et l'angle de frottement), ils ont utilisé les corrélations avec les paramètres physiques tels que l'indice de plasticité.

a) Détermination de φ' et c' :

L'angle de frottement effectif (φ') et la cohésion effective (c') du terrain encaissant le tunnel n'ont pas été déterminés à partir d'essais mécaniques au laboratoire et ce de fait, nous sommes contraints à les déterminer à partir de propriétés physiques en utilisant des corrélations établis dans la littérature spécialisée (Mitchell 1976, Wilun et Starzewski 1975).

Plusieurs auteurs (Mitchell 1976, Wilun et Starzewski 1975) ont montré que l'angle de frottement effectif (φ') des sols cohésifs peut être corrélé avec l'indice de plasticité (IP). Dans le présent travail, il est utilisé la corrélation proposée par Mitchell (1976):

$$\sin \varphi' = 0.8 - 0.094 \ln IP$$

Avec IP : indice de plasticité.

D'autre part Wilun et Starzewski (1975) proposent des valeurs typiques ϕ' et c' en fonction de la consistance des sols fins (Tableau III.7).

Tableau 6: Valeurs typiques de c' et ϕ' (Wilun et Starzewski, 1975).

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

Selon la corrélation de Mitchell(1976),avec la valeur IP variable entre 10% et 20%, et la valeur de ϕ' est situé entre 32°et 34°, vous avez adopté la valeur Pour le sable limoneux, ils ont trouvé la valeur de $\phi' = 3^\circ$.

Selon les recommandations de Wilun et Starzewski (1975) et à partir du Tableau III.7, les valeurs du paramètre de cohésion c' pour sable limoneux , Ils ont trouvé la valeur de $c' = 0$ kPa.

b) Calcul du module de déformabilité drainé (E') à partir de l'essai SPT

Les corrélations utilisées entre le module de déformabilité drainé (E') et les résultats de l'essai SPT ($NSPT$) sont :

- Bowles, J. E. (2002) : $E' = 1200 \cdot (NSPT + 6)$ (sables et sables graveleux)
- Bowles, J.E. (2002): $E' = 6000 \cdot NSPT$ (sablesNC)

- Mezenbach (1961): $E = C1 + C2 \cdot NSPT$; où $C1$ et $C2$ sont des coefficients dépendants du type de sol
- Papadopoulos (1992) : $E' = 75 + 8 \cdot NSPT$.

c) Calcul du module de déformabilité drainé (E') à partir de l'essai PMT

Les corrélations utilisées entre le module de déformabilité drainé (E') et les résultats de l'essai pressiométrique PMT sont selon Baud et Gambin (2013) :

$$E' = 16 \cdot \left(\frac{pl^*}{\sigma_{oh}} \right)^{0.5} \cdot pl^*$$

La pression limite nette (pl^*) est calculée à partir de

$$pl^* = pl - \sigma_o \cdot$$

σ_{oh} : est la contrainte totale horizontale au niveau d'essai.

d) Détermination du module de déformabilité drainée

La détermination de la valeur du module de déformabilité drainée E' a été faite selon la loi de Hooke, à travers de l'équation.

$$E' = \frac{E^u}{1.15}$$

III.11.Synthèse des paramètres géotechniques :

A partir des essais, les paramètres géotechniques utilisés dans les calculs de dimensionnement du tunnel sont résumés dans le **tableau III.4**.

Tableau 7: Synthèse des paramètres géotechniques au niveau du sondage SC05 (Rapport géotechnique du projet).

Horizon géotechnique	Remblai	Sable limoneux	Agile très plastique
Profondeurs moyennes (m)	00__ 4.5	4.5__12.95	12.95__60
Poids vol. saturé γ_{sat} (kN/m ³)	/	20.47	20.47
Poids vol. sec γ_d (kN/m ³)	17	17	17
Angle de frottement effectif' (°)	20	34	15.1
Cohésion effective c' (kPa)	0	0	59.6
Module de déformabilité drainé E' (MPa)	10	60	62

Les résultats des sondages carottés (ANNEXE) on permit d'établir une synthèse des éléments géologiques, hydrogéologiques et géotechniques. Le rameau sera excavé dans un site comportant trois couches.

La nappe phréatique se trouve à une profondeur de 12.5 m ; on adopte la coupe lithologique suivante présenté dans la figure III.6.



III.12. Conclusion :

La campagne de reconnaissance géotechnique effectuée a été marquée par un ensemble d'investigations sur terrain, suivi par un programme complet d'essais d'identification physique et mécanique exécutés au laboratoire sur des échantillons récupérés des sondages à différents niveaux.

L'exploitation des résultats de cette campagne nous a permis d'identifier les différentes formations composant le sous-sol, et d'en proposer une représentation lithologique du site. Le site est composé des couches suivantes :

Remblai (0 – 4.5 m).

Sable limoneux (4.5 – 12.95m).

Argile très plastique (12.95 - 60m).

Et d'après l'étude hydrogéologique on peut dire que la nappe phréatique se trouve à une profondeur de 12.5 m.

IV.1 Introduction :

Pour réaliser un ouvrage souterrain il faut faire un évaluation complète des charges a partir des surcharges qui est agissent sur notre ouvrage , donc dans ce chapitre on va calculer les charges verticales , les charges latérales par la méthode de terzaghi ainsi que le soulèvement du radier par la méthode de Tsimbarievich qui vont être expliqués dans ce chapitre .

IV.2 Evaluation des charges agissant sur le tunnel :

Il existe de nombreuses formules théorico-empiriques pour évaluer quantitativement la poussée verticale sur la calotte et les poussées latérales sur les piédroits, qui souvent sont notablement différentes selon les diverses hypothèses adoptées et les paramètres mis en évidence.

Etant donné que le tunnel objet du présent projet se trouve relativement en surface (rameau de connexion d'un tunnel de métro), la méthode la plus adéquate pour évaluer les charges est celle de Terzaghi (Terzaghi, 1943). Cette méthode sera présentée dans ce qui suit.

IV.2.1. Les charges verticales :

Selon les effets on distingue les classes suivantes :

- ❖ Terrain non cohésif.
- ❖ Terrain cohésif.

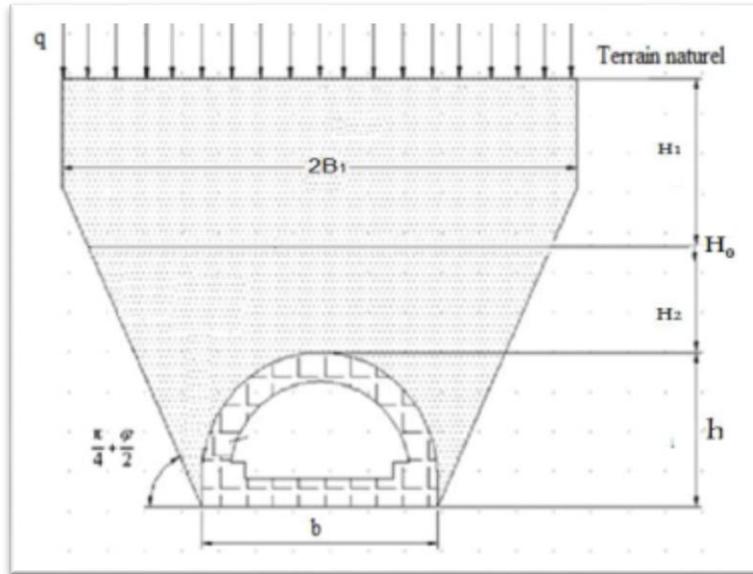


Figure IV.1:pression verticale sur la calotte (Terzaghi, 1943).

Terrain non cohésif :

Le matériau est considéré en équilibre plastique. En se basant sur une série d'expériences, Terzaghi (1946) fournit deux expressions différentes de la pression au sommet du tunnel selon la hauteur de la couverture.

- Pour $H_0 \leq 5 \cdot B_1$ l'effet de voûte s'entend jusqu'à la surface (FigIV.2) et la pression verticale est :

$$P_V = \frac{\gamma \cdot B_1}{K \cdot \tan \varphi} \left(1 - e^{\left(\frac{-k \cdot H \cdot \tan \varphi}{B_1} \right)} \right) \quad (IV.1)$$

Avec K: le coefficient expérimental pris ≈ 1 selon Terzaghi.

$$\text{Et } B_1 = b + 2 \cdot h \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (IV.2)$$

- Pour $H_0 > 5 \cdot B_1$ l'effet de voûte ne se fait pas ressentir jusqu'à la surface (Fig. IV.2). la hauteur totale sera par conséquent composée de deux hauteurs, une hauteur soumise à l'effet de voûte (H1) et une hauteur résiduelle (H2) s'étendant jusqu'à la surface.

La pression verticale sur la calotte serait alors égale à :

$$P_V = \frac{\gamma B_1}{K \tan \varphi} \left(1 - e^{\frac{-K \cdot H_1 \tan \varphi}{B_1}} \right) + \gamma \cdot H_2 \cdot e^{\left(\frac{-K \cdot H_1 \tan \varphi}{B_1} \right)} \quad (IV.3)$$

Terrains cohésif :

Selon Terzaghi (1946):

- Lorsque $H_0 \leq 5 \cdot B_1$ (le tunnel se trouve en petite profondeur), l'expression de la pression verticale P_V est :

$$P_V = \frac{\gamma \cdot B_1 - C}{K \cdot \tan \varphi} \left(1 - e^{\left(\frac{-K \cdot H \cdot \tan \varphi}{B_1} \right)} \right) \quad (\text{IV.4})$$

- Lorsque $H_0 > 5 \cdot B_1$ on a plus simplement

$$P_V = \frac{\gamma \cdot B_1 - C}{K \tan \varphi} \quad (\text{IV.5})$$

IV.2.2. Les charges latérales :

La pression latérale agissant sur les piédroits du tunnel sera calculée en utilisant les équations suivantes :

- a) Poussée active :

$$P_{\text{act}} = K_a \cdot P_V - (2 \cdot C \sqrt{K_a}) \quad (\text{IV.6})$$

$$\text{Avec } K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

- b) Poussée passive :

En se basant sur les calculs de vérification sur un grand nombre de tunnels ferroviaires à double voies Desimone considère que la résistance passive du terrain aux déformations imposées existe toujours même pour des terres dégradées dont l'angle de frottement interne est inférieur à 30° et que cette résistance diminue avec l'accroissement de la poussée active, et que la somme des poussées active et passive concourt toujours à la stabilité de revêtement.

Pour son évaluation, Desimone propose un coefficient empirique « λ »

$$P_{\text{pas}} = \lambda \cdot P_{\text{act}} \quad (\text{IV.7})$$

Les valeurs du coefficient λ en fonction de l'angle de frottement φ sont données par le tableau suivant :

Tableau IV.2: coefficient empirique λ en fonction de l'angle de frottement φ .

φ	15	20	25	30
λ	0.2	0.5	0.7	0.8

Dans le champ de variation de l'angle de frottement φ où les deux poussées active et passive coexistent une pression latérale globale à la somme des deux poussées

$$P = P_{\text{pas}} + P_{\text{act}} \quad (\text{IV.8})$$

$$P = (1 + \lambda) + P_{\text{act}} \quad (\text{IV.9})$$

λ : coefficient empirique

IV.3. Vérification au risque de soulèvement du radier :

Le risque de soulèvement du radier sera vérifié en utilisant la méthode de Tsimbarievich (Széchy, 1971). Cette méthode se base sur les conditions d'équilibre du radier dans une tranchée étayée. Tsimbarievich part de l'idée que sous l'effet de la poussée verticale exercée par les masses de terrain latérales, un coin du radier aura tendance à se déplacer vers l'intérieur de l'excavation, ce déplacement étant équilibré par l'effet de la butée des terres située sous l'évidement (**Fig IV.3**).

Si l'on dessine sur la verticale passant par l'angle inférieur de l'évidement, la ligne de répartition de la poussée active des terres, on obtient une surface trapézoïdale. A une profondeur x , la valeur de la poussée des terres sera (**Fig. IV.3**) :

$$e_a = (P + x \cdot \gamma) \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \cdot \tan \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{IV.10})$$

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

$$e_p = x \cdot \gamma \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2C \tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{IV.11})$$

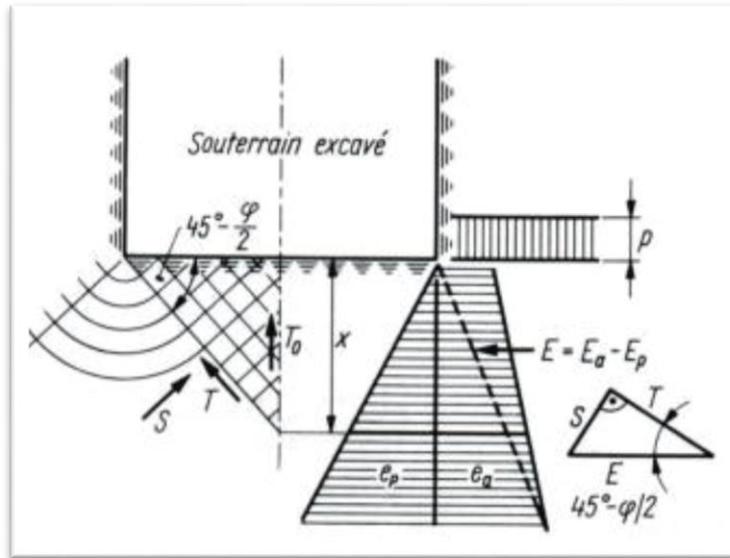


Figure IV.2: Représentation des pressions agissant sur le radier selon la théorie de Tsimbarievich.

La profondeur x , où $e_a = e_p$, peut être calculée en faisant l'égalité des deux équations. Ce sont les couches du terrain situées au-dessus de cette profondeur qui participeront à la poussée exercée sur le radier.

$$x = \frac{p \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \cdot c \left[\text{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) + \text{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \right]}{\gamma \left[\text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) - \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \right]}$$

Remarque : si la valeur de x est inférieure à 0 donc il n'y a pas de risque de soulèvement et la stabilité du radier est vérifiée.

IV.4 .Interprétation des résultats :

IV.4.1.Evaluation des charges agissant sur le tunnel :

Pour l'évaluation des charges agissant sur le tunnel, les différents horizons qui surmontent le tunnel au niveau du sondage carotté SC05 et leurs caractéristiques géotechniques.

IV.4.2.1.. Charge verticale sur le tunnel :

On a trois couches de sol (remblais, sables limoneux et argile très plastique)

Nature de sol	Remblais	Sable limoneux	Argile TP
Caractéristique mécaniques	$\varphi=20$ $C = 0$	$\varphi=34$ $C = 0$	$\varphi=15.1$ $C = 59.6$

➤ L'effet de voute : pour calculer l'effet de voute on va utiliser l'équation (IV.2)

$$H_0 \leq 5 B_1 \quad \text{avec} \quad b=9.14\text{m} \quad h=7.17\text{m} \quad H_0=37\text{ m} \quad Q=15\text{KN/m}^2$$

$$B_1 = \frac{b}{2} + h \cdot \text{tang} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$B_1 = 10.07 \text{ m}$$

Donc il n'y a pas l'effet de voute.

❖ Remblais P_{V1} (non cohésif) .

En utilisant l'équation(II.1) pour la hauteur soumise à l'effet de voute $H_1=4.5\text{m}$, surcharge $q=15\text{kPa}$, $\gamma_d=17\text{kN/m}^3$, coefficient expérimental $k=1$ (selon Terzaghi), $\varphi=15.1^\circ$ et $B_1=10.07\text{ m}$, la valeur de P_{V1} sera égale :

$$P_V = \frac{\gamma B_1}{K \tan \varphi} \left(1 - e^{\frac{-K.H_1 \tan \varphi}{B_1}} \right) + \gamma \cdot H_2 \cdot e^{\left(\frac{-K.H_1 \tan \varphi}{B_1} \right)}$$

$$P_{V1} = -7.78 \text{ t/m}^2.$$

❖ Sable limoneux P_{V2} (non cohésif).

$$P_V = \frac{\gamma B_1}{K \tan \varphi} \left(1 - e^{\frac{-K.H_1 \tan \varphi}{B_1}} \right) + \gamma \cdot H_2 \cdot e^{\left(\frac{-K.H_1 \tan \varphi}{B_1} \right)}$$

En utilisant l'équation (II.4) pour $B_1=10.07\text{ m}$, $H_1=8.45\text{m}$, $q=-7.78\text{t/m}^2$, $C=59.6\text{kPa}$,

$\gamma_d = 17\text{kPa}$ et $\varphi=15.1^\circ$ la valeur de P_{V2} sera égale :

$$P_{V2} = -37.78 \text{ t/m}^2.$$

❖ Argile très plastique P_{V3} (cohésif) .

En utilisant l'équation (II.4) pour $B_1=10.07$ m, $H_1=24.05$ m, $q=-37.78$ t/m², $C=59.6$ kPa, $\gamma' = 10,47$ kPa et $\varphi=15.1^\circ$ la valeur de P_{V3} sera égale :

$$P_V = \frac{\gamma B_1}{K \tan \varphi} \left(1 - e^{\frac{-K.H_1 \tan \varphi}{B_1}} \right) + \gamma . H_2 . e^{\left(\frac{-K.H_1 \tan \varphi}{B_1} \right)}$$

$P_{V3}=92.45$ t/m².

La charge verticale totale P_v sera égale a :

$$P_V = P_{V3} + (\gamma_w \cdot h_w)$$

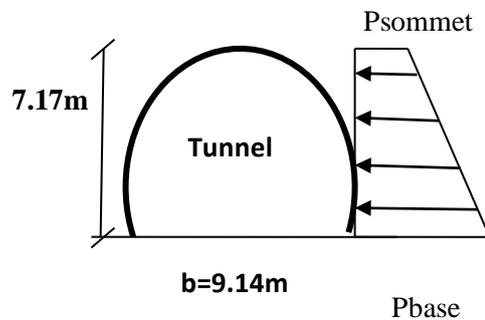
$P_V = 116.95$ t/m²

IV.4.2.2.La Charge horizontale totale (latérale) :

K_a est calculé par l'équation suivant :

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

$K_a = 0.58$



$$P_{\text{sommet}} = (K_a \cdot P_v - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}) \cdot (1 + \lambda) + \gamma_w \cdot h_{w1}$$

$$P_{\text{base}} = (K_a \cdot (P_v + \gamma_h) - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}) \cdot (1 + \lambda) + \gamma_w \cdot h_{w2}$$

Avec : $\lambda=0.2$

$P_{\text{sommet}} = 200.41$ KPa.

Et

$P_{\text{base}} = 304.93$ KP

IV.5.Calcul du soulèvement du radier :

Tsimbarievitch a étudié la pression des terrains au niveau du radier.

Il part de l'idée que sous l'effet de la poussée verticale exercée par les masses de terrain latérales, un coin du radier aura tendance à se déplacer vers l'intérieur de l'excavation, ce déplacement étant équilibré par l'effet de la butée des terres situées sous l'évidement .

Si l'on dessine sur la verticale passant par l'angle inférieure de l'évidement, la ligne de répartition de la poussée active des terres, on obtient une surface trapézoïdale. A une profondeur 'x' la valeur de la poussée des terres sera :

$$e_a = (P + x \cdot \gamma) \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \cdot \tan \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

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

$$e_p = x \cdot \gamma \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2C \tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

- P_v la charge verticale exercé jusqu'à la base de tunnel

$$P_v = \sum \gamma h + q = 304.93 \text{ kN/m}^2$$

- Les caractéristiques géotechniques de la couche où se trouve le radier (limon très plastique)

$$\varphi = 15.1^\circ, \quad \gamma = 10.47 \text{ kN/m}^2 \text{ et } C = 59.6 \text{ kN/m}^2$$

$$= \frac{304.93 \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{15.1}{2} \right) - 2 \cdot 59.6 \left[\text{tg} \left(45^\circ + \frac{15.1}{2} \right) + \text{tg} \left(45^\circ - \frac{15.1}{2} \right) \right]}{10.47 \left[\text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{15.1}{2} \right) - \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{15.1}{2} \right) \right]}$$

La profondeur x du terrain qui exerce sa poussée sur le radier est

$$x = -2.15 \text{ m}$$

La valeur de la profondeur 'x' étant négative par conséquent, il n'y a pas de risque de soulèvement et la stabilité du radier est vérifiée.

IV.6. Conclusion :

Comme il été indiquer dans le chapitre on rappelle que pour assure la sécurité de l'ouvrage on a choisi la méthode de terzaghi qui convient très bien dans notre cas qu'il fallait les charges agissent sur l'ouvrage contrôlent la construction avec le bon calcule on évité aussi le soulèvement du radier et reste stable.

Ce chapitre indique que pour le bon calcule et la stabilité totale de la construction et pour vérifier la sécurité de l'ouvrage il fallait contrôlent tout les charges agissant sur le tunnel si pour sa on a choisi la méthode de terzaghi qui été étudier tous les spécifiques de sol cohésif non cohésif et aussi rocheux

Introduction :

L'excavation d'un tunnel produit une altération dans l'état du terrain. Ceci entraîne des mouvements de la masse du terrain vers l'excavation afin de rétablir l'équilibre. Généralement pour éviter les éventuels risques d'éboulement on utilise un soutènement provisoire qui reprend les efforts dus à la libération des contraintes dans le sol à court terme. Le soutènement définitif quant à lui intervient à long terme.

La stabilité du front de taille :

Le front de taille est stable si le facteur de charge, donné par l'équation **IV.1** est inférieur à 1 (Peck, 1969). [11]

Peck (1969) a établi, pour les terrains argileux, une expression permettant d'évaluer la stabilité du front de taille lors de l'excavation. Elle est donnée par :

$$N_t = \frac{P_z - P_a}{S_u}$$

Où

N_t : est le facteur de charge.

P_z : la pression verticale sur le tunnel.

P_a : la pression de confinement (si elle a lieu) et **S_u** la résistance au cisaillement non drainé.

A travers la valeur du facteur de charge **N_t** et le tableau **IV.1** établi par Peck (1969), il est possible de s'assurer de la stabilité du front de taille lors du creusement du tunnel. Ainsi si **N_t** est inférieur à 1, le creusement du tunnel entraîne des déformations assez faibles pour permettre la stabilité globale du front de taille lors de l'exécution.

Tableau IV.1 : Facteur de charge N_t (Peck, 1969)

Stability Factor, N_t	Tunnel Behavior
1	Stable
2-3	Small creep
4-5	Creeping, usually slow enough to permit tunneling
6	May produce general shear failure. Clay likely to invade tail space too quickly to handle

Alors au début nous savoir la valeur de les charges verticales agissant sur le tunnel

Calcul de facteur de charge N_t :

- P_z la pression verticale sur le tunnel

$$P_z = 116.95 \text{ KPa}$$

- La surcharge prise dans le calcul correspond selon la coupe du modèle choisie (figure IV.1).

Donc: $q = 15 \text{ kN/m}$

En considérant que l'excavation du tunnel se fait selon la méthode NATM, aucune pression de confinement n'est alors exercée au niveau du front de taille, et par suite la pression de confinement $P_a = 0$

- S_u la résistance non drainée du terrain

$$S_u = \frac{R_c}{2}$$

On prend que : $R_c = 400 \text{ KPa}$

$$N_t = \frac{P_z - P_a}{S_u}$$

$$N_t = \frac{116.95 - 0}{200}$$

$N_t < 1$ donc le front de taille est assuré que stable.

$$N_t = 0.58$$

Dimensionnement du soutènement :

Pour une bonne étude de dimensionnement on fait appel a une coupe lithologique qui a pour but la présentation des différentes couche et leur paramètres géotechnique constituant le terrain accueillant le projet , sont représentées dans la figure .

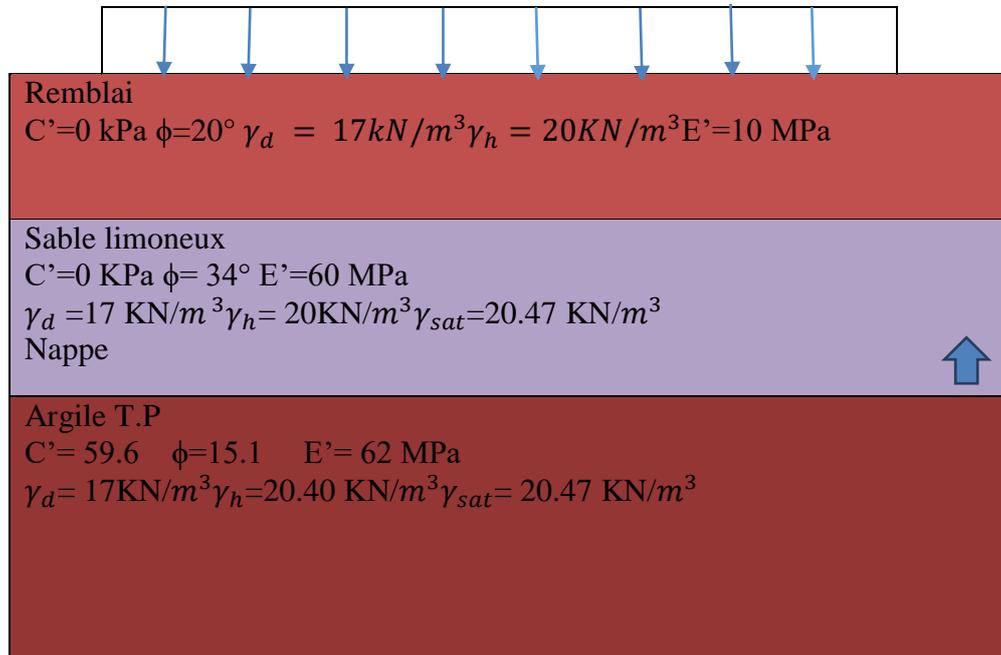


Figure IV.1: Coupe lithologique au niveau de sondage carotté05.

Choix de soutènement.

Les recommandations de l'AFTES sont utilisées ici pour déterminer un choix du soutènement.

Selon les données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques du terrain encaissant le rameau , les critères pour le choix du type de soutènement correspondant sont

- 1- **Comportement mécanique** : Classe du terrain R6a
- 2- **Discontinuité** : Sans objet - étant donné que le terrain encaissant est un sol .
- 3- **Altérabilité-gonflement** : Autre terrains
- 4- **Hydrologie** : H1 /K2
- 5- **Couverture**: σ_0 modérée
- 6- **Dimension de la galerie** : $2,5 < D = 9,14 < 10$ m
- 7- **Environnement** : Sensible aux tassements –étant donné que le projet de tunnel se situe en milieu urbain.

Tableau 1:Récapitulatif des recommandations de l’AFTES pour le choix de soutènement.

CRITERES	CLASSES	Pas de Soutènement	Béton Projété	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes Perforés	Boucliers ou pousse tubes		Proc spéc
				A ancrage ponctuel	A ancrage réparti	Barres Foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques	Béton		Injection		
Comportement mécanique	R6a	X	X	X	X	X	•	•	•	•		•	•	
Discontinuités	Sans objet						Enf	Enf	Enf	Bcl				
Altérabilité -gonflement	Autre terrain													
Hydrologie	H ₂ /K ₁ ou K ₂	X	X	X			•	•	•	•				X
Couverture	σ ₀ modérée	X	X	X										
Dimension de galerie	2,5 < D < 10 m													
Environnement	Sensible	X	Ci Pm	Bp	Bp	Bp	Act	X	Enf	Bcl		Inj		
Synthèse		X	X	X	X	X	• Enf Act	X	• Enf	• Bcl		• Inj	X	

Le tableau IV.2 qui suit donne une synthèse des résultats des classifications de chaque critère avec le soutènement. A partir de ce tableau, les types de soutènement recommandés sont :

- Cintres métalliques lourd
- Béton projeté

Le soutènement adopté sera composé de :

Cintres métalliques lourds combinés à une couche de béton projeté .

Calcul et Vérification du soutènement :

Pour trouver des pré dimensionnements satisfaisant du Soutènement dans le cas de galeries circulaires a grand profondeur on utilisant la méthode convergence confinement d'après la recommandation d' AFTES qui nous propose un choix de soutènement et qui est un complément a la première étape , on se proposera dans un premier temps un combinaison de cintre métallique avec couche de béton projeté les dimensions minimales de ces deux choix , soit :

Cintre métallique HEB120 de section 34cm².

Couche de béton projeté d'épaisseur de 7cm.

Contrainte initial en clé de voute $\sigma_0 = 733.51KPa$.

La résistance a la compression $R_c = 155.62 KPa$.

$\sigma_0 = 733.51KPa > \frac{155.62}{2} = 77.81KPa$ donc le terrain aura un comportement elastoplastique.

Les données utiliser consternant le terrain et le soutènement est comme suit :

Caractéristiques du terrain

Le rayon de tunnel $R = 4.57m$

$C = 59.6 KPa$ et $\varphi = 15.1^\circ$

Resistance a la compression $R_c = 155.62 KPa$

Hauteur de couverture $H_0 = 37m$

La contrainte initiale $\sigma_0 = 733.51KPa$

Caractéristiques du soutènement

Profile HEB120 avec une section $S=34cm^2$

Module d'élasticité de l'acier $E_a=210000MPa$

Epaisseur du béton projeté $e=0,07 m$

Contrainte maximale du béton projeté $\sigma_{\text{béton}} = 5MPa$

Module d'élasticité de béton

projeté $E_b= 10000MPa$

Coefficient de Poisson $\nu=0,5$

Distance du front de taille $x =2m$

- La pression de terrain à la limite du comportement élastique (point A sur la courbe de la figure IV.2) est déterminée en considérant le critère de rupture de Mohr-Coulomb(Panet, 1995), a partie de l'équation II.4 :

$$P_a = 484.89 \text{ kPa.}$$

Le déplacement de la paroi du tunnel :

$$U_a = \lambda_a \cdot U_e$$

$$\text{Avec } \lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} = 0.338$$

$$\text{Et } U_e = \frac{1+\nu}{E} \cdot R \sigma_0 = 8.10 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } U_a = 2.74 \text{ cm}$$

Avec le taux de déconfinement $\lambda_a = 0.33$, et le déplacement élastique du terrain a déconfinement totale $U_e = 8.10 \text{ cm}$

D'après les expressions des rigidités données par le tableau II.2 la rigidité de béton projeté $K_{bp} = 153.12 \text{ MPa}$ et celle du cintre métallique $K_c = 78.12 \text{ MPa}$.

La rigidité de soutènement serait alors :

$$K_S = K_{BP} + K_c \text{ qui serait égale à } K_S = 231.29 \text{ MPa}.$$

Selon l'équation II.10 l'équation de la courbe caractéristique de soutènement s'écrit :

$$P_s = \frac{231.29}{4.57} u - \frac{231.29}{4.57} 16.09 \times 10^{-2}.$$

Avec : $U_{so} = \lambda_{so} \cdot U_{pl}$ où $\lambda_{so}(x) = 0.22$ en fonction de l'équation (II.23) et $U_{pl} = 73.12 \text{ cm}$.

Calcul la pression maximale de soutènement à partir de la droite de confinement

$$P = \frac{K_S}{R} U - \frac{K_S}{R} U_{so}$$

Le déplacement maximal du béton projeté est :

$$U_{\max}(\text{béton}) = \frac{R}{K_S} \left[P_{\max} + \frac{K_b}{R} \cdot U_{so} \right]$$

$$U_{\max}(\text{béton}) = 16.31 \text{ cm.}$$

Le déplacement maximal du cintre métallique est :

$$U_{\max}(\text{cintre}) = \frac{R}{K_S} \left[P_{\max} + \frac{K_c}{R} \cdot U_{so} \right]$$

$$U_{\max}(\text{cintre}) = 16.25 \text{ cm}$$

Par conséquent le déplacement maximal du système de soutènement est :

$$P_{\max}(\text{soutènement}) = P_{\max} + P_{\text{cintre}} U_{\max}(\text{béton}).$$

$$P_{\max}(\text{soutènement}) = 111.34 \text{ KPa.}$$

Nous avons implémenté la méthode convergence-confinement dans un code de calcul sous MATLAB, l'exécution de ce code de calcul nous a permis de tracer la courbe de convergence du terrain et de confinement du soutènement (Fig. IV.2).

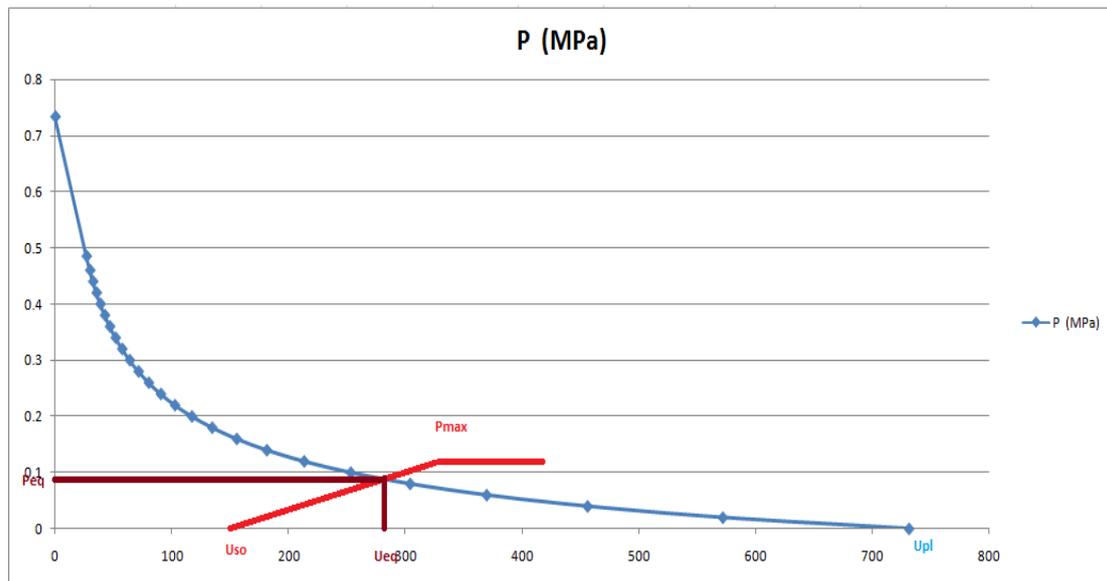


Figure IV.1: Courbes de convergence du terrain et confinement du soutènement au niveau de sondage 05.

A partir de la figure IV.2, le point d'intersection de la courbe de convergence avec la droite de confinement représente le point d'équilibre qui permet de déterminer graphiquement.

La pression à l'équilibre terrain soutènement $P_{eq} = 90 \text{ KPa}$,

Le déplacement de la paroi du tunnel à l'équilibre $U_{eq} = 28 \text{ cm}$.

Le Tableau II.2 nous permet de déterminer les pressions maximales que peuvent supporter les éléments de soutènement, soit:

Pression maximale que peut supporter le béton projeté.

$$P_{\max}(\text{béton}) = \frac{\sigma_{b \max} \cdot e}{R}$$

$$P_{\max}(\text{béton}) = 76 \text{ KPa.}$$

Pression maximale que peut supporter le cintre métallique.

$$P_{\max}(\text{cintre}) = \frac{\sigma_a \cdot S}{R \cdot e_a}$$

$$P_{\max}(\text{cintre}) = 59 \text{ KPa.}$$

A l'équilibre terrain/soutènement, les pressions développées au niveau du cintre métallique $P(\text{cintre})$ et au niveau du béton projeté $P(\text{béton})$ sont :

$$P(\text{cintre}) = \frac{K_c}{K_b + K_c} \cdot P_{eq}$$

$$P(\text{cintre}) = 30.40 \text{ KPa.}$$

$$P(\text{béton}) = \frac{K_b}{K_b + K_c} \cdot P_{eq}$$

$$P(\text{béton}) = 59.58 \text{ KPa.}$$

$$P(\text{cintre}) = 30.40 \text{ KPa} < P_{\max}(\text{cintre}) = 59 \text{ KPa.}$$

$$P(\text{béton}) = 59.58 \text{ KPa} < P_{\max}(\text{béton}) = 76 \text{ KPa.}$$

$$P_{\max}(\text{soutènement}) = 111.34 \text{ KPa} > P_{eq} = 90 \text{ KPa.}$$

Par conséquent, le soutènement proposé est vérifié vis-à-vis de la rupture.
et support de $\frac{P_{eq}}{P_{sout}} = \frac{90}{111.34} = 80.83 \%$

Calcul de tassements en surface :

Les méthodes traditionnelles de prévision de tassements sont généralement basées sur l'étude de la cuvette transversale à l'axe du tunnel. Pendant l'avancement de l'excavation du tunnel,

cette analyse a été régulièrement effectuée. Toutefois, le pilotage du chantier est principalement basé sur la prévision de l'évolution des tassements à l'axe du tunnel.

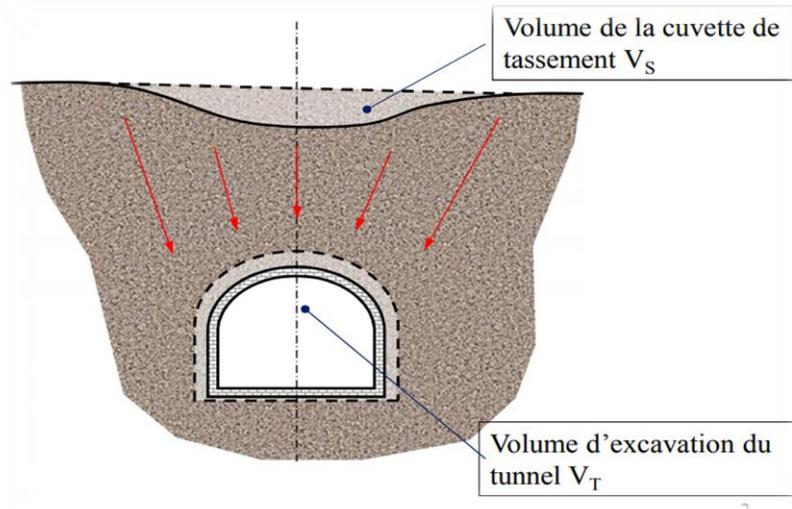


Figure IV.2: coupe lithologique sur l'allure du tassement.

$$V_S = 2,5 \times S_{\max} \times i .$$

Ou :

S max : est le tassement final prévu.

I : est le paramètre utilisé dans l'équation de la loi normale de Gauss pour décrire l'allure de la cuvette transversale de tassement -il correspond à l'écart type et représente la distance entre le point d'inflexion et l'axe vertical du tunnel.

X : est la distance entre le point M et l'axe médian.

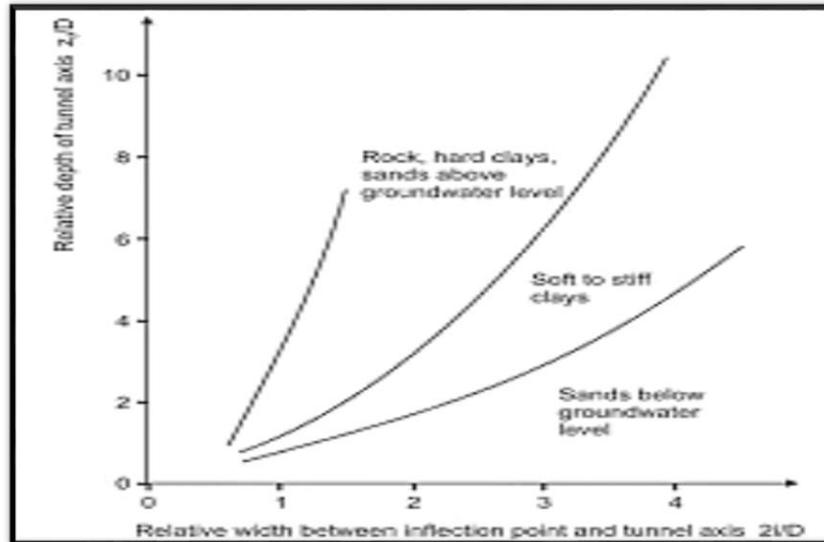


Figure IV.3: Abaque permettant d'évaluer la largeur du creux de tassement (Peck, 1969).

Détermination du coefficient K à l'aide de l'abaque de Peck (1969) :

Le coefficient K est une constante qui caractérise le rapport entre i et la profondeur z du tunnel. Elle est liée à la nature du terrain encaissant. Il est considéré comme étant un paramètre adimensionnel avec : $K = \frac{i}{R}$

L'axe du tunnel étant situé à la profondeur $Z=37$ m, par suite le rapport $Z/2R$ égale 4.05. Si on considère que l'argile limoneuse se situe dans le fuseau "Sand to groundwater level", on peut déduire, à partir de l'abaque de Peck (Fig.II.16), la valeur du rapport i/R qui est égal à 3.8

Déduire la valeur de i .

$$i = K \times R \quad \text{on met } i = 3.8 \times 4.57 \quad \text{on a } i = 17.37 \text{ m.}$$

Calcul de la valeur du volume de tunnel V_{tunnel} :

$$V_{\text{tunnel}} = (S) \text{ la surface} \times (L) \text{ la longueur} \quad (\text{IV.7}).$$

$$\text{avec } V_i = ((\pi \times 4.57^2) \times 1) \quad \text{donc :}$$

$$V_{\text{tunnel}} = 65.58 \text{ m}^3.$$

Le Tableau IV.4 (Monsees, 1996) donne une évaluation en pourcentage de V_L/V_i (Loss Volume / Volume initial du tunnel) représentant le rapport de volume perdu au niveau du tunnel.

- suite au creusement de tunnel, au volume initial du tunnel
 – avant le creusement, en fonction de la nature et du comportement du terrain et des conditions d'exécution. Si on considère que la couverture est un terrain dur et très compact et que l'exécution s'effectue dans de bonnes conditions et sans interruption, le rapport V_L serait pris égal à 1,5 %.

Tableau 2: Volume du terrain perdu en fonction de la qualité du creusement pratiqué.

Case	VL %
Good practice in firmground <ul style="list-style-type: none"> • Applies to better soils and excellent ground control 	0.5
Good practice in slowly raveling ground <ul style="list-style-type: none"> • Considered good ground 	1.5
Fair practice in last raveling ground <ul style="list-style-type: none"> • More shield and tailloss 	2.5
Poor practice in cohesive running ground <ul style="list-style-type: none"> • Yet more shieldloss • Tail void mostly unified by grouting and/or support expansion of the initial supports 	4.0 or more

-Calcul du volume de la cuvette du tassement V_s :

$$V_s = 1,5\% V_{\text{tunnel}} = 0.9837 \text{ m}^3.$$

Le tassement maximal S_{max} est calculé en utilisant l'équation IV.3

$$S_{\text{max}} = \frac{0.9837}{2.5 \cdot 17.37} = 2.27 \text{ cm.}$$

Le tassement maximal en surface peut atteindre 2.27 cm ce qui est inférieur au tassement admissible de 5cm. Nous sommes par conséquent à l'abri de tassement excessif au niveau de la surface de terrain.

Conclusion :

Le soutènement est un élément posé immédiatement après l'opération de l'excavation, il permet d'assurer la stabilité des parois du tunnel et la sécurité du personnel.

Grace aux mesures systématique de convergence peut être mieux adapte aux conditions réels, la combinaison des différent type de soutènement permet mieux faire participer le terrain à la résistance de l'ensemble et doit donc conduire à des économies sensible.

Introduction :

L'analyse de projet géotechnique est possible grâce à de nombreux éléments finis .

Dans cette partie de travail de rameau de connexion on a un modèle approché sur le creusement grâce au logiciel plaxis 2d qui est facilité le calcul et les masses in situ , et aussi mettre en place rapidement un soutènement , on utilisera la méthode NATM (méthode autrichien) pour modéliser le mode d'excavation en section devises .

Présentation du logiciel (PLAXIS) :

Le code commercial PLAXIS se base sur la méthode aux éléments finis. Ce code bidimensionnel a été développé en premier lieu à l'Université Technologique de Delft en 1987 pour analyser initialement les digues en sols mous. Son champ d'application s'est ensuite étendu à différents types de problèmes comme les fondations superficielles, les soutènements, les remblais et les excavations. L'algorithme général du code PLAXIS consiste à résoudre un système d'équations algébriques non linéaires selon un processus itératif pour déterminer les champs de déplacements aux différents nœuds du maillage, le champ des contraintes et les états de rupture du sol. Une fois mis en œuvre le modèle sur une section plane (PLAXIS 2D) ou tridimensionnelle (PLAXIS 3D) et avoir défini la lithologie du massif, le code génère automatiquement le maillage. Les éléments sur lesquels se base le maillage et qui ont été choisis dans le cadre de cette étude sont les suivants (figure 7.1):

- éléments triangulaires avec 15 nœuds dans la modélisation PLAXIS 2D.
- éléments tétraédriques avec 10 nœuds dans PLAXIS 3D.

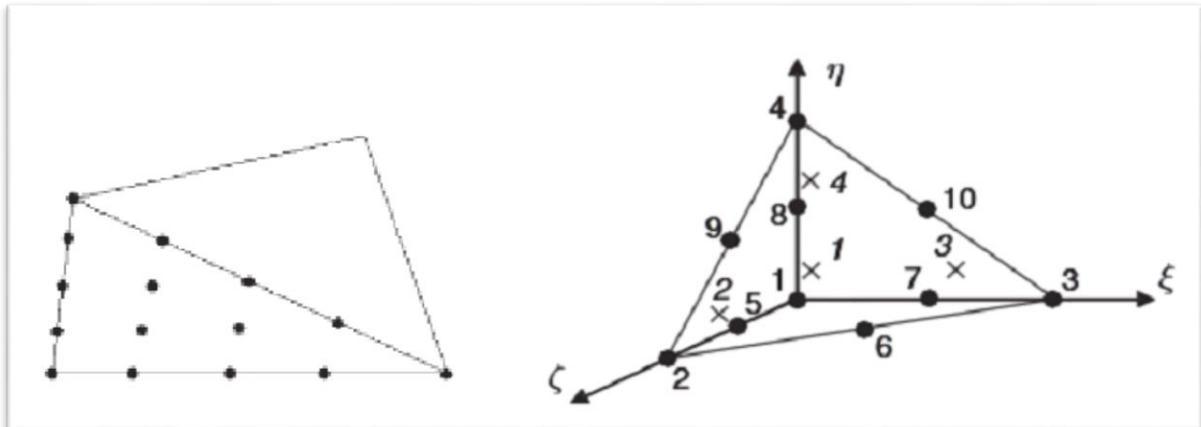


Figure V.1:Eléments de base dans le maillage dans PLAXIS 2D (gauche) et PLAXIS 3D(droite).

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

Procédure de modélisation :

Le modèle élasto-plastique de Mohr-coulomb a été choisi comme critère de rupture du terrain encaissant le tunnel. La géologie du site est composée de trois couches.

a) La section de rameau de connexion :

-une couche de remblai de 4.5 m épaisseurs.

-une couche de sable limoneuse de 8.45 m épaisseurs.

-une couche de l'argile limoneuse de 24.05 m épaisseurs.

Pour faire la modélisation de soutènement provisoire et le calcul de revêtement définitif du rameau de connexion, on a calculé les caractéristiques retenues pour cette modélisation utilisées pour cette modélisation sont :

Les caractéristiques du cintre métallique (HEB120) sont :

E_{cintre} : module d'élasticité de la métallique égale $210 \cdot 10^6$ kPa.

A_{cintre} : Section du profilé égale 3400 mm^2 .

I_{cintre} : moment d'inertie du profilé par rapport à l'axe égal.

$8,64 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$ Les caractéristiques du béton projeté sont :

Epaisseur de béton projeté égal 7 cm.

$E_{\text{béton}}$: Module d'élasticité de béton égal $10 \cdot 10^6$ kPa.

$A_{\text{béton}}$: Section d'un rectangle en béton égal $7 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$.

$I_{\text{béton}}$: Moment d'inertie d'un rectangle en béton égal $1,04 \cdot 10^{-5} \text{ mm}^4$.

Rigidité du cintre métallique (HEB 120).

❖ A la compression : $EA = E_{\text{cintre}} \cdot A_{\text{cintre}}$.

$$EA = 714000 \text{ kN/m.}$$

❖ A la flexion : $EI = E_{\text{cintre}} \cdot I_{\text{cintre}}$.

$$EI = 1814,4 \text{ kN.m}^2/\text{m.}$$

Rigidité du béton projeté :

❖ A la compression : $EA = E_{\text{béton}} \cdot A_{\text{béton}}$.

$$EA = 7 \cdot 10^5 \text{ Kn/m.}$$

❖ A la flexion : $EI = E_{\text{béton}} \cdot I_{\text{béton}}$.

$$EI = 285.83 \text{ kN.m}^2/\text{m.}$$

Calotte :

❖ La rigidité à la compression :

$$EA = E_{\text{cintre}} \cdot A_{\text{cintre}} + E_{\text{béton}} \cdot A_{\text{béton}}$$

$$EA = 1414000 \text{ KN.m}^2/\text{m.}$$

❖ La rigidité à la flexion :

$$EI = E_{\text{cintre}} \cdot I_{\text{cintre}} + E_{\text{béton}} \cdot I_{\text{béton}}$$

$$EI = 2100.23 \text{ Kn.m}^2/\text{m.}$$

Radier

❖ La rigidité à compression :

$$EA = E_{\text{béton}} \cdot A_{\text{radier}} \quad \text{avec : épaisseur radier} = 0.2\text{m.}$$

$$EA = 1.10^7 \times 0.2.$$

$$EA = 2.10^6 \text{ kN/m.}$$

❖ La rigidité à la flexion :

$$EI = E_{\text{béton}} \cdot I_{\text{radier}}$$

$$EI = 1.10^7 \times (1 \times (0.2)^3 / 12).$$

$$EI = 6.666 \times 10^3 \text{ kN.m}^2/\text{m.}$$

Les caractéristiques de soutènement provisoire, sont présentées dans le tableau V.1:

La rigidité à la compression de soutènement provisoire	La rigidité à la flexion de soutènement provisoire
--	--

	EA (kN/m)	EI (kN.m ² /m)
Cintre métallique (HEB120)	714000	1814.4
Béton projeté	7.10^5	285.83
Calotte	1414000	2100.23
Radier	2.10^6	6.666×10^3

On a pris l'épaisseur de revêtement définitif de 30cm pour déterminer les caractéristiques de revêtement définitif qui est utilisé pour ce tronçon de tunnel, sont d'écrites dans le tableau V.2 suivant :

	La rigidité à la compression de revêtement définitif EA (kN/m)	La rigidité à la flexion de revêtement définitif EI (kN.m ² /m)
Calotte	$1,05.10^7$	71668,4
Radier	23333,33	4.10^6

Modélisation du tunnel :

Condition aux limites.

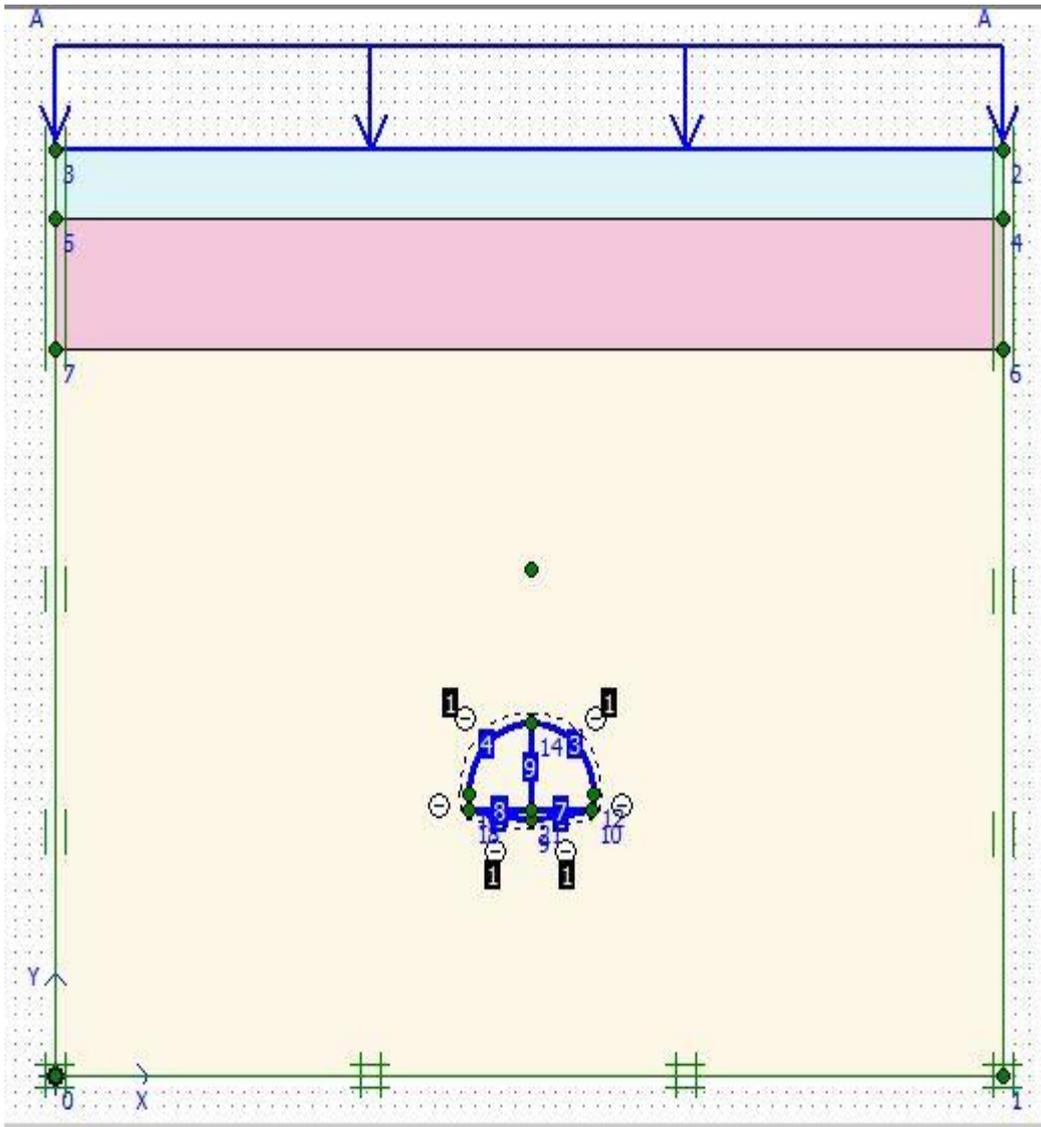


Figure V.2: Génération des conditions aux limites.

Génération du maillage

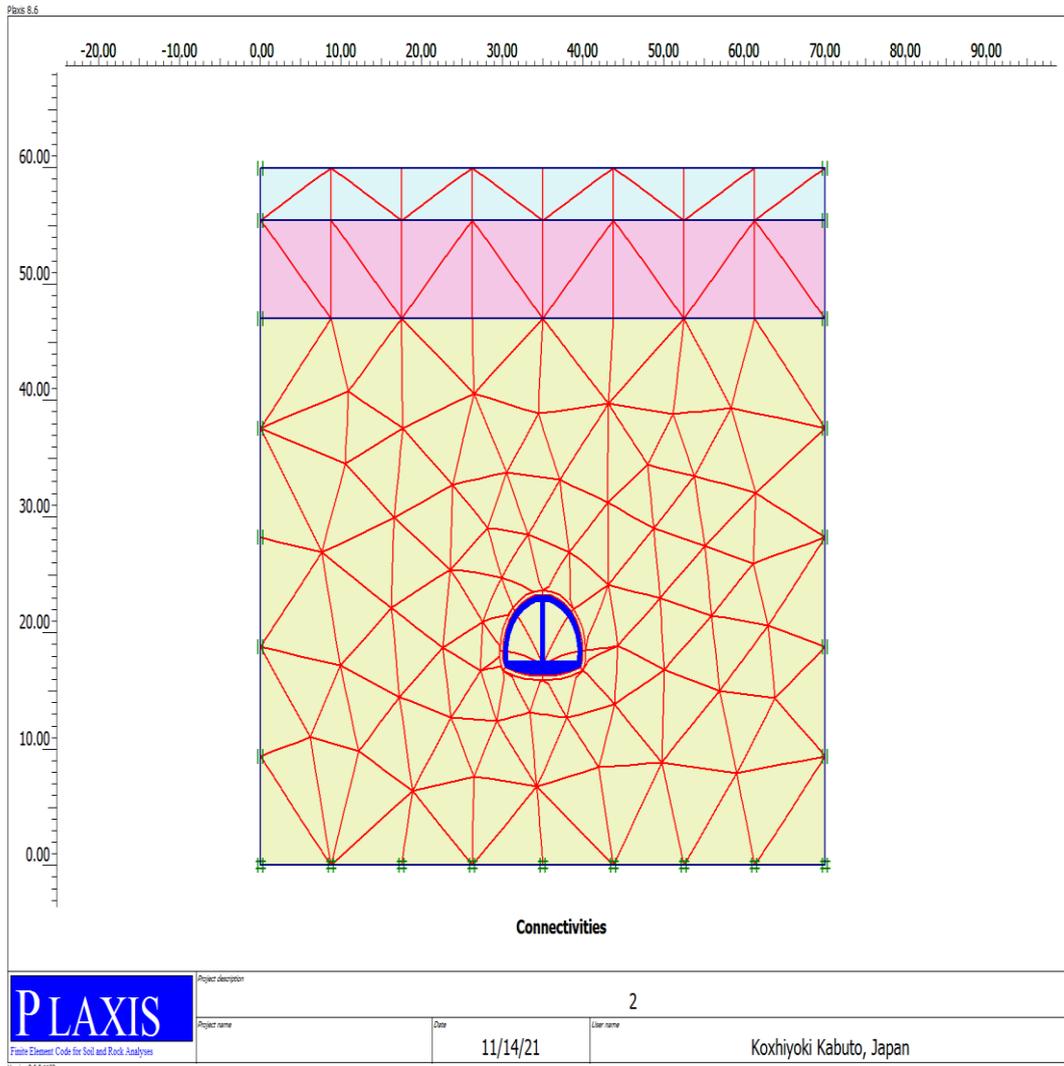


Figure V.3:Génération du maillage.

Conditions initiales

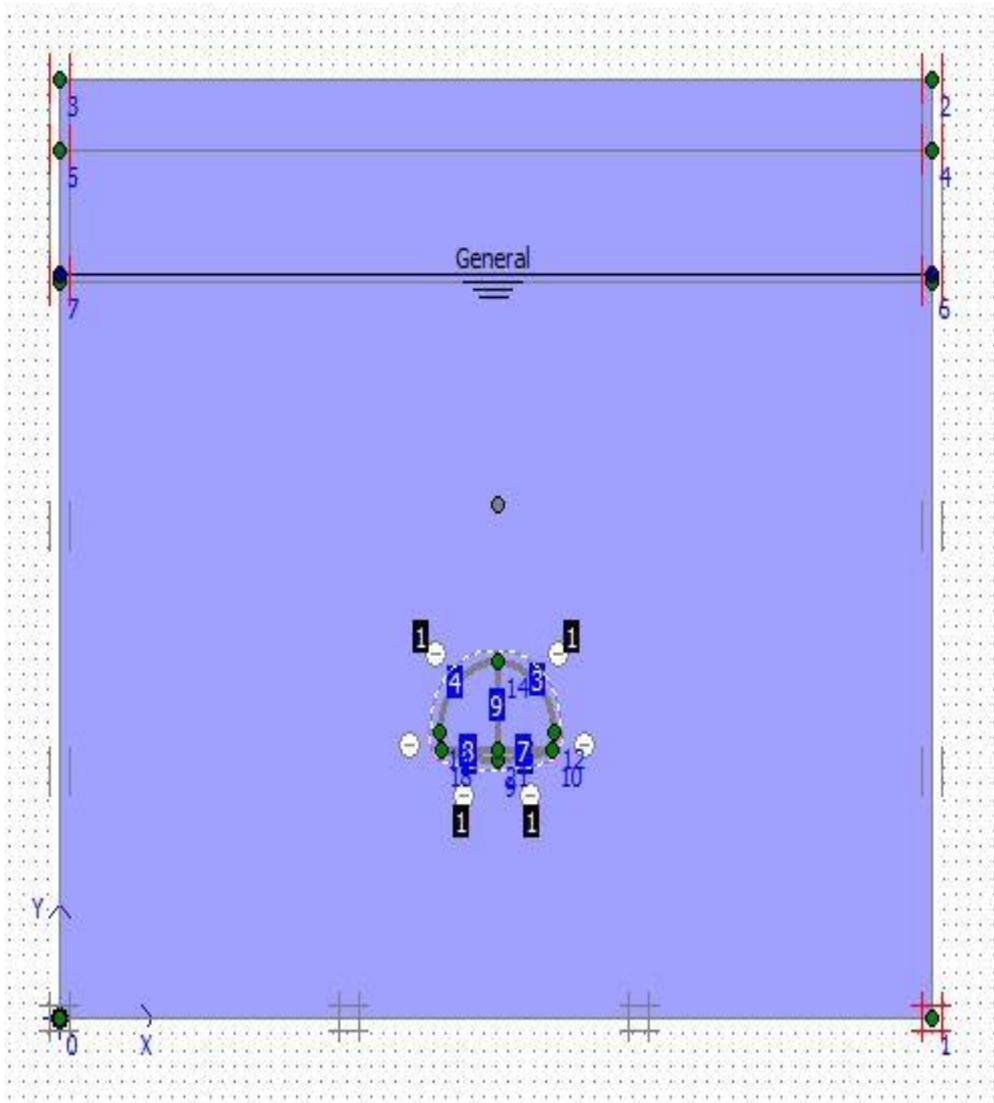


Figure V.4: Les pressions interstitielles initiales (Conditions hydraulique).

Procédures de calculs

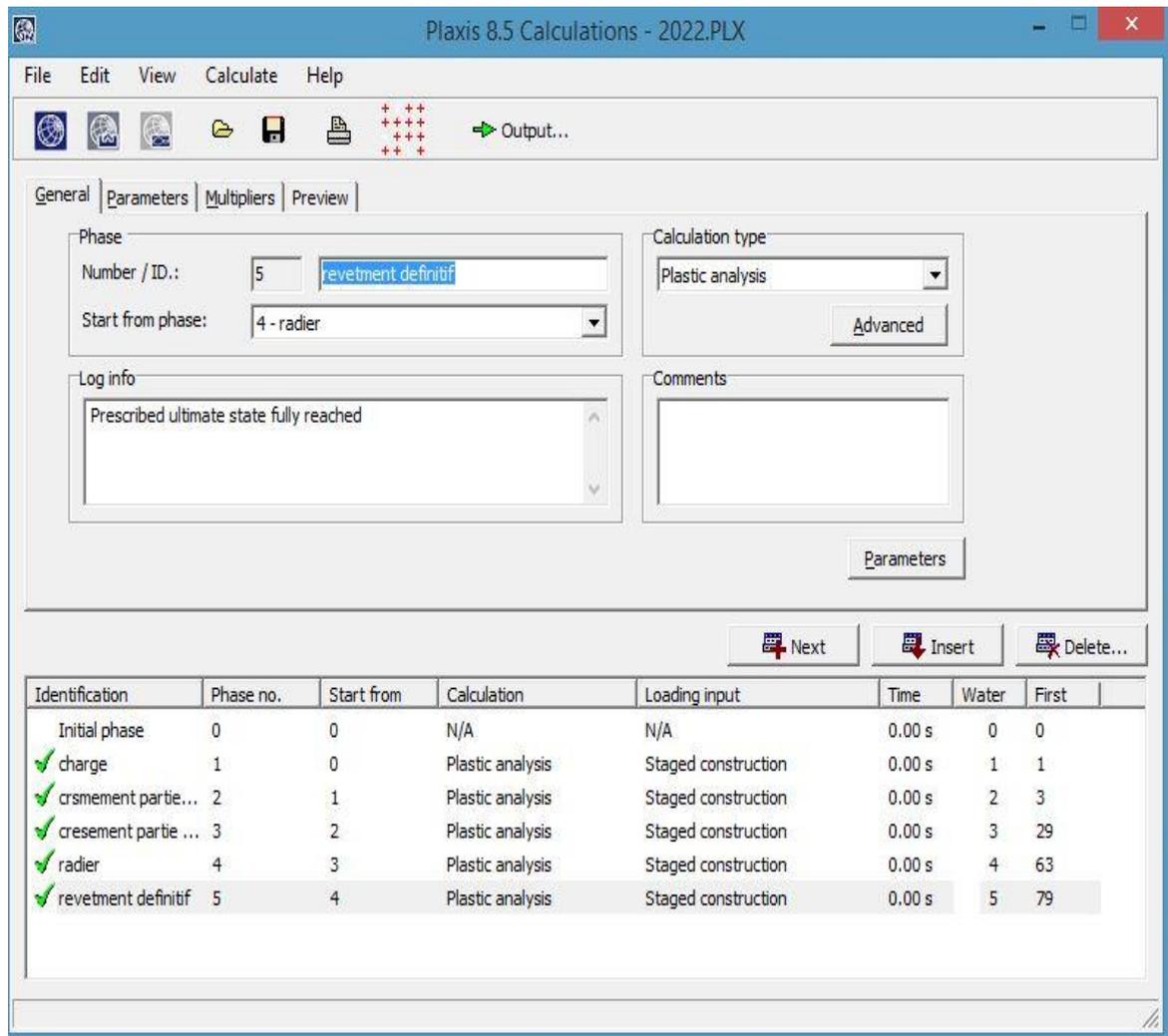


Figure V.5: Phases de calcul.

Présentation des résultats :

Soutènement provisoire :

résume les valeurs des déplacements obtenus pour la phase de creusement 4.

Déformation du tunnel :

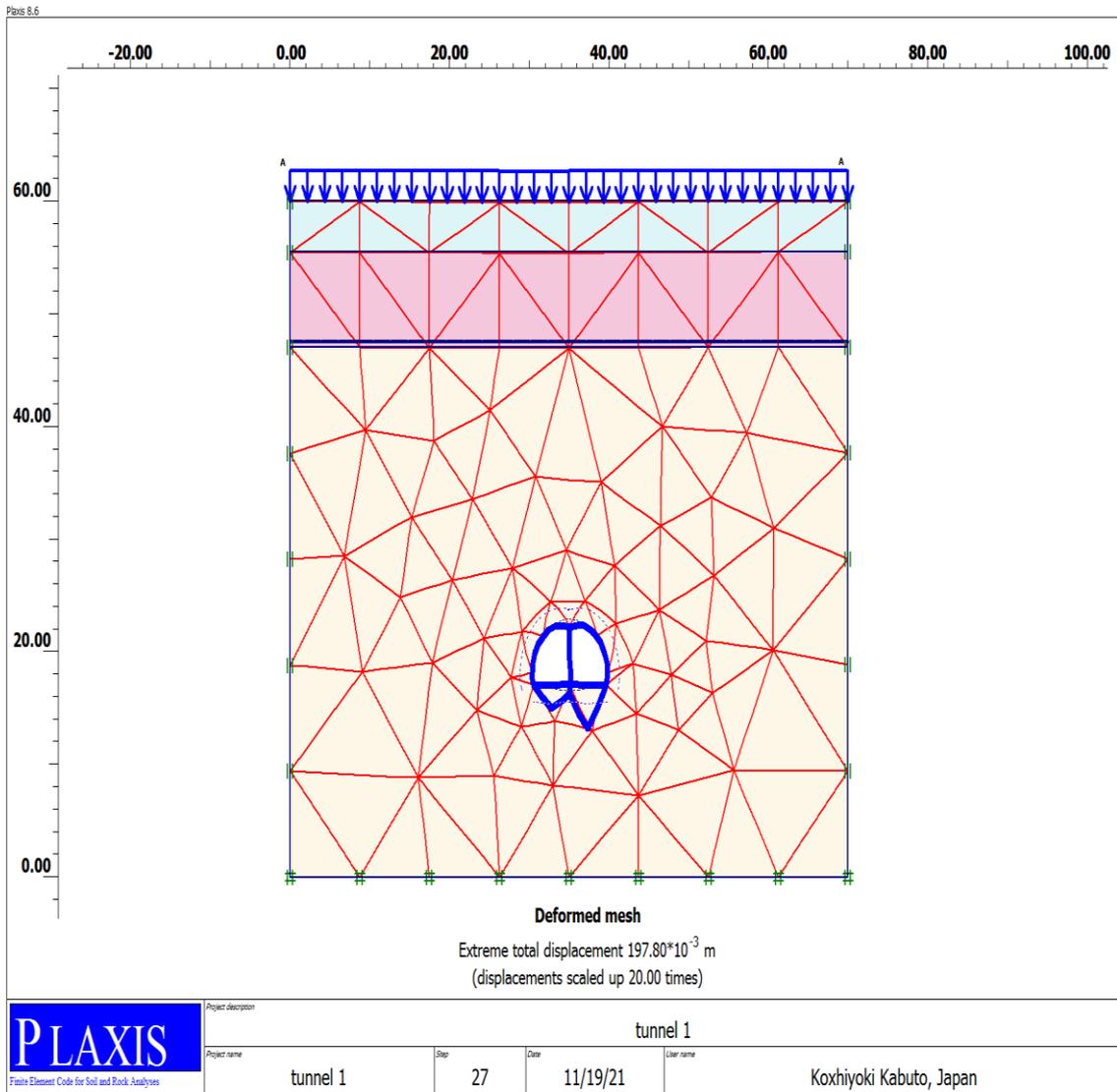


Figure V.6:Schéma de déformation du tunnel.

Calcul des déplacements :

Les déplacements horizontaux (u_x) :

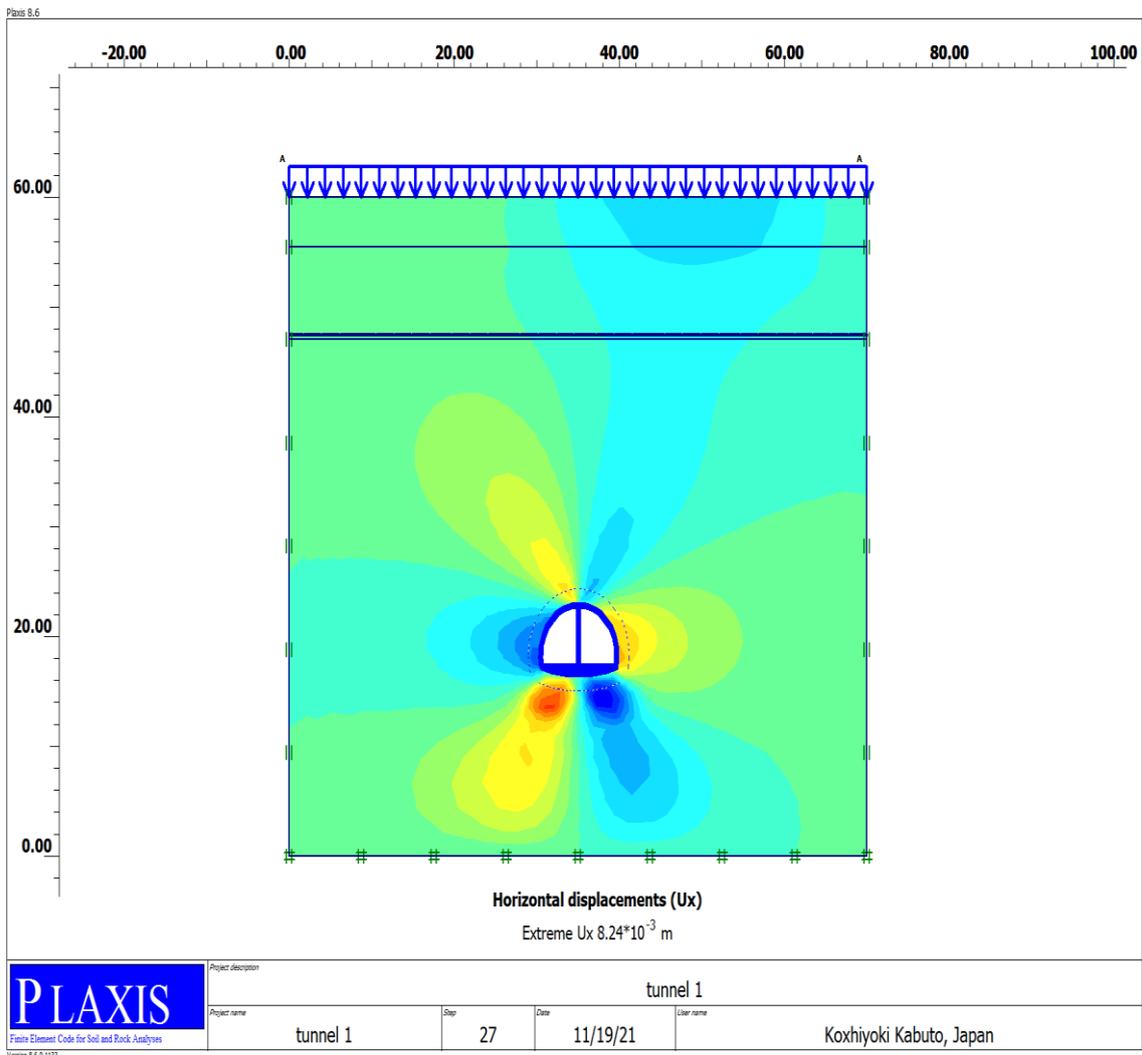


Figure V.7:Le déplacement horizontal (UX).

Les déplacements verticaux (U_y) :

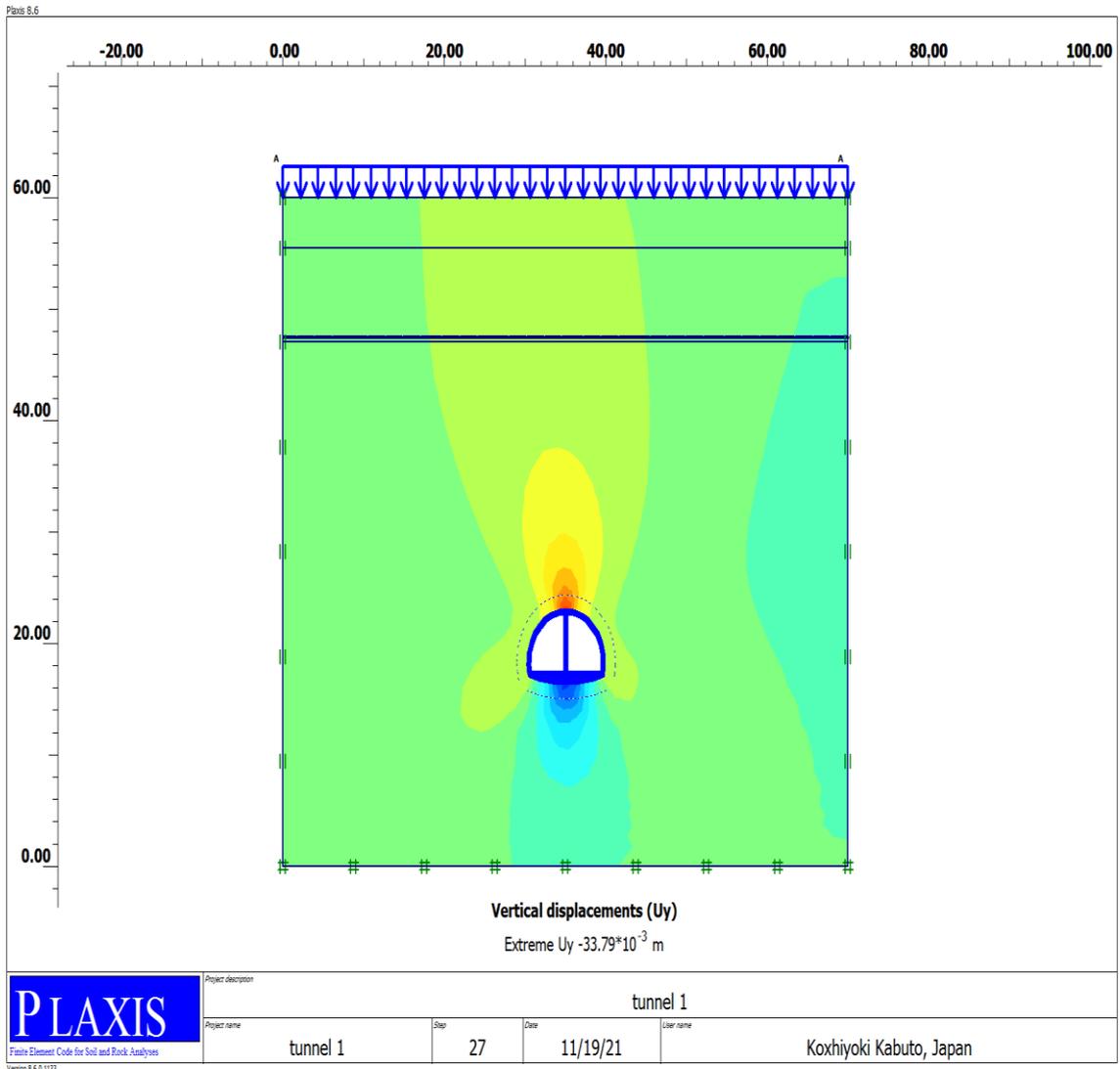


Figure V.8:Le déplacement vertical (U_y).

Les déplacements totaux (U_{tot}) :

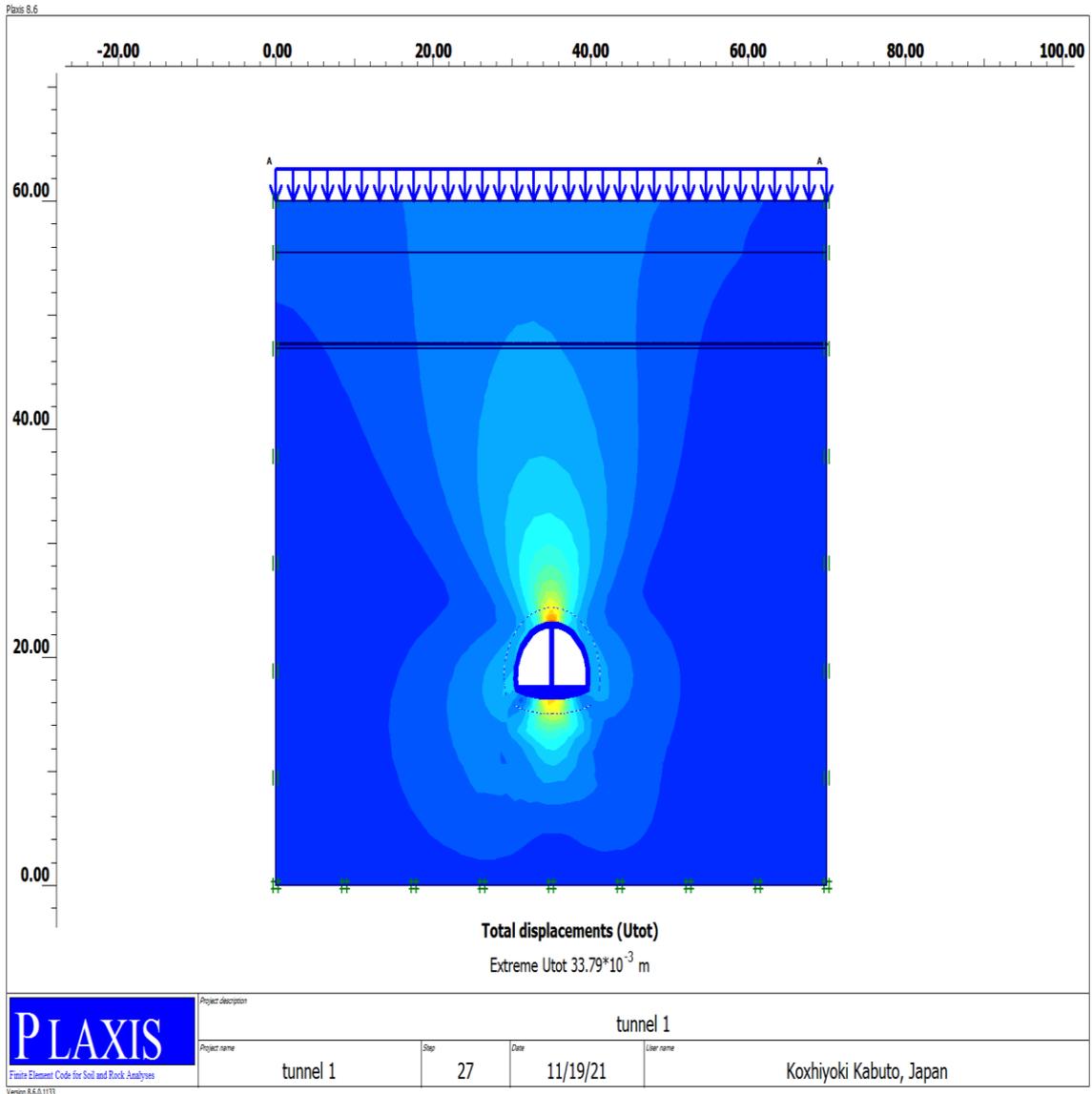


Figure V.9:Le déplacement total Utot.

	Désignation (unité)	Phase 1
Déplacement horizontale	Ux (m)	$-13.86 \cdot 10^{-3}$
Déplacement verticale	Uy (m)	$48.95 \cdot 10^{-3}$
Déplacement maximal	Umax (m)	$49.04 \cdot 10^{-3}$

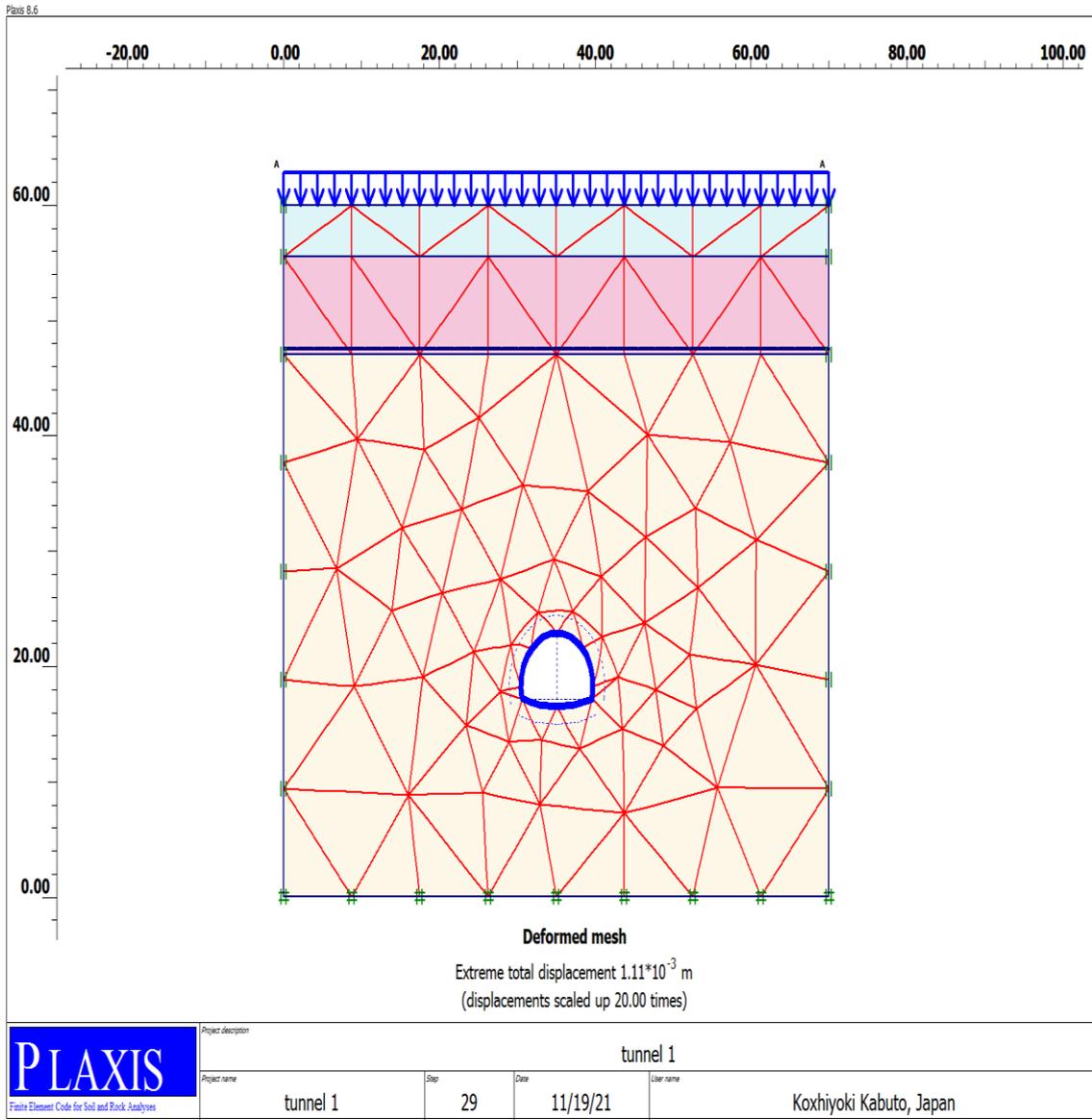


Figure V.10: Schéma de déformation du tunnel.

Calcul des contraintes effectives(σ) :

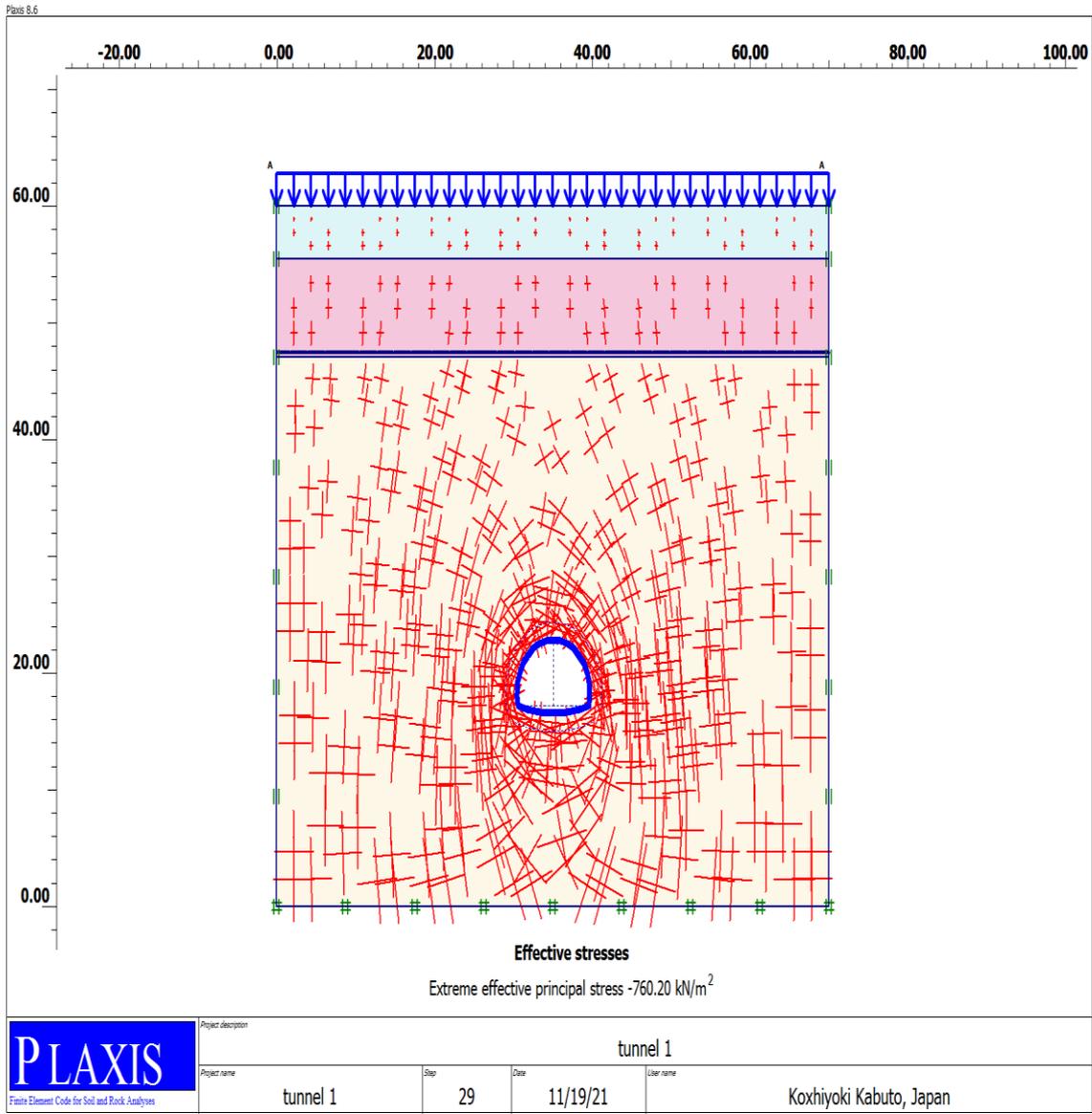


Figure V.11:La contrainte effective.

Le revêtement définitif :
Le déplacement horizontal u_x :

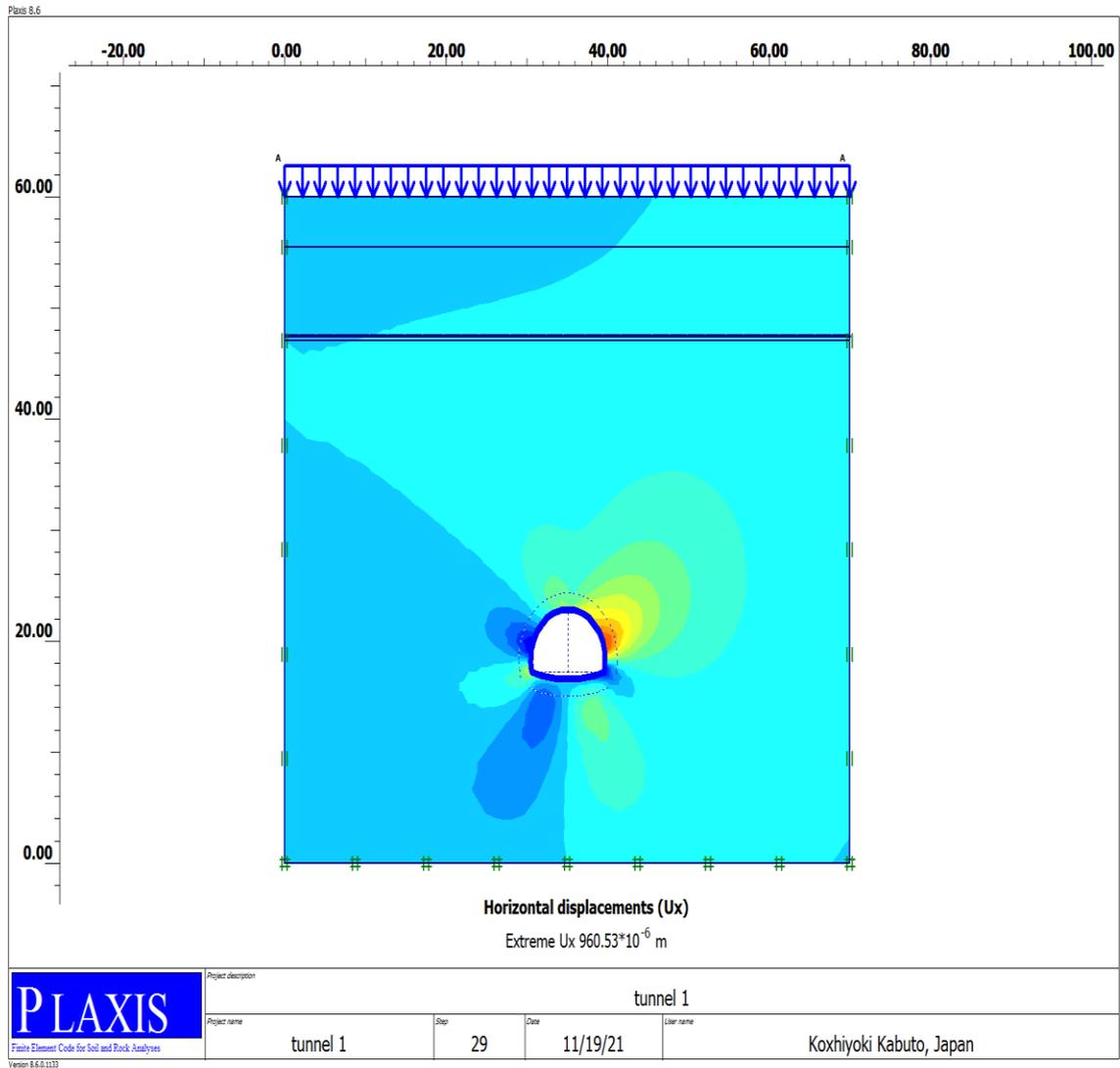


Figure V.12: déplacement horizontal de revêtement définitif.

Le déplacement vertical (uy) :

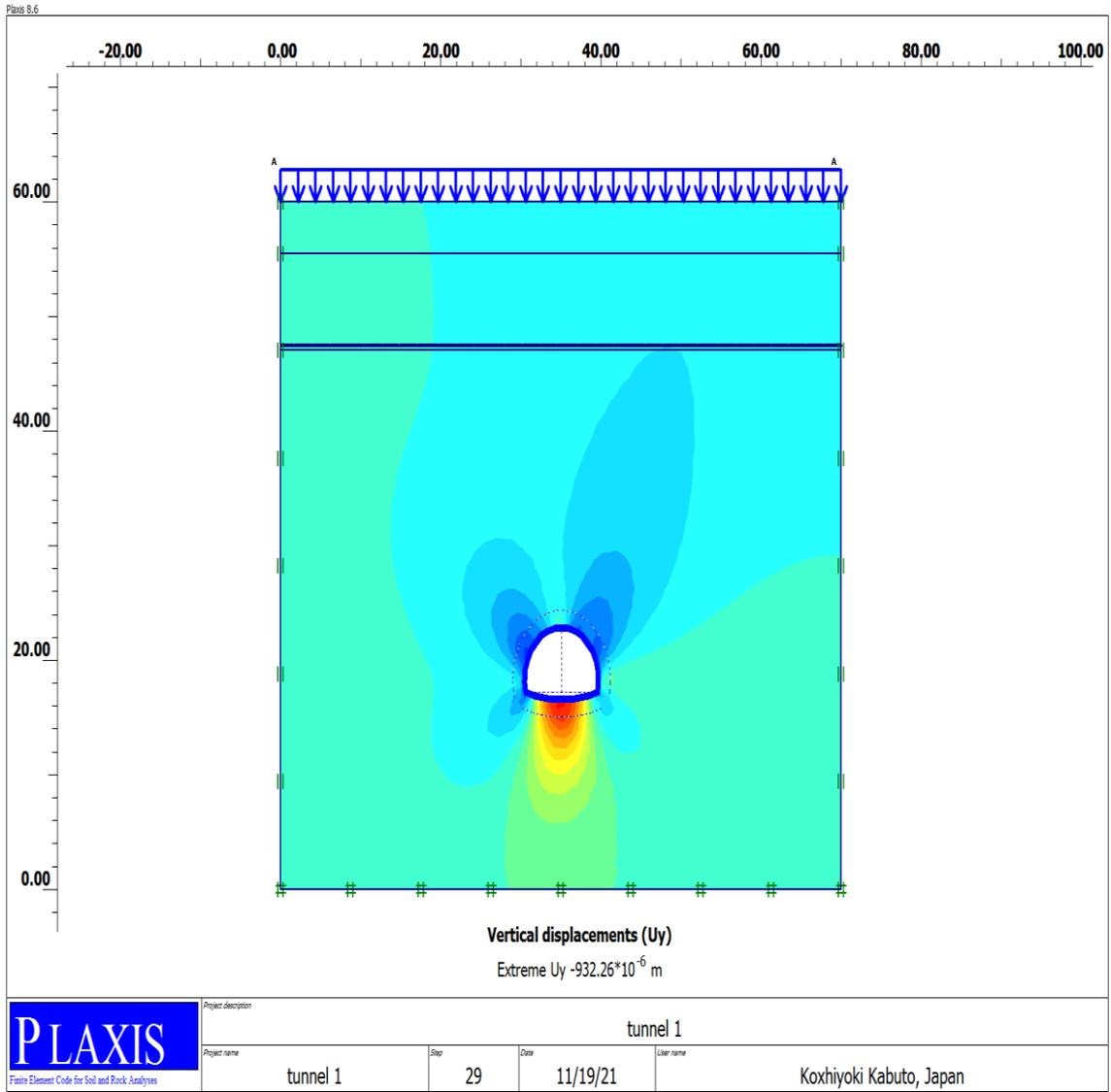


Figure V.13: déplacement verticale de revêtement définitif.

Le déplacement total utot :

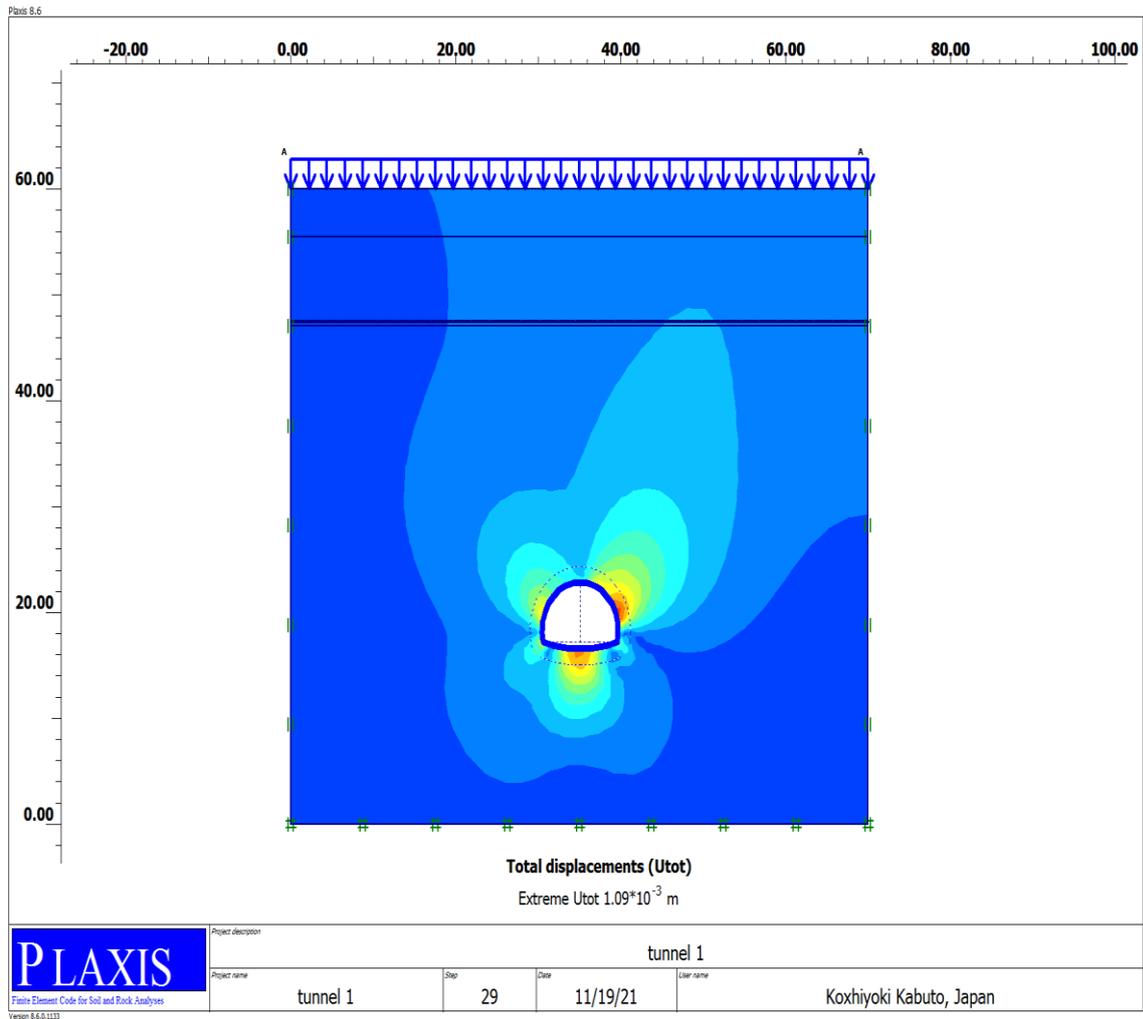


Figure V.14: déplacement total de revêtement définitif.

	Désignation (unité)	Phase 4
Déplacement horizontale	Ux (m)	$960.53 \cdot 10^{-3}$
Déplacement verticale	Uy (m)	$-932.26 \cdot 10^{-3}$
Déplacement maximal	Umax (m)	$1.09 \cdot 10^{-3}$

Calcul de moment :

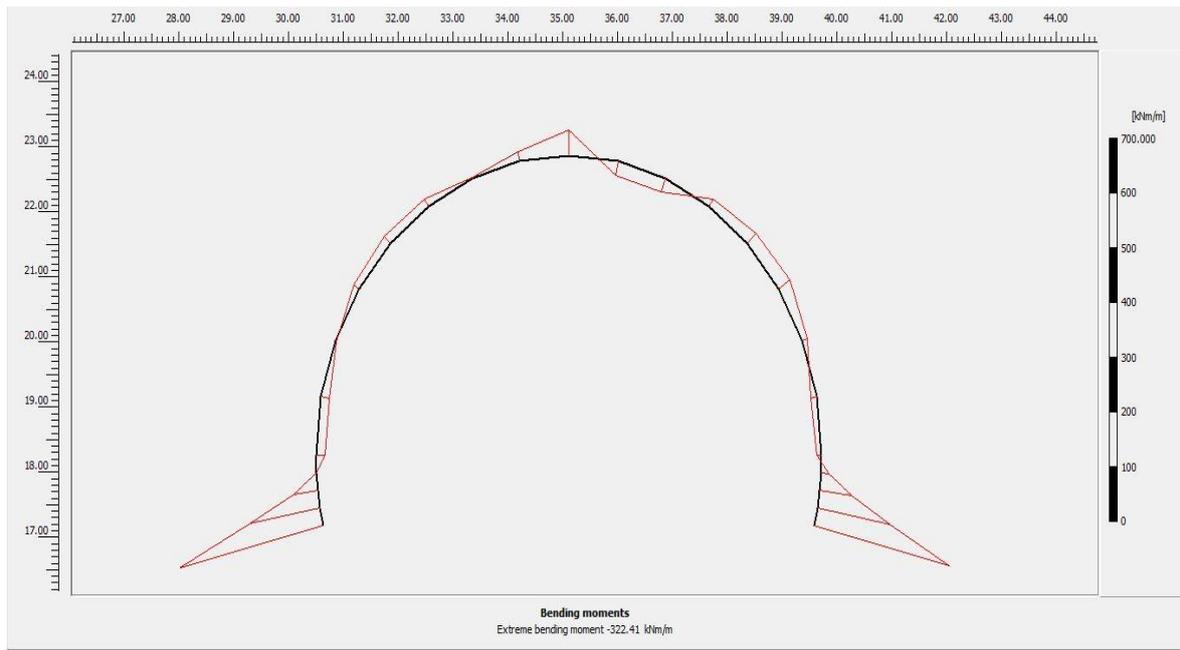


Figure V.15:Schéma représentant le diagramme des moments fléchissant.

Effort tranchant :

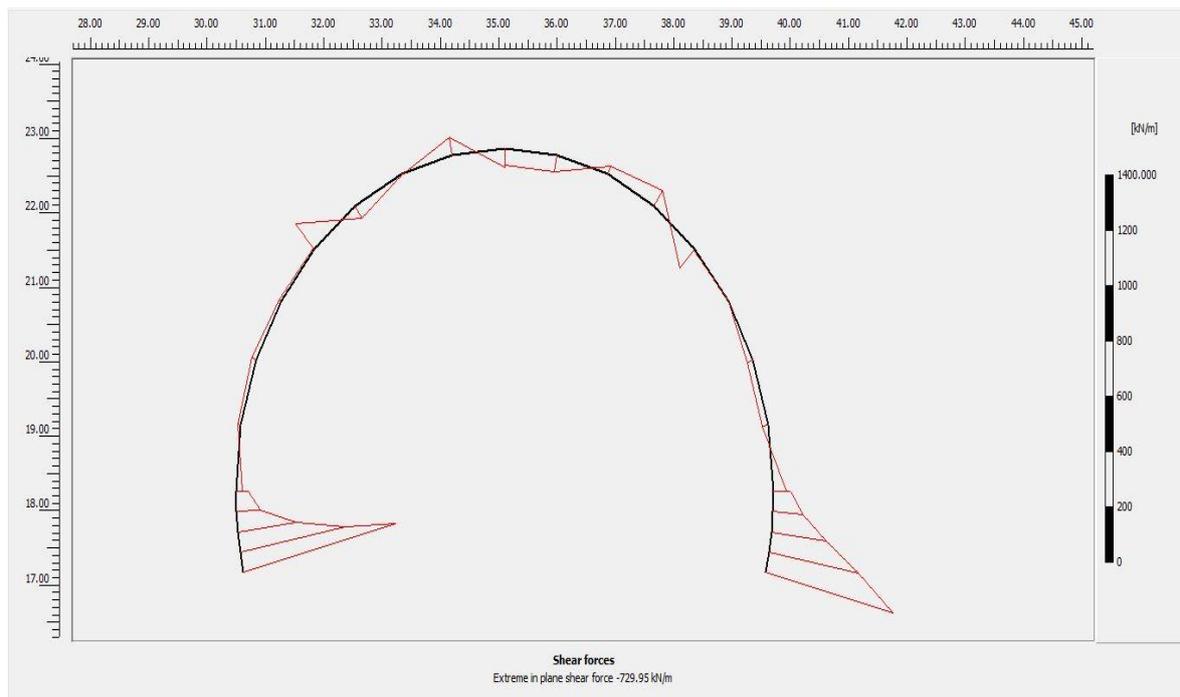


Figure V.16:Effort tranchant.

L'effort normal :

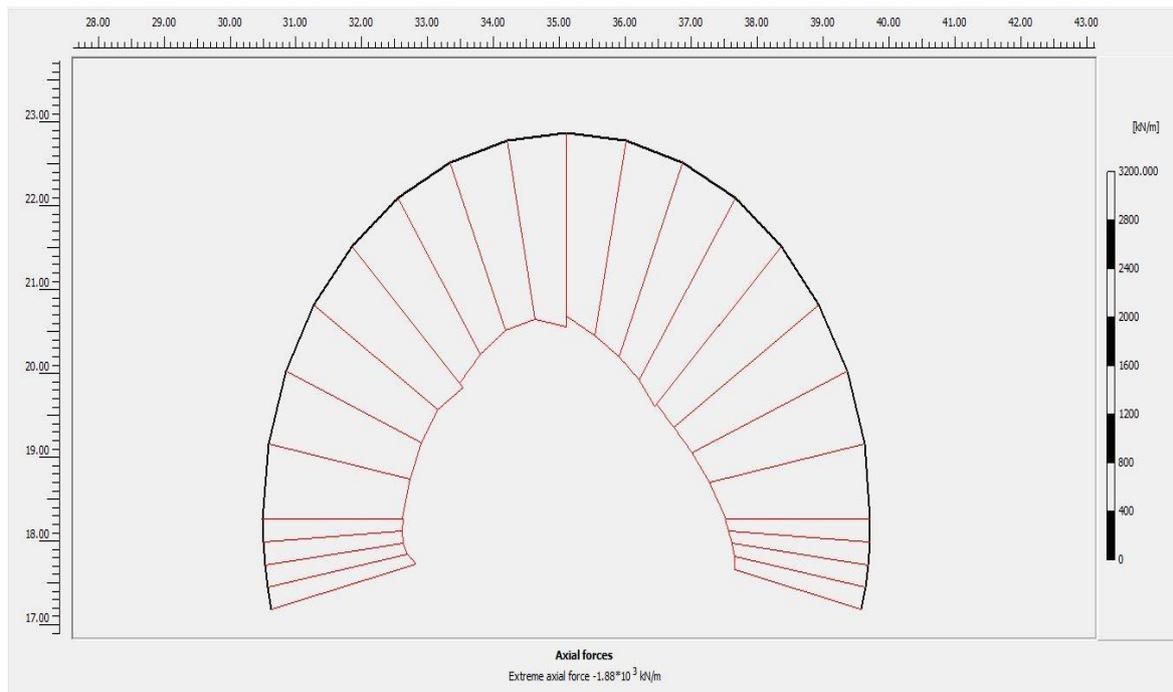


Figure V.17: Effort normal.

Calcul le ferrailage :

Le ferrailage du revêtement définitif se fait par le BAEL91, pour cela on a utilisé logiciel SOCOTEC pour ferrailer une section rectangulaire.

La modélisation du revêtement définitif du tunnel par logiciel Plaxis a permis de déterminer les sollicitations internes :

- le moment fléchissant égal à -322.41 kN.m/m
- l'Effort tranchant égal à -729.95 kN/m
- l'Effort normal égal à -1880 kN/m

➤ Calcul en flexion composée

▪ Hypothèses

- Béton : $f_{c28} = 25,0 \text{ (MPa)}$ Acier : $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$.
- Fissuration très préjudiciable.
- Calcul en poutre.
- Calcul suivant BAEL 91 mode99.

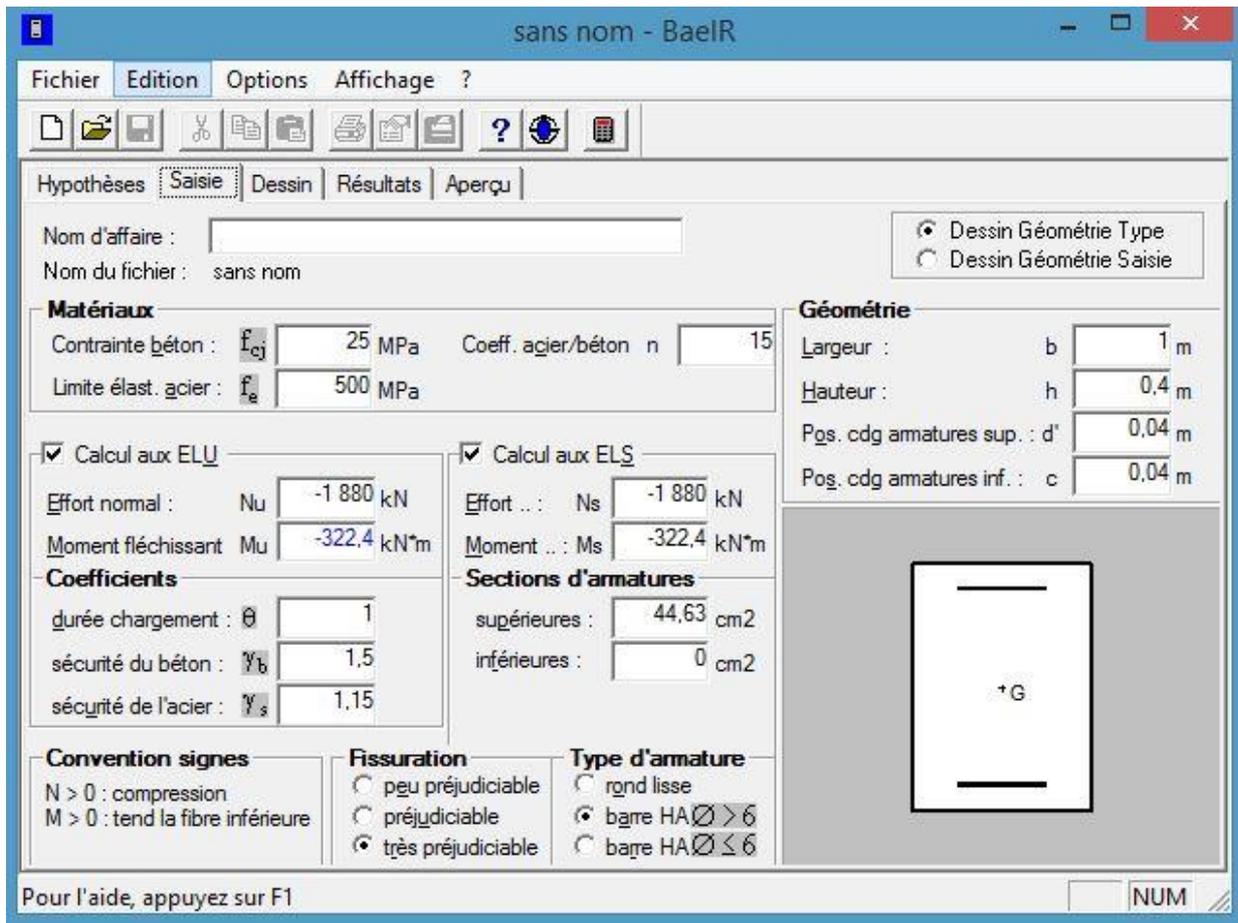
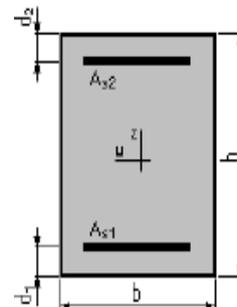


Figure V.18: Calcul de Section en Flexion Composée.

- Section
- $b = 1.00 \text{ m}$.
- $h = 0.40 \text{ m}$.
- $d1 = 0.04 \text{ m}$.
- $d2 = 0.04 \text{ m}$.



- Efforts appliqués

Tableau 1: Sollicitations internes pour le calcul du ferrailage.

Type	Effort normal N (kN)	moments fléchissant M (kN.m)
ELU	-322.41	-1880
ELS	-322.41	-1880

- Résultats

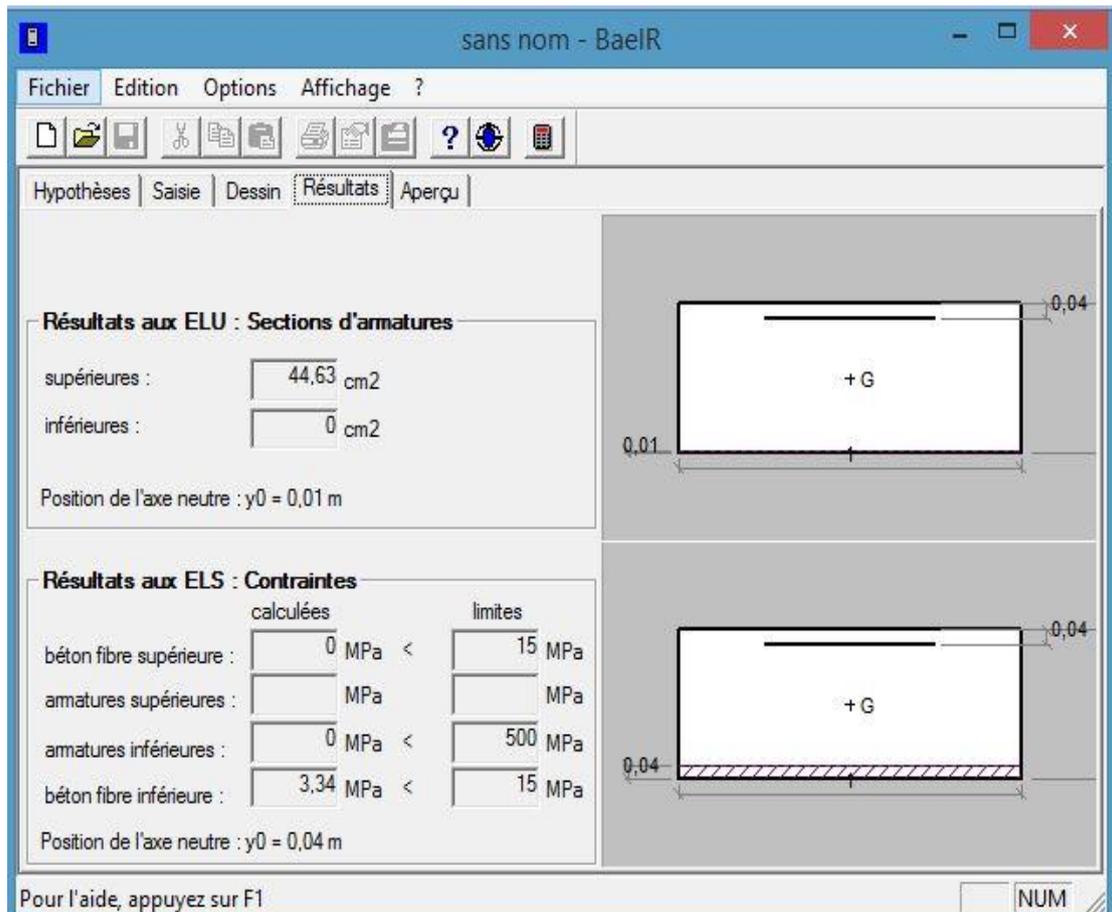


Figure V.19:résume les résultats calcul de Section en Flexion Composée.

Conclusion :

Dans cette partie de mémoire, nous avons utilisé le logiciel PLAXIS 2D pour modéliser les différentes phases d'exécution et de soutènement de rameau de connexion au niveau de la sections correspondant aux sondage sc05 Le déplacement maximal obtenu est de l'ordre de 39,25 et reste inférieur au déplacement toléré (5cm).