



وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ SAAD DAHLEB DE BLIDA
FACULTÉ DES SCIENCES DE L'INGÉNIEUR
DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL

جامعة سعد دحلب البليدة
كلية علوم المهندس
دائرة الهندسة المدنية

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER 2
EN GENIE CIVIL

OPTION : GÉOTECHNIQUE

CONTRIBUTION

A L'ÉTUDE ET CONCEPTION D'UN TRONÇON DU TUNNEL DU METRO D'ALGER PASSANT SOUS OUED ELHARRACH

ÉTABLIE PAR :
Mr. ARKAB YAZID
Mr. TOUDJI AMINE

ENCADREUR :
Dr. Ammar BOUIKNI

PROMOTION 2012

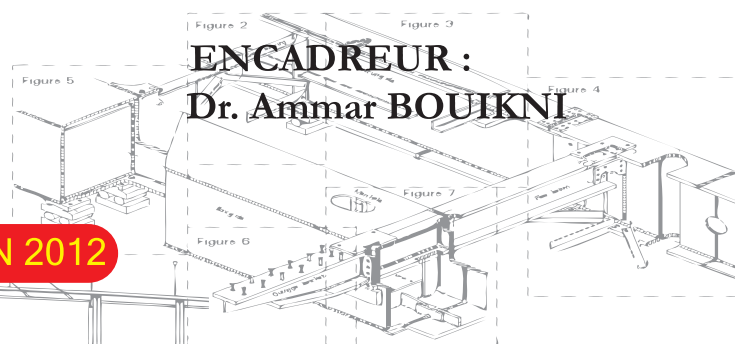
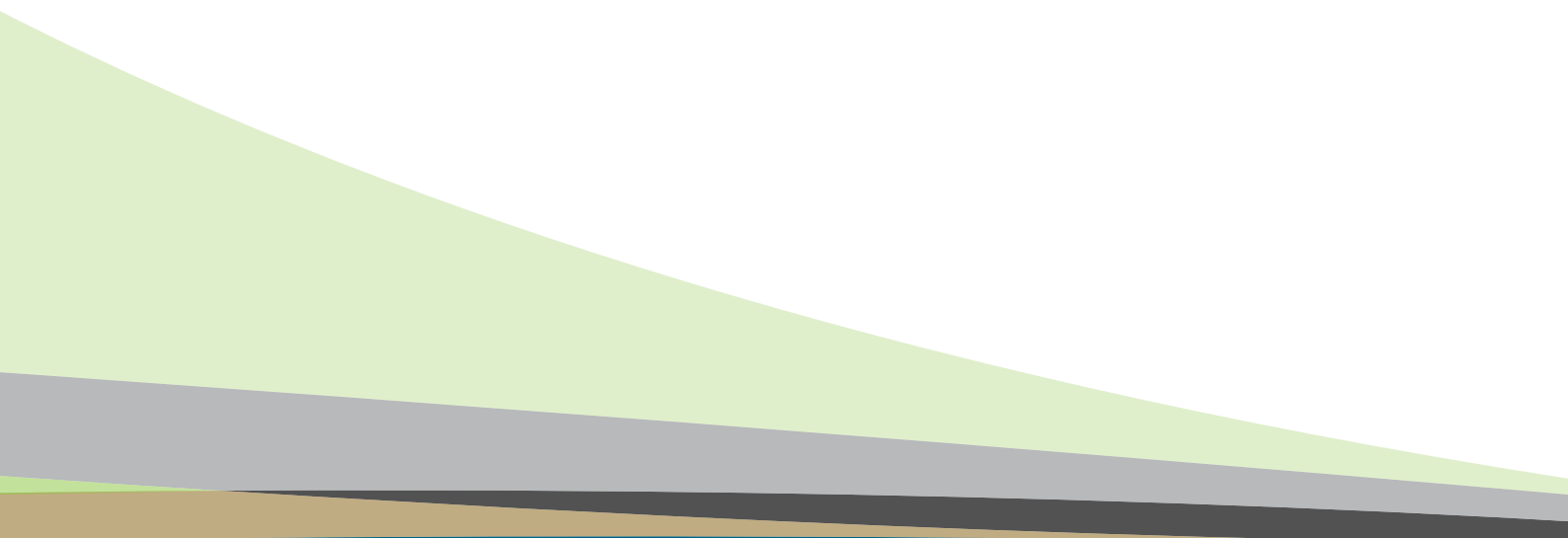


Figure 1 General overview of case studies

INTRODUCTION

GÉNÉRALE



INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'extension des voies de communication (routes, autoroutes, voies ferrées) impose souvent des franchissements difficiles qui conduisent généralement à la construction de tunnels.

Un tunnel est un ouvrage d'art, son coût de réalisation reste toujours cher. Sa justification financière est à réaliser avec soins. En cas d'ouvrage à péage pour évaluer sa rentabilité, mais aussi sur réseau national, l'évaluation du trafic est une donnée fondamentale. Comme le trafic détermine la section du tunnel, sa projection dans l'avenir est tout aussi nécessaire.

Aller en souterrain s'avère la solution optimale d'un point de vue purement urbanistique pour offrir de l'espace et contribuer à la croissance urbaine. Mais la suburbaine donne souvent des migraines aux ingénieurs car la mission est dangereuse et périlleuse. Les dangers qui en découlent sont bien connus : éboulement, enfouissement, inondation des chantiers, etc.

L'ingénieur est donc confronté à deux problèmes majeurs :

- Préserver la stabilité de l'ouvrage contre d'éventuels accidents pour assurer le succès des travaux;
- contrôler les déformations du massif encaissant.

Présenter les divers accros (techniques, économiques et juridiques) liés aux constructions souterraines est donc nécessaire pour mieux comprendre l'impact du souterrain sur la ville et prévoir le type de tunnel à implanter.

La reconnaissance du sol est une phase fondamentale dans la réussite d'un projet.

La détermination des caractéristiques géologiques, hydrogéologiques et géotechniques du sol avant les travaux de construction permet la planification des tâches et leur réalisation dans les délais impartis.

En Algérie, la question de construire des réseaux de Métro a provoqué des débats animés, les vastes réseaux de transport rapide par chemin de fer (surtout souterrain) présentent divers avantages mais sont très onéreux.

Suite à l'investigation due à notre cursus universitaire, et l'intervention sur le chantier (passage sous Oued El Harrach), Nous avons déterminé que la structure de notre travail devrait se comporter de deux grandes parties:

- Bibliographique;
- Les calculs du tronçon.

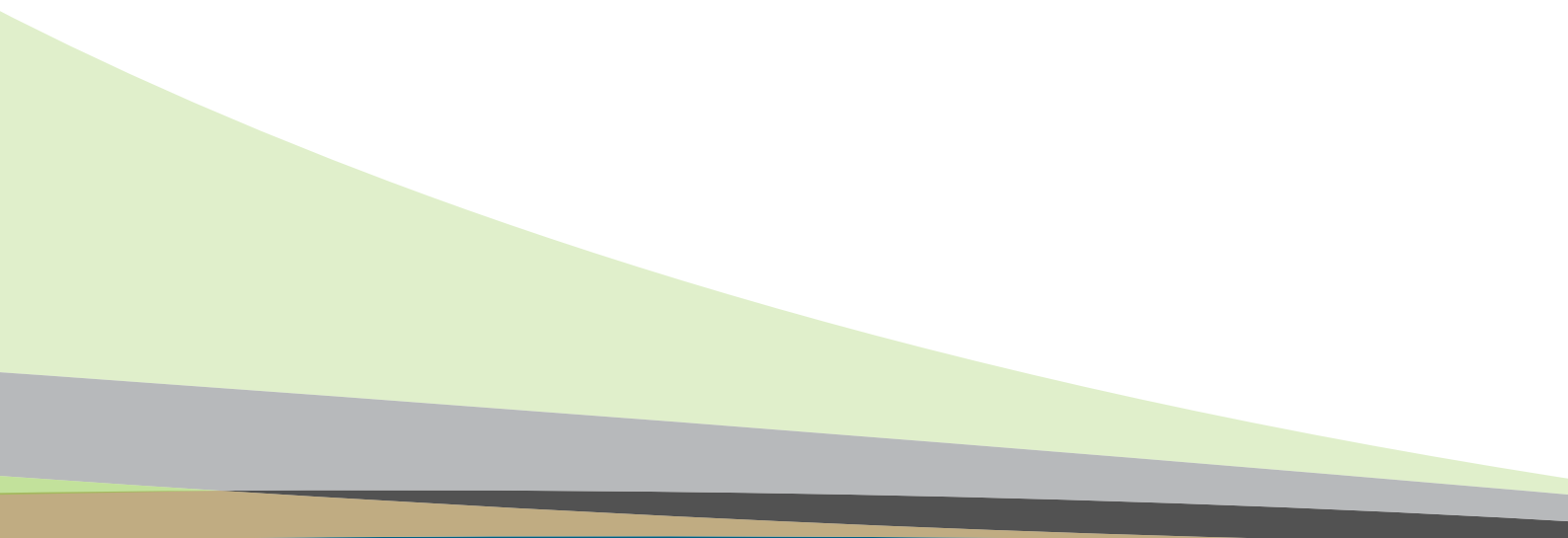
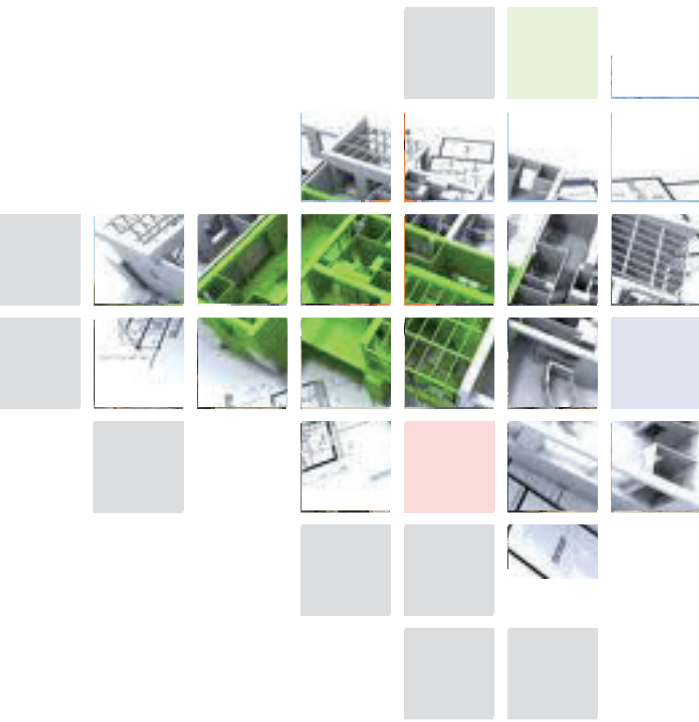
Les chapitres de la première partie constituent le support théorique à une bonne conception d'un tunnel ; tandis que les chapitres de la deuxième partie permettent de mener à bien le calcul d'un tunnel à travers l'exemple du calcul du Métro d'Alger qui constitue l'objet de ce mémoire.



CHAPITRE I

GENERALITE

I





I.1 INTRODUCTION :

Il a toujours été plus facile de réaliser un ouvrage à l'air libre. Très longtemps, l'homme a créé des ouvrages souterrains. Il est vrai dans les temps antiques, ne disposant pas de pompe pour puiser l'eau qui envahissait les galeries, ni de ventilateurs pour renouveler l'air artificiellement, ni de moyens puissants d'éclairage ou de perforation...

De nombreux tunnels ont été construits dans le cadre d'activités minières ou nécessaires pour amener de l'eau, réalisés dans des régions désertiques.

I.1.1. Souterrains de l'Antiquité :

Pour répondre aux besoins de l'irrigation et de l'alimentation des villes en eau les civilisations de la Mésopotamie, de l'Égypte, de la Grèce et de Rome, ont creusé des canaux aqueducs, non seulement à l'air libre, mais aussi en tunnel.

Dans ce cas, tous les 50 à 100m ils réalisaient des puits d'aération et d'éclairage. On trouve en France des restes d'aqueducs souterrains de ce type à Rives de Giers, près de Lyon ou dans les environs de Nîmes. [2]

I.1.2. À la Renaissance, des améliorations techniques apparaissent :

- pour creuser en profondeur, il fallait être capable de pomper les eaux qui envahissaient souvent les galeries de mine et les ouvrages souterrains. Les pompes à piston avaient été inventées en Alexandrie, mais ce n'est qu'au XV^e siècle, qu'elles aient été perfectionnées, qu'elles ont pu être utilisées dans les travaux de mines.
- l'utilisation de la poudre explosive était connue en Occident depuis le Moyen-âge. C'était la «poudre noire», mélange de soufre, de charbon de bois et de salpêtre (nitrate de potassium...) on ne pouvait utiliser l'explosif que si l'on était capable de déclencher une explosion en toute sécurité. Ceci n'a pu se faire qu'avec la mise au point de la «mèche lente».
- on ne connaissait pas les calculs mathématiques, permettant d'estimer, à partir de mesures physiques faites sur place ou en laboratoire, les poussées exercées par les terrains et d'apprécier les risques d'effondrement. Ces progrès n'apparaîtront qu'à l'époque moderne, à partir de la fin du XVIII^e siècle. [2]

I.1.2.1. L'utilisation de l'air comprimé :

En 1873, pour la première fois, de l'air comprimé est utilisé pour empêcher l'eau de la nappe phréatique de pénétrer dans un tunnel en construction. Ce fut sous l'Hudson River, à New York, pour la construction d'un tunnel ferroviaire.

I.1.2.2. L'utilisation des perforatrices à l'air comprimé :

La nouvelle technique des perforatrices à air comprimé avait été inventée en Angleterre, perfectionnée en Belgique, mais était loin d'être au point. Cette technique fut perfectionnée lors du creusement du tunnel ferroviaire du Fréjus. L'air comprimé servit aussi à la ventilation du chantier.

I.1.3. Des tunnels récents :

Certains ouvrages de la fin du deuxième millénaire se sont signalés par leur longueur ou leurs complexités particulières. Sans prétendre être exhaustifs, on peut en citer quelques-uns :

I.1.3.1. Le tunnel sous la Manche :

Sa construction a suivi de peu celle du Seikan. Apparemment il en diffère peu, puisqu'il est long de 50,5 km, dont 35 km sous la mer. En réalité, il est de technologie très différente. Avant de traverser des roches de craie, homogènes et bien connues, il a été creusé au tunnelier. Ceci s'est fait à des cadences d'avancement rapides, qui ont atteint jusqu'à 51 mètres en une journée. Il ne passe qu'à 30 m au-dessous du niveau de la mer.

I.1.3.2. Le tunnel sous la baie de Tokyo :

Il arrive que les dispositifs de sécurité prennent une place considérable, comme c'est le cas pour le tunnel routier réalisé pour permettre la traversée sous-marine de la baie de Tokyo.

On pourra associer à ces ouvrages ferroviaires les grandes liaisons ferroviaires et routières récentes ou en cours de réalisation ou de projets, destinées à traverser d'autres détroits marins ou des chaînes de montagnes. [2]

I.1.4. L'avenir des tunnels :

Le nombre de tunnels ou plus généralement, d'ouvrages souterrains construits annuellement dans le monde augmente et continuera à augmenter.

Ces ouvrages permettent aussi bien de résoudre certains problèmes d'urbanisme que rencontrent les grandes agglomérations des pays industrialisés que de franchir des montagnes et des bras de mer.

Les coûts qui en découlent, en particulier ceux d'exploitation pourraient devenir un sérieux frein aux développements futurs.

Il faudra savoir rester raisonnablement réaliste quant à ces exigences, pour permettre à ces ouvrages de continuer à nous faire profiter de leurs avantages dans l'aménagement des villes et des territoires.

I.2. PRÉSENTATION DU MÉTRO D'ALGER :

I.2.1. Historique :

Le premier projet de métro d'Alger date de 1928 mais il ne verra jamais le jour. L'actuel métro date de la construction de la première section de la ligne 1 « Haï el Badr » - « Tafourah-Grande poste », d'une longueur de 9,5 km et comportant dix stations, est achevée à la fin des années 2000. Inaugurée officiellement par le Président Bouteflika le 31 octobre 2011, la ligne est mise en service commercial le 1er novembre 2011. Le métro d'Alger constitue, avec le métro du Caire, le seul métro lourd du continent africain. [26]



Figure 1: Métro d'Alger. [26]

I.2.1.1 Le projet de 1928 :

Le 3 novembre 1928, le président du conseil général du département d'Alger pose le premier la possibilité de construire un nouveau réseau de transport en commun de la région algéroise, lequel comprendrait un métropolitain souterrain comme à Paris. Une étude sur la réorganisation des transports publics algérois est confiée à l'Omnium Lyonnais. Les conclusions de l'étude détaillée publiées en avril 1929 préconisent la création d'une ligne de métro d'Alger, El Biar et Kouba en 1932. Des sondages sont réalisés au niveau des futures stations mais le projet va être peu à peu délaissé jusqu'à ce qu'il soit ajourné sine die par délibération du conseil municipal le 26 juillet 1935 à cause de l'importance de la dépense qui était estimée à 80 millions de Francs. [26]

I.2.1.2 Le projet de 1959 :

Après plusieurs projets de mise en souterrain partiel du réseau de tramways de la ville qui n'aboutirent pas, une nouvelle étude de la RATP, remise en 1959, préconise à nouveau la création d'une ligne du même type que le métro sur pneus exploité à Paris.

À l'indépendance de l'Algérie, de nouveaux plans d'urbanisme sont proposés. Pour la région Alger, le schéma du COMEDOR réalisé entre 1969 et 1970, prévoit à son tour de réactualiser le projet du métro d'Alger. [26]

I.2.1.3 Les années 1980 :

En 1981, des évaluations préliminaires pour une première ligne sont présentées au gouvernement, puis en 1982, la SOFRETU est chargée d'étudier un réseau de 64 km avec une priorité pour une première ligne de 12,5 km .

Il faut attendre trois ans pour que le marché soit réattribué à deux entreprises algériennes, **COSIDER** et **GENISIDER**, en juillet 1988 et août 1989, les travaux tarderont à commencer à cause de la situation politique du pays. [26]

I.2.1.4 Les années 1990 :

Les premiers coups de pioche auront lieu en octobre 1990 au niveau de la place de l'Emir Abdelkader à Alger-Centre. Au niveau de la station Aïssat Idir, les travaux ne débutent qu'en mars 1993, pour la station Hamma ce sera mars 1994. [26]

I.2.1.5 Les années 2000 :

En 2003, profitant du retour des équilibres économiques, le gouvernement algérien décide de doter le projet de moyens financiers adéquats et de nouvelles structures organisationnelles et opérationnelles.

I.2.2. Constitution de Métro d'Alger:

Le Métro d'Alger est constitué de 4 grandes parties:

► La grande poste-Hai El Badr: cette ligne a été réalisée. Elle est constituée de 10 stations:

- La grande poste;
- Khelifa Boukhalfa;
- Premier Mai;
- Aissat Idir;
- Hamma;
- Jardin d'essai;
- Les Fusillés;
- Amirouche;
- Mer et soleil.

► Hai El Badr-Harrach: Cette ligne est constituée de 5 stations (où les travaux sont en cours):

- Hai El Badr;
- Bach Jarah 1;
- Bach Jarah 2;
- Harrach gare;
- Harrach centre.

Cette ligne est caractérisée par un Viaduc qui passe sur Oued Ouchaia, et par un tunnel continu jusqu'à Harrach centre passant sous Oued El-Harrach.

Il est important à signaler que la réalisation des tunnels reliant entre les stations consiste d'abord à réaliser des puits qu'on appelle puits de ventilation ou puits d'attaque à partir desquels on fait descendre le matériel et les machines et évacuer les déblais exercés.

Ces puits d'attaque, une fois la réalisation des tunnels terminée, soit ils servent pour ventilation, soit ils sont remblayés puisqu'ils servent juste pour attaquer l'excavation des tunnels.

L'extension Hai El Badr – El Harrach contient 03 puits de ventilation et 01 puits d'attaque:

- PV1 entre Bach djarah 1 et 2;
- PV2 entre Bach djarah 2 et Harrach gare;
- PV3 entre Harrach gare et Harrach centre.

► La grande poste-Place des Martyres;
 ► Hai El Badr-Ain Naâdja.



Figure 2 : Les stations de la ligne 1.

Pour la dernière ligne, les travaux n'ont pas commencé, il s'agit juste de quelques études sur le sol et les différents ouvrages qui vont être réalisés. [26]



Figure 3: Tracé du réseau du métro d'Alger. [26]

I.3. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE:

Plusieurs facteurs sont à considérer lors de l'implantation d'un tunnel, en vue d'en réduire au minimum son coût, ceci étant en relation directe avec le tracé en plan, le profil en long et le gabarit du tunnel. Ces choix doivent être faits de façon judicieuse, faisant appel à toute expérience et rationalité de l'ingénieur projeteur, car toute erreur peut engendrer un surcoût fatal à l'adoption du projet.

Le tunnel sous Oued El-Harrach fait partie du tronçon qui relie la station de Harrach Gare à celle du Harrach Centre.

Cet ouvrage est constitué de quatre blocs de 18m de longueur qui sont situés 2 par chaque côté de l'oued et chaque bloc est constitué d'un radier, deux parois moulées, et une dalle d'épaisseur importante.

Le travail dans cet ouvrage se fait en deux phases avec deux procédures différentes. La première phase est terminée, il reste juste la deuxième phase qui est en cours de la réalisation. [18]

I.4. TRACE DE MÉTRO D'ALGER :

I.4.1 trace en plan :

Le tracé en plan du métro d'Alger, a été projeté en fonction de la densité des habitants, de l'importance du site, de la géologie et de l'hydrogéologie des terrains traversés.

Il se peut qu'un tracé ait des modifications au fur et à mesure de l'avancement des travaux par suite de :

- L'irruption des eaux en quantités importantes au cours de la construction;
- D'accidents géologiques;
- Croisement perpendiculaire des cours d'eaux qui peuvent être néfastes à l'ouvrage du point de vue chargement;
- De l'implantation incorrecte des têtes du tunnel.

Dans la mesure du possible, on s'efforce de garder l'axe du tunnel droit. Non seulement cela diminue la longueur de l'ouvrage, améliore la visibilité et rend la construction plus économique ; mais cela facilite en outre la construction, simplifie l'implantation et améliore l'effet de la ventilation. Mais des fois, par suite des conditions topographiques particulières, les voies de raccordement doivent suivre un tracé en courbe. Le choix du tracé est aussi influencé par l'implantation correcte des points d'attaque d'entrée et de sortie du tunnel. [18]

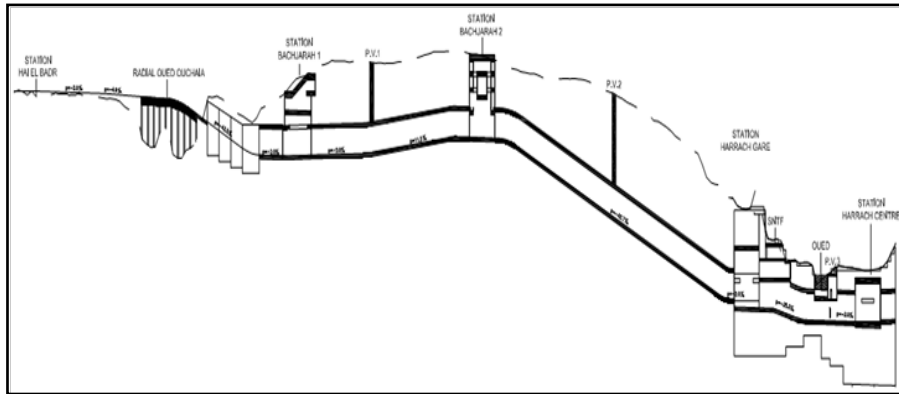


Figure 4: tracé en plan du métro d'Alger.



Figure 5: tracé en plan de notre ouvrage.

I.4.2 Profil en long :

Le choix du profil en long des tunnels dépend du déroulement de la circulation et des conditions d'exploitation. Il sera fondé sur les exigences de l'exploitation et de la construction.

Il est important d'implanter les tunnels de haute montagne dans des couches suffisamment épaisses de roches saines, situées de préférence au-dessus du niveau de la nappe d'eau souterraine.

Il convient encore de mentionner la situation des stations, qui se veut être surélevée par rapport au profil en long. Cette surélévation rapproche le niveau des quais de la surface, diminuant aussi la hauteur perdue, et permettant aux voyageurs de gagner du temps sur le parcours de la montée et de la descente.

Le profil en long du tunnel doit avoir une pente de 2%. Cette pente nous permettra d'avoir des stations de plus en plus rapprochées de la surface libre, car ce n'est pas commode de faire descendre les gens à 20 – 30 mètres de profondeur pour prendre le métro, donc entre deux stations consécutives, on doit avoir une rampe et une pente. La limite supérieure de cette pente est donnée par le type de frottement du métro (frottement pneu – bitume ou frottement acier – acier).

Dans le cas du Métro d'Alger, il s'agit d'un frottement acier-acier, ce qui a limité cette pente à 2%.



I.4.3 Profil en travers :

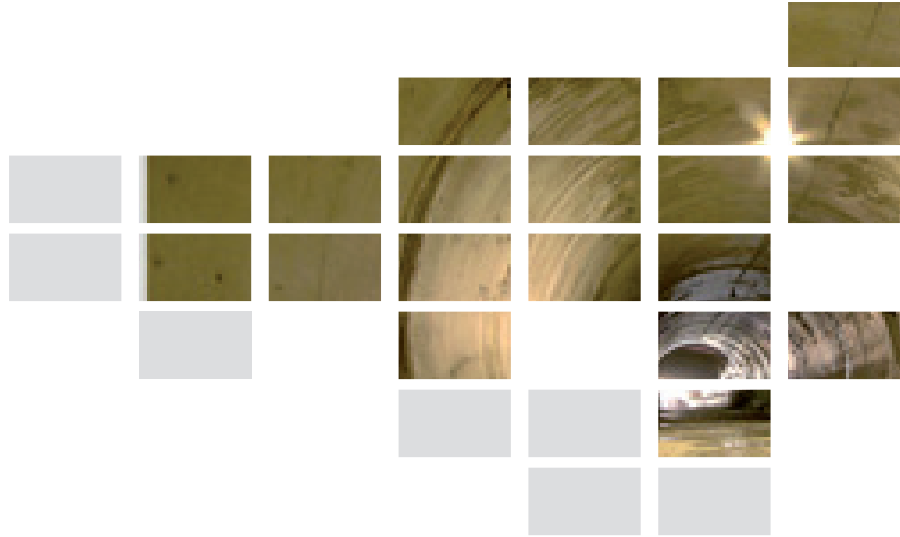
Le choix du profil en travers dépend essentiellement du rôle de l'ouvrage qui conditionne les dimensions du gabarit libre intérieur, sans oublier la nature du terrain qui détermine les dispositions du revêtement destiné à protéger le vide intérieur, la sismicité du lieu est un facteur aussi important à intégrer dans le choix de la forme géométrique du tunnel.

Outre le gabarit de circulation, il convient de prévoir de la place pour les diverses conduites et canalisations imposées par l'exploitation du tunnel et de la voie de circulation.

Lors du dimensionnement de la section, il ne faut pas perdre de vue l'éventualité de l'introduction ultérieure de nouvelles machines, nécessitant un gabarit plus grand. [18]

I.5. CONCLUSION :

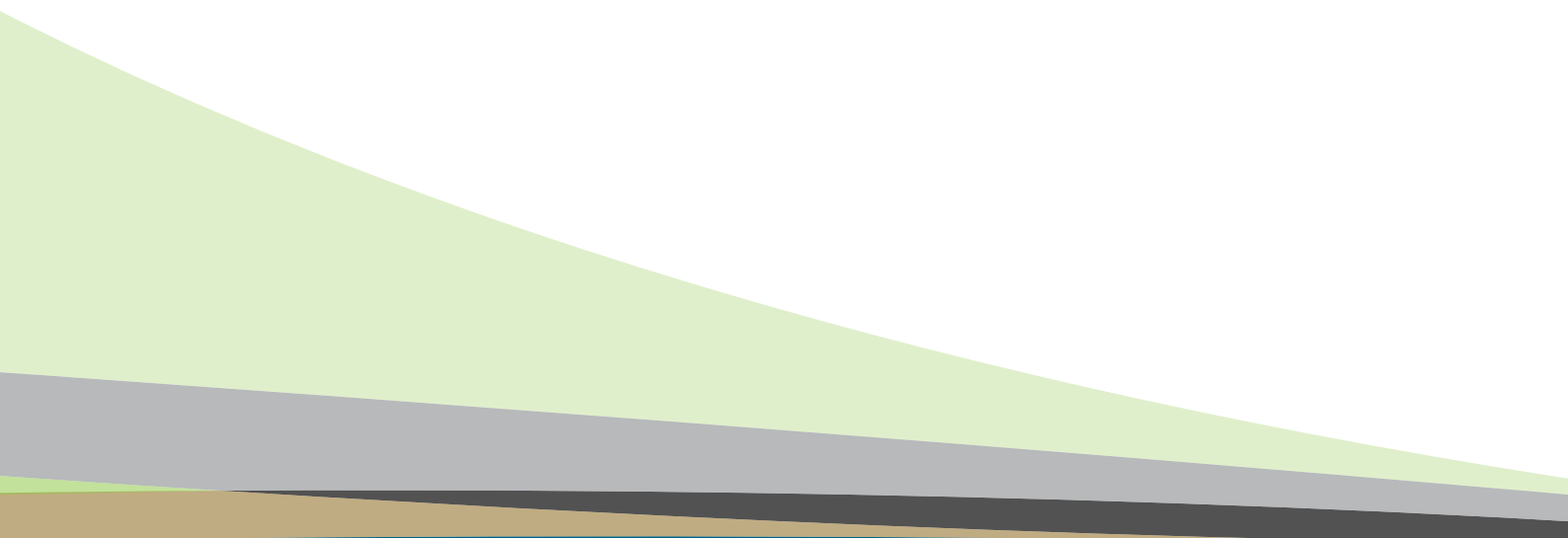
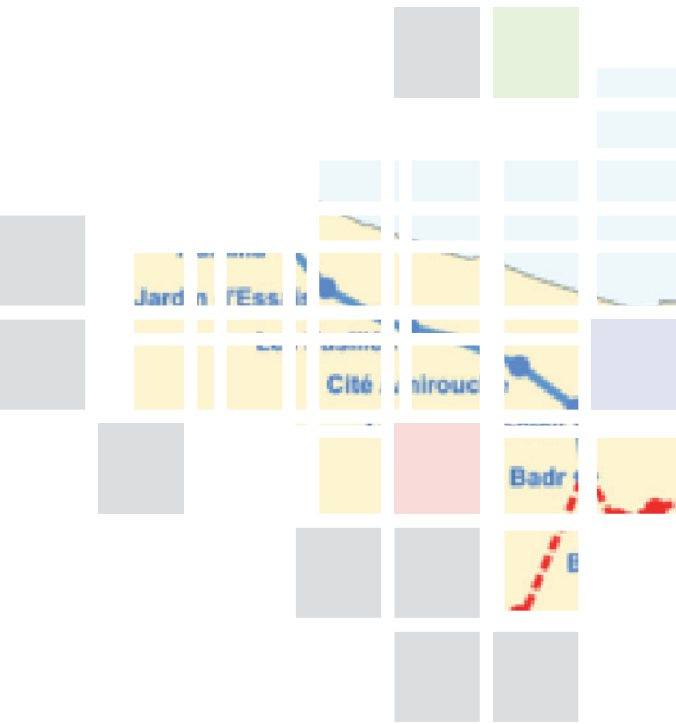
Le métro est depuis des décennies un moyen de transport incontournable dans les grandes villes. Dense, économique, sûr, écologique et rapide. Il constitue le meilleur moyen d'éviter les embouteillages des métropoles comme Paris et Londres et bientôt il permettra d'éviter ceux d'Alger. L'idée d'un métro d'Alger n'est réellement née qu'à la fin des années 1950, une étude de faisabilité fut réalisée à cette époque, mais ce n'est qu'en 1981 dans une ville d'Alger où la circulation est déjà très difficile, que le projet redevint d'actualité.



CHAPITRE II

ETUDES ET
RECONNAISSANCES DU SITE

II



II.1. INTRODUCTION :

Une bonne reconnaissance du sol d'un ouvrage d'art est nécessaire, telles que les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques qui sont des facteurs importants, ils déterminent le degré de difficulté et le coté de réalisation d'un ouvrage souterrain, en influençant le choix et la mise en œuvre des méthodes de construction (excavation, soutènement et revêtement), qui sont validées où corrigées au stade des travaux.

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.

II.2. RECONNAISSANCES GEOLOGIQUES :

II.2.1. Objectifs :

Plusieurs méthodes de description et de classification des roches ont été développées, notamment ces dernières années, spécifiquement en vue du dimensionnement des ouvrages souterrains.

Les reconnaissances et études géologiques doivent donner au concepteur du tunnel les éléments suivants :

- géologie régionale, histoire géologique et tectonique du massif ;
- structure du massif ;
- inventaire et localisation des accidents (failles, zones fracturées, zones broyées ...)
- description des terrains rencontrés selon leur nature pétrographique et minéralogique selon leurs qualités, selon leurs discontinuités.

II.2.2. Moyens de reconnaissances géologiques :

Ces moyens sont nombreux. Ils ne sont pas exclusifs aux reconnaissances géologiques pour l'étude d'un ouvrage souterrain.

II.2.2.1. Inventaire des données géologiques existantes :

Il est indispensable de réunir la quasi-totalité des données et documents existants sur le massif étudié et la géologie, morphologie et tectonique régionales.

Leur liste est généralement la suivante :

- cartes géologiques (1/50 000, 1/25 000);
- photographiques aériennes (1/15 000 environ);
- documents et études géologiques, des Facultés et Ecoles : par exemple banque de données de sondages, études structurales, reconnaissance par télédétection;
- documents spéléologiques éventuels;
- documents climatiques et météorologiques;
- archives de construction d'ouvrages souterrains dans des conditions analogues ou situés proximité, et éventuellement des constructions de surface;
- relevés de carrières souterraines. [18]

II.2.2.2. Levé géologique de surface :

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

II.2.2.3. Géophysique :

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

Ces résultats devront être systématiquement étalonnés par des sondages.

Les valeurs des profondeurs d'investigations sont celles indiquées par les sociétés spécialisées dans ce type de reconnaissances. De l'avis des auteurs, les résultats sont difficilement interprétables et utilisables efficacement au-delà de quelques centaines de mètres de profondeur.

Les méthodes les plus couramment employées dans le cadre du projet d'ouvrage souterrain sont la sismique réfraction et la résistivité électrique. [18]

II.2.2.4. Télédétection :

Son but est la recherche, d'une manière générale, de toutes les informations de caractère structural telles que failles anciennes ou actives, zones mylonitisées, anomalies mécaniques, cavités souterraines naturelles ... etc.

Les informations provenant de l'interprétation d'un levé infrarouge thermique sont regroupées sur un document cartographique dont l'échelle est fonction de l'ouvrage concerné, mais aussi de la nature des accidents repérés. [18]

II.2.2.5. Sondages :

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

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

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

Géologiquement parlant les sondages sont directement utilisés pour déterminer la nature du sol ou de la roche et le degré de fissuration des ... etc. [13]

II.3. RECONNAISSANCES HYDROGÉOLOGIQUES :

II.3.1. Inventaire des données existantes :

- Documents et études donnant des indications sur les nappes et les caractéristiques hydrauliques des terrains dans la zone concernée ;
- Inventaire des circulations souterraines ;
- Documents climatiques et météorologiques ;
- Archives de construction d'ouvrages souterrains dans des conditions analogues ou situés à proximité, puits de pompage en site urbain, ... [13]

II.3.1.1. Levé hydrogéologique de surface :

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

- le relevé des sources, puits ...etc ;
- le relevé des zones d'infiltration ;
- les mesures de débit des sources et puits, la recherche ou le contrôle des trajets par traceurs (fluorescéine, isotopes, nuages salins, ...).

Les synthèses des levés géologiques et hydrogéologiques figurent généralement sur le même document. [6]

II.3.1.2. Géophysique :

La méthode de résistivité électrique peut servir pour la recherche des nappes, pour la recherche de la profondeur et de la continuité d'un horizon étanche (argileux ou marneux) sous une formation perméable (calcaire ou gréseuse par exemple). L'interprétation des données électriques est délicate, Elles doivent être étalonnées par sondages. [6]

II.3.1.3. Sondages :

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

- D'observations pendant l'exécution du sondage comme pertes partielles ou totales du fluide de forage, venues d'eau dans le forage, traces de circulation d'eau repérées sur les carottes ...
- De la pose de piézomètres pour préciser les niveaux de la ou des nappes, leur interdépendance éventuelle, la réaction aux agents atmosphériques.
- D'essais in situ pour quantifier les caractéristiques des terrains (perméabilité) et de la nappe (extension, coefficient d'emmagasinement, transmissivité...). [6]

II.4. RECONNAISSANCES GÉOTECHNIQUES :

II.4.1. Objectifs :

Les reconnaissances et études géotechniques complètent celles réalisées par la géologie et l'hydrogéologie.

II.4.2. Moyens de reconnaissances géotechniques :

Elle doivent permettre de préciser la description des terrains traversés, leur état de contraintes in situ et de prévoir leur comportement pendant l'exécution puis l'exploitation de l'ouvrage, enfin, de définir les méthodes d'exécution, le dimensionnement des ouvrages, les précautions particulières et/ou les traitements spéciaux à envisager pendant la construction. [19]

II.4.2.1. Inventaires des données existantes :

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

II.4.2.2. Géophysique :

Les modules dynamiques sont reliés aux vitesses sismiques des ondes longitudinales et transversales. Ils peuvent être déterminés par des essais sismiques simples à l'échelle de la dizaine de mètres par les méthodes « cross-hole », « down-hole » et « up-hole » entre deux forages. [19]

II.4.2.3 Sondages :

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

Les principaux essais et mesures in situ sont :

- ▶ les mesures de contraintes in situ soit par surcarottage, soit par fracturation hydraulique ;
- ▶ les diagraphies instantanées (paramètres de forage) ;
- ▶ Les diagraphies en forage : elles donnent des informations sur les paramètres physiques des terrains. Le principal intérêt des diagraphies est d'effectuer de nombreuses corrélations, par exemple pour localiser des accidents particuliers ou préciser le détail de structures, à des prix bas (coût relativement peu élevé des sondages destructifs et des diagraphies et rapidité d'exécution des uns et autres) ;
- ▶ L'essai de pénétration statique peut donner des informations utilisables dans le cas d'un tunnel foré dans un sol ou une roche meuble et sous faible couverture et pour le dimensionnement des ouvrages de tête situés dans des sols. [19]

II.4.2.4 Essais de laboratoire :

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

▶ Sols :

Essais d'identification : masse volumique, teneur en eau naturelle, indices des vides, limites d'Atterberg, granulométrie et sédimentométrie, minéralogie.

Pour déterminer les caractéristiques mécaniques des sols et calculer la déformation de la surface : essais de cisaillement à la boîte, essais triaxiaux, essais œdométriques, essais de gonflement, essais de compression simple, ... [19]

- **Roche** :Densité sèche, porosité, teneur en eau naturelle, vitesse du son, essais de compression simple, mesures du module d' Young et du coefficient de poisson, essais Franklin et brésilien pour la détermination des caractéristiques mécaniques de la roche. essais de cisaillement à la boîte pour la détermination des caractéristiques de joints. essais triaxiaux, œdométriques, essais de gonflement, essais d'altérabilité, analyses minéralogiques pour les roches tendres et susceptibles d'évoluer rapidement (marnes, anhydrites,...), essais particuliers nécessaires à l'étude d'emploi de machines à forer.

Il faut retenir que la validité des résultats de tous ces essais est liée à la qualité des échantillons prélevés et à leur représentativité.

Les spécifications techniques concernant ces prélèvements doivent donc être clairement définies dès le début des reconnaissances. [19]

II.5.DONNEES GEOLOGIQUES, HYDROGEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES AU DOIT DE L'OUVRAGE :

II.5.1. Données géologiques :

L'Algérie, par le fait de sa taille, comprend quatre larges domaines géologiques allant du Nord vers le sud :

- L'Atlas Tellien (ou le Tell);
- 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. [18]

Géologie régionale :

Les alentours de la ville d'Alger se situent dans l'Atlas Tellien, délimitée au Nord par la 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 post-nappes.

La région d'Alger peut être représentée comme un dôme primaire métamorphique, bordé par des formations sédimentaires, tertiaires et quaternaires, le tronçon de Oued El-Harrach traverse indifféremment ces différentes couches géologiques. [18]

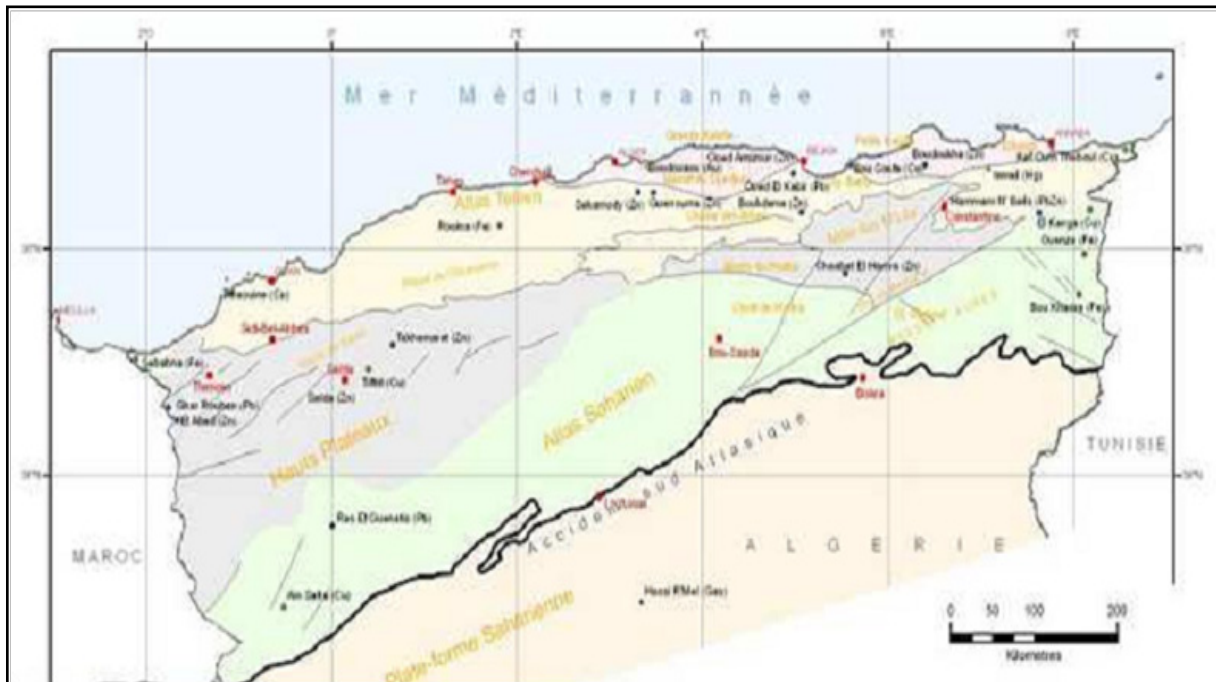


Figure 6: Carte de localisation des grands ensembles du Nord de l'Algérie et principaux gîtes.

► Le primaire :

C'est un complexe métamorphique (schistes, gneiss, calcaire), ses divers faciès pétrographiques sont imbriqués d'une manière anarchique consécutive à une tectonique très importante, qui a causé une fracturation importante et de nombreuses zones de failles.

► Le secondaire :

La littérature ne mentionne pas de représentant de cette ère dans la région d'Alger.

► Le Tertiaire : Les principaux horizons reconnus sont dans l'ordre :

- L'Astien (mollasse astienne), formation géologique la plus importante, cet horizon se caractérise par son hétérogénéité. Il se présente sous forme de banc de marnes, de grès, ainsi que de sable pulvérulent. Il est considéré comme le terrain aquifère le plus important de la région Algéroise;
- Le plaisancien, il s'agit de formation Argilo-Marneuse bleu, imperméable représentant ainsi un mur pour la nappe de la mollasse astienne.

► Le Quaternaire :

La formation la plus souvent rencontrée est : les sables ; argiles rouges. Les autres formations sont des alluvions, éboulis de pente (colluvions).

Ce caractère argileux le rend moins perméable que les mollasses astiennes, ce pendant la présence d'alluvions grossières font de cette formation un captage privilégié des eaux de pluie pour alimenter la nappe des mollasses. [14]

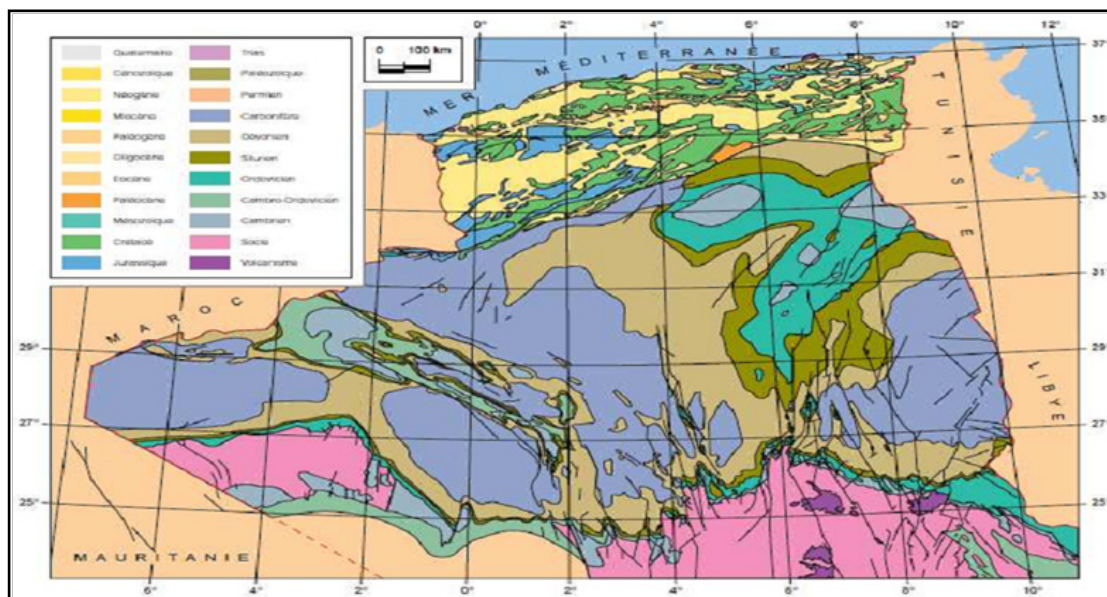


Figure 7: Carte géologique générale de l'Algérie.

L'horizon astien est continu dans le bassin Harrach-Hamiz.

Il est bien isolé entre le plaisancien et les marnes jaunes semi-perméables, sauf à l'Est du Hamiz (poche de Rouiba) où il est en contact direct avec les alluvions, constituant alors un aquifère unique avec le quaternaire.

L'épaisseur de l'Astien est de 150 m, mais elle est diminuée fortement vers le Sud-Est (15 à 30 m seulement).

II.5.2. Données hydrogéologiques :

L'aquifère de la plaine de la Mitidja a fait l'objet de plusieurs études 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).

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.

L'oued El Harrach constitue la plus importante rivière au voisinage de notre secteur d'étude. Son bassin se partage en trois parties appartenant l'une à l'Atlas tellien, l'autre à la plaine de la Mitidja et une autre au versant du Sahel. [14]

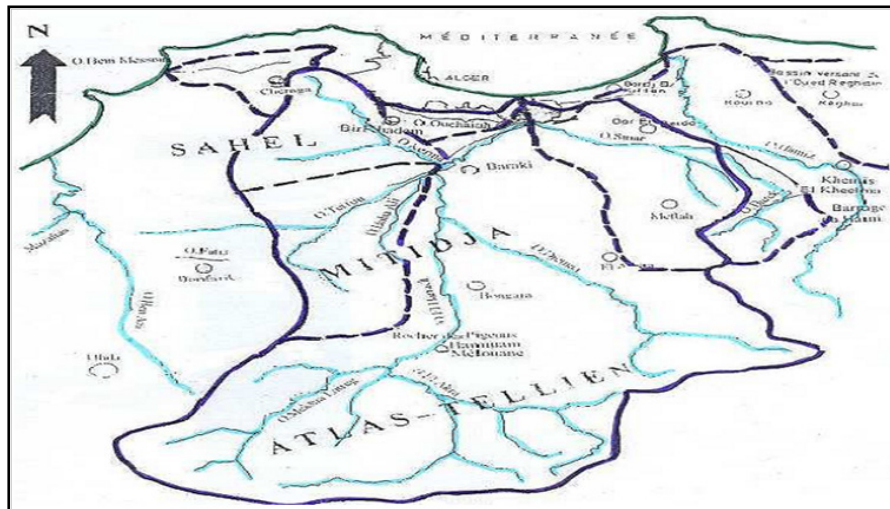


Figure 8: Réseau hydrographique au nord de l'Algérie.

II.5.3. Données géotechniques :

Dans le cadre de reconnaissance de notre site quatre (04) forages carottés ont été exécutée dans la traverse de l’Oued El-Harrach.

Un aperçu de la répartition verticale des types de sols différents est donné dans le tableau suivant :

Tableau 1 : Caractéristiques géotechniques du tronçon Oued El-Harrach.

	S 3+620		S 3+650		S 3+700		S 3+740	
	[m NGA]		[m NGA]		[m NGA]		[m NGA]	
R _x : Remblais	+6,60	+1,40	+4,00	- 3,30	+5,80	-9,40	+5,80	-3,00
Q _A : Quaternaire argileux							-3,00	-6,10
Q _M : Quaternaire marneux	+1,40	-4,50	-3,30	-6,18	-9,40	-14,95	-6,10	-9,00
Q _V : Quaternaire vaseux								
T _S : Tertiaire sableux	-4,50	-28,8	-6,18	-28,1	-14,95	-31.1	-9,00	- 29.9
T _G : Tertiaire gréseux	-28,8		-28,1		-31.1		-29,9	
Niveau d'eau	2,12		2,00		2,06		1,94	

Les marnes grises du quaternaire (QM) forment le type de sol plus dominant, pour cette raison ils doivent être indiqués les conditions géotechniques caractéristiques.

L’apparition argiles vaseuses(QV) est restreinte sur des inclusions locales, ils ne forment pas des dépôts continus.

Les résultats des essais de pénétration dynamique SPT dans le domaine de la fondation d’ouvrage

montrent aussi des valeurs très basses avec une résistance de point q_c entre 3 et 14 MN/m². Pour le dimensionnement statique du tronçon qui passe sous Oued El-Harrach nous recommandons d'utiliser les valeurs caractéristiques de sol suivant :

Dans le calcul statique, nous recommandons une augmentation progressive du module de déformation dans la couche QA/QM/QV près de 1 MN/m² par mètre dès une profondeur de 5 m. L'admissibilité des valeurs données pour les tirants d'ancrage est à vérifier par des tests supplémentaires in situ.

La longueur des corps d'injection est déterminée par les spécialistes d'entreprise exécutant en coopération avec le bureau d'étude de planning. [18]

II.5.4. Propriétés géotechniques :

Les valeurs moyennes relatives à ces unités, récupérées à partir des résultats des essais de laboratoire réalisés sur des échantillons récupérés des sondages sont les suivantes :

- Remblais R_x:

- **Essai de laboratoire :**

Poids volumique sec (KN/m ³)	18
Poids volumique saturé (KN/m ³)	19,7
Essai de gonflement libre p_g (%)	0,37

Essai Triaxial

Terme de cohésion C_{cu} (KN/m ²)	00
Angle de frottement ϕ_{cu} (degré)	25

- Quaternaire marneux Q_M :

- **Essai de laboratoire :**

Poids volumique sec (KN/m ³)	16,4
Poids volumique saturé (KN/m ³)	20,2
Teneur en eau (%)	24,8
Degré de saturation (%)	97,2
Fines (%)	94,5
Perméabilité K_v (m/jour)	432*10 ⁻⁵

Limites d'Atterberg (%)

W L	52,9
WP	26,5
IP	26,3
Indice de Consistance	1,06

**Essai à l'odomètre**

δ_p (KN/m ²)	255
C_c (%)	14,95
C_g (%)	8,65
Essai de gonflement libre p_g (%)	1,30

Essai Triaxial

Terme de cohésion C_{UU} (KN/m ²)	80
Angle de frottement ϕ_{UU} (degré)	0

Propriétés chimiques

Sulfates (%)	0
Chlorures (%)	0
Carbonates (%)	24,9
Matières organiques (%)	0,13

- **Essai in-situ :**

Essai pressiométrique

Module pressiométrique E (KN/m ²)	600* 102
---	----------

- Quaternaire argileux QA:

- **Essai de laboratoire :**

Poids volumique sec (KN/m ³)	16,7
Poids volumique saturé (KN/m ³)	20,4
Teneur en eau (%)	20,1
Degré de saturation (%)	87,1
Fines (%)	85,4
Perméabilité K_v (m/jour)	0,9

Limites d'Atterberg (%)

W L	44,7
WP	22,1
IP	22
Indice de Consistance	1,11

Essai à l'odomètre

δ_p (KN/m ²)	3 15
C_c (%)	12,4
C_g (%)	3,2
Essai de gonflement libre p_g (%)	0,37

**Essai Triaxial**

Terme de cohésion C_{CU} (KN/m ²)	30
Angle de frottement ϕ_{CU} (degré)	25
Terme de cohésion effective C' (KN/m ²)	7.5
Angle de frottement effective ϕ' (degré)	23.5

- **Essai in-situ :**

Essai pressiométrique

Module pressiométrique E (KN/m ²)	264* 102
Pression limite PL (KN/m ²)	17*10

- Tertiaire sableux T_s :

- **Essai de laboratoire :**

Poids volumique sec (KN/m ³)	17,5
Poids volumique saturé (KN/m ³)	20,9
Teneur en eau (%)	15,1
Degré de saturation (%)	73,4
Fines (%)	49,0
Perméabilité K_v (m/jour)	1.10

Limites d'Atterberg (%)

W L	34,7
WP	17,3
IP	17,4
Indice de Consistance	1,12

Essai Triaxial

Terme de cohésion C_{CU} (KN/m ²)	10
Angle de frottement ϕ_{CU} (degré)	33
Terme de cohésion effective C' (KN/m ²)	2
Angle de frottement effective ϕ' (degré)	33

Propriétés chimiques

Sulfates (%)	0
Chlorures (%)	0
Carbonates (%)	24.9
Matières organiques (%)	0.13



- **Essai in-situ :**

- Essai pressiométrique**

Module pressiométrique E (KN/m ²)	200,8*10 ²
Pression limite PL (KN/m ²)	19,2*10 ²

- Tertiaire gréseux TG:

- **Essai de laboratoire :**

Poids volumique sec (KN/m ³)	18,5
Poids volumique saturé (KN/m ³)	21.3
Teneur en eau (%)	11.1
Degré de saturation (%)	15.9
Fines (%)	28
Perméabilité K _v (m/jour)	0.00432

- Limites d'Atterberg (%)**

WL	51.3
WP	34.1
IP	17.2
Indice de Consistance	2.33

- Essai Triaxial**

Terme de cohésion C _{cu} (KN/m ²)	7
Angle de frottement φ _{cu} (degré)	37
Terme de cohésion effective C' (KN/m ²)	1
Angle de frottement effective φ' (degré)	38

- Propriétés chimiques**

Sulfates (%)	0
Chlorures (%)	0
Carbonates (%)	39.8
Matières organiques (%)	1.01

- **Essai in-situ :**

- Essai pressiométrique**

Module pressiométrique E (KN/m ²)	419.1*10 ²
Pression limite PL (KN/m ²)	37.7*10 ²

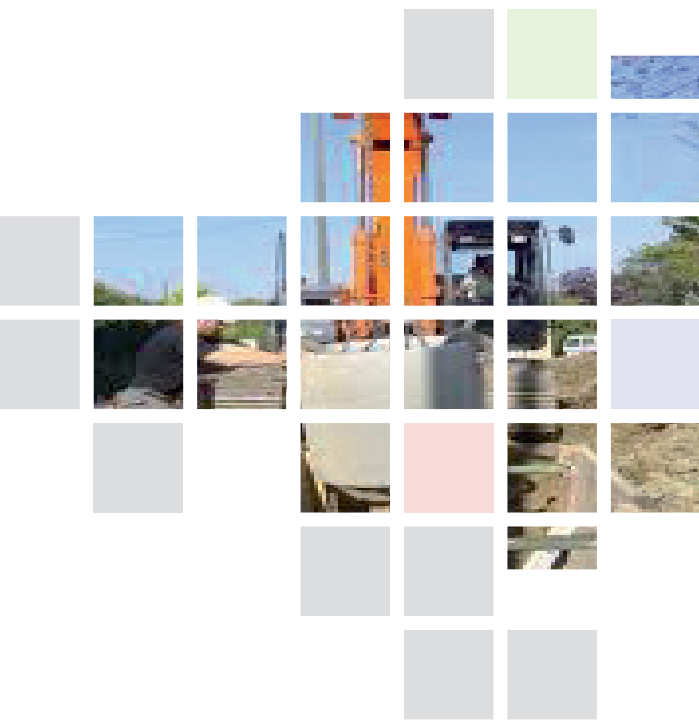
[14]



Figure 9: photo de carottage dans la rive ouest de l'oued El-Harrach. [14]

II.6. CONCLUSION :

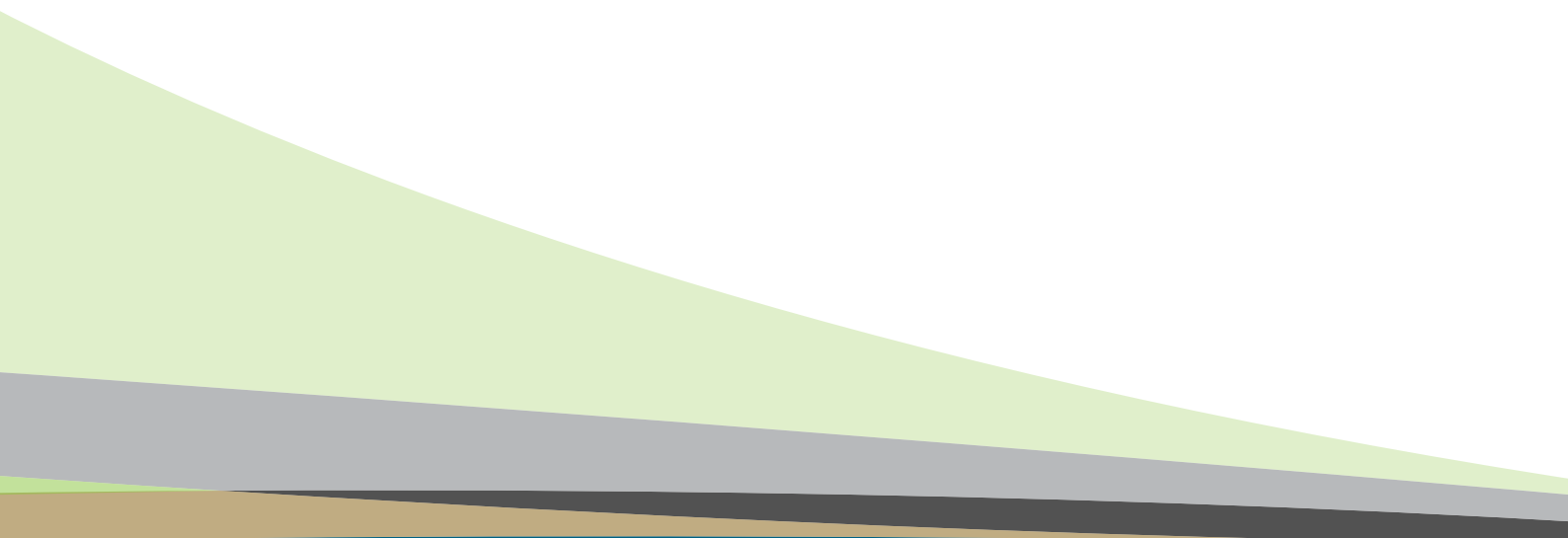
Dans ce chapitre, nous avons cité les plus importantes reconnaissances du site à déterminer dont les reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques, et de même nous avons cité les différentes études permettant leurs déterminations et en fin nous avons donné un modèle de sol où se situe le tunnel cadre et ses caractéristiques géotechniques générales.



CHAPITRE III

METHODES DE
CREUSEMENT

III



III.1. INTRODUCTION :

Le creusement d'un tunnel produit une perturbation dans l'état du terrain, ceci engendre des mouvements de la masse tendant à rétablir l'équilibre. L'appréciation de ces mouvements, se fait en tenant compte de la nature des terrains et de ses différentes caractéristiques déterminées sur la base des essais en laboratoire et de la profondeur à laquelle on souhaite arriver, etc.

Les techniques utilisées pour le choix de la méthode de creusement des tunnels ont fortement évolué au cours des trois dernières décennies :

1. amélioration (en qualité et en quantité) des études de reconnaissances géotechniques préalables à la construction, la géologie et les conditions hydrogéologiques;
 2. mécanisation des travaux d'abattage et de soutènement;
 3. prise en compte le tracé des voiries et les ouvrages souterrains existants;
 4. prisent en compte des problèmes d'environnement, en particulier dans les zones urbaines ;
 5. prise en compte des problèmes d'exploitation pour une meilleure conception de l'ouvrage.
- Et on peut distinguer deux types principaux d'exécution des tunnels :

- Ceux qui sont basés sur les opérations d'avancement cycliques : creusement, soutènement, marinage;
- Ceux où les opérations de creusement et de marinage (parfois également soutènement) sont effectuées en quasi-continuité avec l'emploi de machine à attaque globale ou de bouclier.

De manière générale, les ouvrages doivent être conçus en tenant compte de ces divers impératifs et les procédés d'exécutions doivent être adaptés le mieux possible aux caractéristiques du sol (tant en surface qu'en profondeur).

III.2. PROCESSUS DE CHOIX :

III.2.1. Première phase :

Le choix résulte, en première phase, d'un compromis entre les exigences :

- du terrain encaissant;
- du site et de l'environnement;
- de la géométrie;
- du procédé de construction lui-même.

III.2.2. Deuxième phase :

La règle est alors en priorité l'étude de ceux, parmi ces 2 ou 3 procédés de construction, qui assure le mieux possible et dans un ordre décroissant d'importance :

- la sécurité de l'ouvrage, pendant et après sa construction;
- une uniformité de méthode sur toute la longueur de l'ouvrage (car les changements nécessitant l'amenée de nouveaux matériels sont toujours longs et coûteux);
- la souplesse d'emploi (de façon à s'adapter aux difficultés souvent imprévisibles);
- la limitation des nuisances engendrées sur l'environnement en site urbain notamment.

III.2.3. Troisième phase :

Ultérieurement, lors de la consultation des entreprises et du choix définitif, interviennent de nouveaux critères (liés à la conjoncture, à la technicité propre des entreprises...) tels que :

- insertion du délai global du chantier de tunnel dans le planning général d'exécution;
- coût de la solution et aléas correspondants.

Il est souhaitable dans certains cas, d'autoriser les soumissionnaires à présenter des variantes d'exécution utilisant des méthodes particulières dont ils ont l'expérience ou des matériels déterminés en leur possession. Afin d'assurer une certaine homogénéité technique des différentes propositions, il est en général nécessaire pour le maître d'œuvre de limiter dans le dossier de consultation, le champ de variation possible des caractéristiques de l'ouvrage dont certaines ont été fixées ne variant pas dès l'origine du projet pour des raisons administratives ou techniques. [4]

III.3. OUVERTURES ET ACCÈS :

III.3.1. Le puits :

Le puits peut être utilisé comme un moyen d'accès pour l'exécution d'un tunnel, sa section dépendra de la quantité des déblais à évacuer et des dimensions des bennes ou des cages. D'autre part, il faudra prévoir, dans chaque puits un emplacement spécial pour les tuyaux et les câbles électriques, ainsi que les différentes installations entrant dans la bonne marche des opérations. Pour l'exécution des tunnels, ces puits peuvent aussi permettre des prélèvements des échantillons géotechniques.

III.3.2. Rameaux :

Après le creusement des puits, on creuse des petites galeries (rameaux) qui donnent accès à la galerie de reconnaissance. C'est à dire, permettre la liaison entre le puits et la galerie.

III.3.3. Galerie de pilote :

On creuse la galerie pour :

- L'observation visuelle du terrain et l'établissement d'un relevé géologique détaillé;
- L'observation des conditions hydrogéologiques, en particulier le type des venues d'eau (ponctuels ou diffusés);
- Les essais et mesures géotechniques in situ;
- Les prélèvements d'échantillons pour des essais en laboratoire;
- De préciser les méthodes d'exécutions, creusement et soutènement.

D'une manière générale, une galerie de reconnaissance (pilote) permet de réduire les aléas du projet et de trouver la solution la mieux adaptée dans les cas difficiles. [16]

III.4. LES DIFFÉRENTES MÉTHODES DE CREUSEMENT :

Les principales méthodes de creusement utilisées actuellement sont communes à tous les types de tunnels avec bien entendu dans notre cas toutes les conditions propres aux tunnels urbains.

On distingue trois méthodes de creusement :



- méthode à pleine section;
- méthode de la demi-section;
- méthode de la section divisée.

Ces méthodes dépendent des paramètres suivants :

- La nature du terrain;
- La profondeur et les dimensions de l'ouvrage;
- Le personnel;
- Le matériel disponible;
- Le délai d'exécution;
- L'environnement. [16]

III.4.1. Méthode à pleine section :

Cette méthode prévoit l'excavation complète de la section du tunnel en une seule fois.

Elle est appliquée pour les terrains de bonne ou assez bonne tenue ne nécessitant pas un soutènement provisoire «cas des roches» ; mais si le rocher présente des fissures tolérantes (fissures dues à la suite d'utilisation d'explosif ou fissures propres au massif), l'utilisation d'un soutènement provisoire est conseillée. Cette méthode facilite l'organisation du chantier.

Elle est la plus rapide dans les tunnels de plus de 40 ou 50 m de section, elle nécessite de gros engins, dont l'amortissement impose en général des chantiers d'une certaine longueur (plusieurs kilomètres). La mise en place des cintres métalliques à l'avancement devenant très difficile pour des sections aussi grandes.

Dans les tunnels de plus faibles sections, elle est la méthode d'exécution habituelle. Tout au moins, dans les terrains dont la tenue est suffisante pour permettre la mise en place du soutènement.

Elle est couramment utilisée pour la plupart des tunnels creusés dans des roches de bonne ou d'assez bonne tenue, la rapidité de cette méthode facilite l'organisation du chantier, car elle permet de séparer nettement les équipes de creusement et celles du revêtement.

Les déblais sont exécutés par tranche horizontale en commençant par le haut, l'inconvénient est que leur évacuation nécessite plusieurs reprises. En cas de rencontre d'accident de terrain sérieux cette technique requiert une adaptation très difficile.

- **Avantage:**

La rapidité de cette méthode nous facilite l'organisation du chantier, car elle nous permet de séparer nettement les équipes de creusement et celles du revêtement.

- **Inconvénient:**

L'évacuation des déblais nécessite plusieurs reprises. En cas de rencontre d'un accident de terrain sérieux, cette technique requiert une adaptation très difficile. [20]



Figure 10 : Méthode à pleine section (tunnel de Tartaguille).

III.4.2. Méthode de demi-section :

Cette méthode consiste à creuser la demi-section supérieure du tunnel (CALLOTE) qui peut atteindre 5 à 6 mètres de hauteur on doit si nécessaire renforcer le soutènement avant le creusement de la partie inférieure (STROSS), aussi bien en partie supérieure (cintres, blindage, béton projeté, béton) qu'en partie inférieure (micropieux sous les appuis de cintres, colonnes en piédroits).et le revêtement définitif généralement n'est mis en place qu'après l'excavation de la totalité de la section.

Cette technique est particulièrement conseillée dans les terrains hétérogènes et dans les tunnels de grande dimension (plus de 40 à 50 m²) car elle permet de maîtriser les problèmes de stabilité au vu de la dimension réduite de front de taille. [20]



Figure 11: Creusement en demi-section.

III.4.3. Méthode de section divisée :

Cette méthode est utilisée lorsque la section à excaver est importante, ou dans le cas d'un mauvais terrain qui ne permet pas d'assurer la stabilité du front de taille avec une ouverture en demi section. Son application est longue et coûteuse .elle ne se justifie que s'il n'est pas possible d'utiliser **une** autre méthode. [20]

Elle s'applique soit :

- Aux grandes excavations souterraines dont les dimensions dépassent la vingtaine de mètres, par exemple : centrales hydrauliques souterraines, des laboratoires de recherche nucléaire et des ouvrages de génie civil souterrains;
- Aux tunnels dans de mauvais terrains, lorsque les autres méthodes de creusement présentent des risques d'exécution ou conduisent à des tassements différentiels par exemple en zone urbaine sous faible profondeur. [20]

III.5. MODES DE CREUSEMENTS DES TUNNELS :

Chaque terrain a ses propres caractéristiques d'où un mode de creusement approprié. Cette situation a poussé l'ingénierie à développer différentes techniques de creusement, ces techniques peuvent être séparées en deux catégories:

- L'exécution du creusement dans les terrains meubles et aquifères;
- L'exécution du creusement dans les terrains durs.

III.5.1.L'exécution du creusement dans les terrains meubles et aquifères :

III.5.1.1 la pelle hydraulique :

C'est un engin mécanique constitué d'un bras mobile (pelle) pouvant se déplacer aisément sur le front de taille et les parois latérales.

Dans le cas où l'on rencontre des passages de terrains durs, on peut prévoir un changement de la pelle par un marteau piqueur. [4]

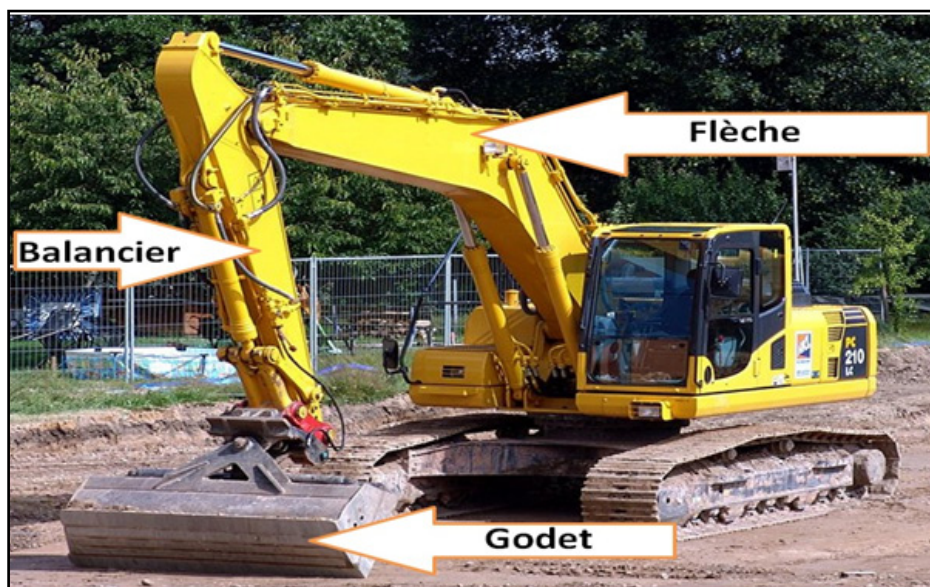


Figure 12 : La pelle hydraulique.

III.5.1.2 le bouclier :

Ce type de machine ne peut s'adapter que dans des terrains meubles et aquifères, le bouclier joue en plus un rôle de soutènement provisoire, sa progression est assurée par des vérins prenant appui sur le revêtement posé à l'arrière. [4]

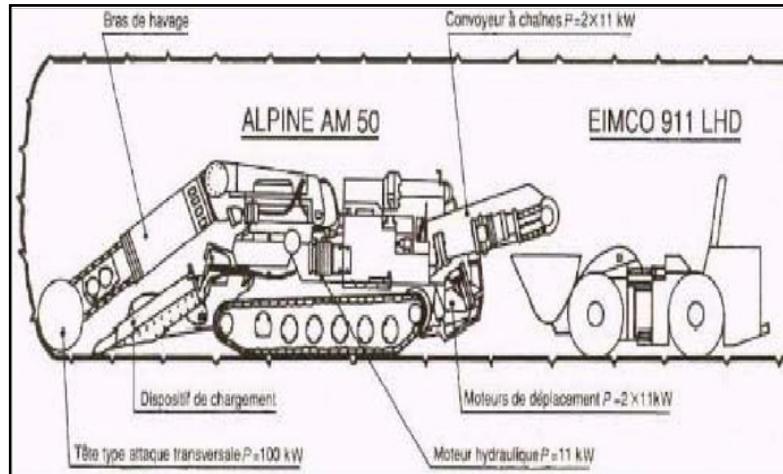


Figure 13: Fonctionnement d'un bouclier.

III.5.2. Exécution du creusement dans les terrains durs :

On peut citer deux principales machines à forer :

III.5.2.1. Creusement mécanique :

► Machine à attaque globale dite aussi tunnelier ou tunnel boring machine (T.B.M) :

Ce type de machine permet d'attaquer le tunnel à pleine section. L'avancement se fait à l'aide des patins d'ancrages qui prennent appui sur la paroi de la galerie, puis des vérins hydrauliques permettent de faire avancer la tête de creusement.

- Avantages du Tunnelier :

- Pas d'ébranlement et pas d'hors-profil, ce qui assure une bonne tenue de la galerie;
- Le soutènement est facile en plus la vitesse de creusement assez élevée de 15 à 30 m/jour;
- Les équipes de personnel sont réduites, ce qui permet d'augmenter le rendement;
- La sécurité des chantiers est accrue.

- Inconvénients du Tunnelier :

- Le temps de travail effectif de la machine ne dépasse pas 30%;
- Tout accident géologique imprévu entraîne le blocage de la machine. [4]

► Machine à attaque ponctuelle dite aussi fraise ou boom type machine (B.T.M) :

Limitée généralement à excaver des rochers de dureté moyenne, elle permet de creuser n'importe quel profil de dimension variable ; elle est équipée d'une tête fraiseuse de faible dimension située à l'extrémité d'un bras mobile, le tout est porté sur un châssis AUTOMOTEUR à roues ou à chenilles. (voir figure 13)

Le principe du travail d'abattage consiste en un éclatement de la roche sous les effets conjugués d'une pénétration des pics dans le front de taille et du balayage du bras.



Figure 14: Machine à attaque ponctuelle.

- Avantage :

- Simultanéité des opérations d'abattage, de chargement et d'évacuation des roches;
- Grande vitesse d'avancement (6 m/jour à « Oued-Ouchayah »);
- La technique d'abatage n'entraîne pas d'ébranlement;
- Découpage soigné de la section (pas de hors-profils).

- Inconvénients :

- Un coût élevé, mais plus avantageux que les tunneliers;
- Frais de démontage, de transport et de remontage du matériel en souterrain;
- Les têtes d'attaque s'usent très rapidement et leur changement est relativement coûteux;
- Beaucoup de poussières. [4]

III.5.2.2. Creusement à l'explosif :

L'explosif en souterrain doit être utilisé comme un outil de découpage de la roche et non comme une « bombe ». L'explosif ne doit être utilisé en site urbain que dans le cas où il strictement nécessaire. Son emploi produit des effets psychologiques défavorables.

En général on distingue deux types d'explosifs :

1. Explosifs lents ou déflagrants tels que la poudre noire sont mis à feu par simple contact d'une flamme, la vitesse de réaction est relativement faible et ils ne produisent aucun broyage du rocher.
2. Les explosifs brisants (violents) leur vitesse de réaction est forte, leur mise à feu est assurée par des détonateurs.

Avant la mise en œuvre de l'explosif, un plan de tir doit être défini afin de maîtriser le découpage du plan de tir et de limiter au maximum les effets de vibrations. Il comporte essentiellement les opérations suivantes:

- Détermination de l'emplacement des trous et de leur nombre exact;
- Calcul de la puissance d'explosion nécessaire;
- Décalage des détonations par micro-retard.

III.5.2.3. Creusement à l'aide du ciment expansif :

Le ciment expansif est un éclateur non explosif pour les matériaux durs et compacts. Son rôle est de fissurer le matériau en petites quantités. Il se présente sous forme de ciment composé notamment de chaux vive.

Le principe d'action du ciment expansif consiste à développer une montée de pression à volume constant pouvant varier de 15 MPa à 60 MPa suivant les conditions d'utilisation.

Quand cette pression devient supérieure à la résistance de traction les fissures s'amorcent puis se propagent dans le matériau jusqu'à rupture.

- Avantages:

- Découpage relativement précis;
- Pas de nuisance vis-à-vis du bruit de vibration;
- Sans danger pour l'environnement.

- Inconvénients :

- Le facteur temps est plus important que dans les autres procédés;
- Main-d'œuvre hautement qualifiée;
- Coût élevé. [4]

III.6. Exécution de l'ouvrage:

Le passage sous oued est un ouvrage un peu particulier à cause de la présence d'Oued El-Harrach. L'exécution de cet ouvrage est divisée en 6 phases:

Phase 1 : On a mis le remblai sur un côté de l'oued pour le dévier et ainsi créer un espace nécessaire pour travailler et pour le déplacement des engins. Ensuite, on a mis les palplanches tout autour de la surface qu'on va excaver;

Phase 2 : Après la mise en place des palplanches, on passe à l'exécution des parois moulées et on commence l'excavation;

Phase 3 : après avoir terminé l'excavation, on peut entamer le bétonnage de la dalle supérieur du tunnel. Ensuite, on met le remblai sur la dalle et on enlève les palplanches;

Phase 4 : On enlève le remblai qu'on a fait au début pour dévier l'oued et on met un autre remblai sur l'autre côté pour le dévier encore. Ensuite, on passe à la mise en place des palplanches et la réalisation des parois moulées comme on a déjà fait dans la première partie;

Phase 5 : Après la réalisation des parois moulées, on passe à l'excavation jusqu'au niveau de la dalle supérieure et on la construit;

Phase 6 : Ensuite, on met le remblai sur la dalle et on tire les palplanches. Enfin, on enlève le remblai qu'on a fait pour dévier l'oued, on commence l'excavation sous la dalle qu'on a construite et on bétonne les parois inférieures et le radier pour connecter ensuite notre tunnel avec celui sous terrain.

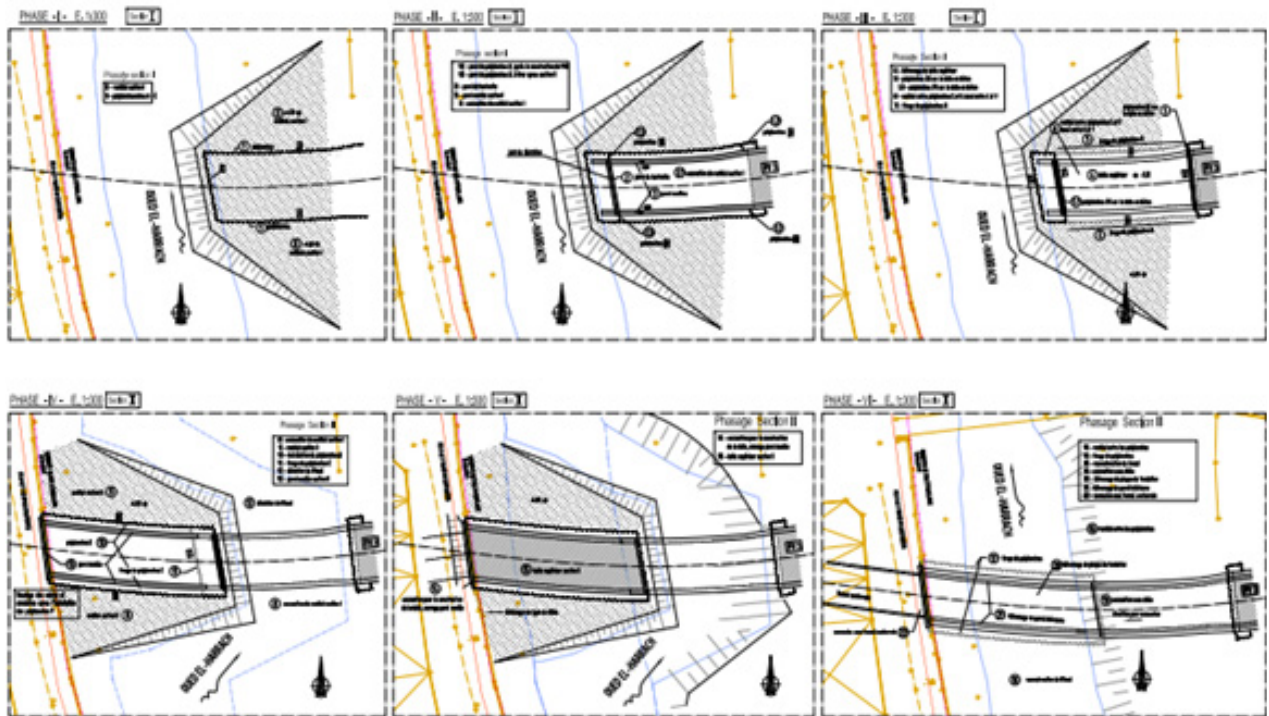


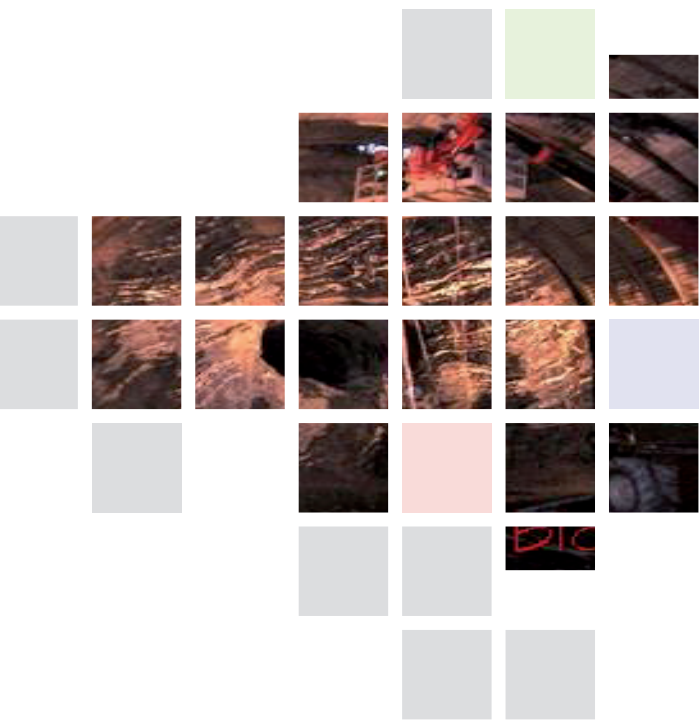
Figure 15 : Les étapes de l'exécution de l'ouvrage.

III.7.CONCLUSION :

Notre tunnel sera construit sur un terrain meuble donc les différents techniques d'explosif et de machines ponctuelles ou globales seront écartés, aussi la solution retenue est le creusement en section devises avec des machines traditionnelles.

Les différentes étapes de creusement sont :

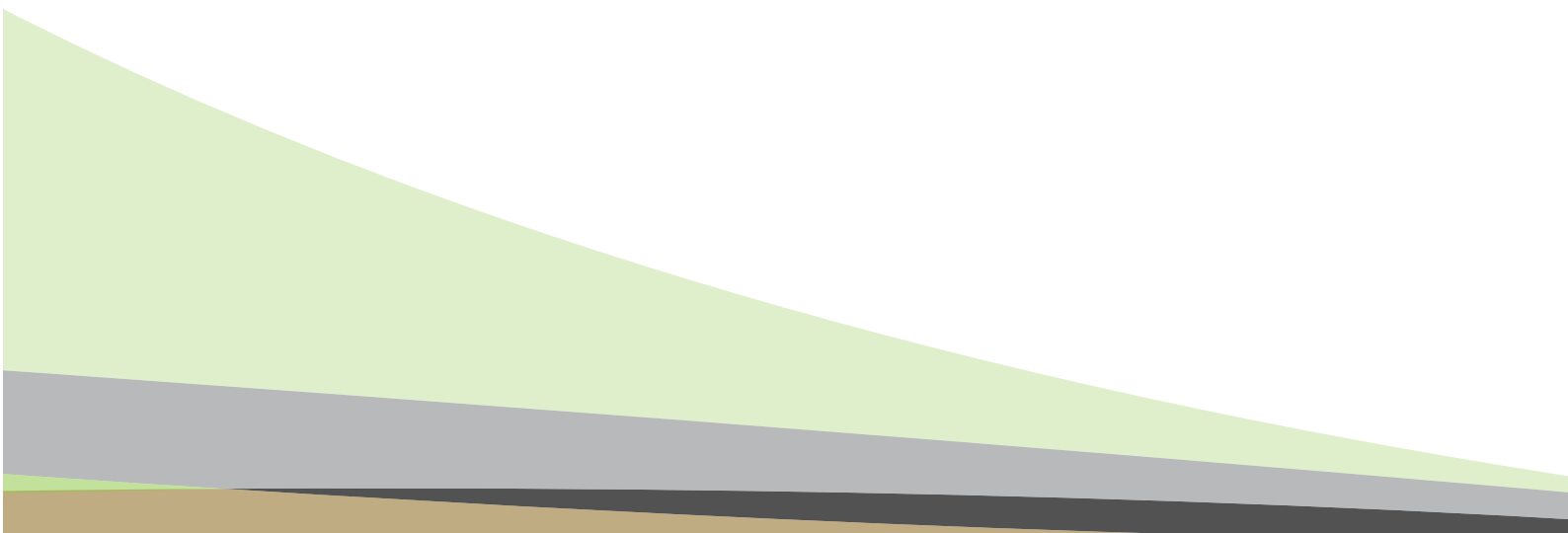
- Fixation des rideaux de palplanches;
- Établissement d'une paire de parois moulée;
- Excavation de la galerie de reconnaissance par tranches jusqu'au niveau du radier suivie par des buttons implantés entre les deux parois à chaque certain niveau de profondeur.



CHAPITRE IV

TECHNIQUE DE SOUTÈNEMENTS
ET REVÊTEMENTS DE TUNNELS

IV



IV.1. INTRODUCTION :

Au cours de ces dernières années, la réalisation des tunnels dans les sols meubles à faible profondeur s'est beaucoup développée, notamment dans les zones urbaines.

La construction de métros, de voies rapides et des travaux d'assainissement ont conduit à la création d'un marché important. Ce dernier a permis aux techniciens de développer des méthodes et des technologies de construction :

- Moins coûteuses tout en assurant la sécurité du chantier durant les travaux même dans des terrains extrêmement difficiles;
- Permettant la réduction maximale des nuisances vis à vis de l'existant (déformation en surface, vibrations et bruits induits par le chantier...).

Pour la réalisation d'un ouvrage souterrain, deux possibilités sont offertes à l'ingénieur :

- Réalisation par creusement en souterrain;
- Réalisation par excavation à ciel ouvert.

IV.2. MÉTHODE DE CONSTRUCTION À CIEL OUVERT :

IV.2.1. Tranchée ouverte :

Les tranchées sont réalisées soit avec talus dont la pente dépend du terrain, soit avec soutènement par parois verticales.

Les mauvais terrains nécessitent de prendre des dispositions particulières adaptées à chaque site. Si les pentes de talus sont trop faibles, il faut s'accommoder de l'emprise disponible. Il est possible d'augmenter ces pentes par des techniques particulières comme le revêtement en plaques de béton supportées par une poutre en béton armé en partie inférieure, la stabilisation par liants hydrauliques ou abandonner cette option pour remplacer les talus par des parois verticales en prévoyant un soutènement.

Bien qu'elle soit la moins coûteuse et la plus simple à réaliser, cette technique n'a pas sa place dans une ville moderne (à grande circulation). Néanmoins elle reste applicable pour construire à moindre coût hors zone urbaine, là où la géologie le permet.

IV.2.2. Tranchée couverte :

Cette méthode est venue pour compenser les inconvénients de la précédente. Après avoir dévié les égouts, les câbles et les canalisations des services publics situés dans les limites de l'ouvrage, on construit successivement les piédroits par l'un ou l'autre des procédés, comme on le ferait en tranchée ouverte.

La dalle de toiture est ensuite coffrée à même le sol et en plusieurs parties pour réserver, à tout moment, une ou plusieurs bandes de chaussée pour la circulation de surface. Une fois la dalle terminée, on rétablit définitivement la voirie et on effectue les terrassements à l'abri de la dalle, le radier étant bétonné en dernier.



Les principaux profils rencontrés sont les suivants :

- PIPO (Portique simple), POD (Portique ouvert double);
- PICF (Cadre fermé);
- Portique avec dalle encastrée sur piédroits;
- Murs porteurs et dalle de couverture;
- Portique avec radier en appui simple ou encastré sur piédroits. [15]

IV.3. SOUTÈNEMENTS DE FOUILLES :

En ville, l'espace restreint pour le passage des souterrains ou tranchées à faible profondeur oblige à réaliser des talus verticaux en terrain souvent meuble.

Différents procédés de réalisation de ces murs de talus peuvent être utilisés ou toute combinaison d'entre eux.

IV.3.1. Parois moulées :

Description du procédé :

La construction consiste à réaliser une fouille aux dimensions du mur au moyen d'une machine d'excavation spéciale. Pour empêcher la fermeture de cette tranchée sous l'effet du terrain contigu et ralentir la décompression du sol, on la remplit au fur et à mesure de son creusement par une boue dénommée bentonite.

Au niveau des parois, la bentonite se gélifie sous la forme d'un cake imperméable de quelques millimètres d'épaisseur, qui empêche l'eau de s'infiltrer dans le terrain et l'eau de la nappe phréatique de pénétrer dans la tranchée.

Les phases et réalisations du mur se schématisent comme suit :

- construction du muret de guidage s'appuyant sur le bon sol et élimination des obstacles (massifs, câbles, canalisations...);
- creusement de la tranchée par panneau de 4 à 6 m de longueur;
- pose de la cage d'armature;
- bétonnage à l'aide d'un tube plongeur descendu jusqu'au fond de la tranchée. décapage du béton mélangé à de la bentonite à la partie supérieure du mur;
- bétonnage de poutres de liaison;
- construction de la dalle de toiture;
- en utilisation pour tranchées couvertes, évacuation du stross et poursuite de l'exécution à l'abri de la dalle.

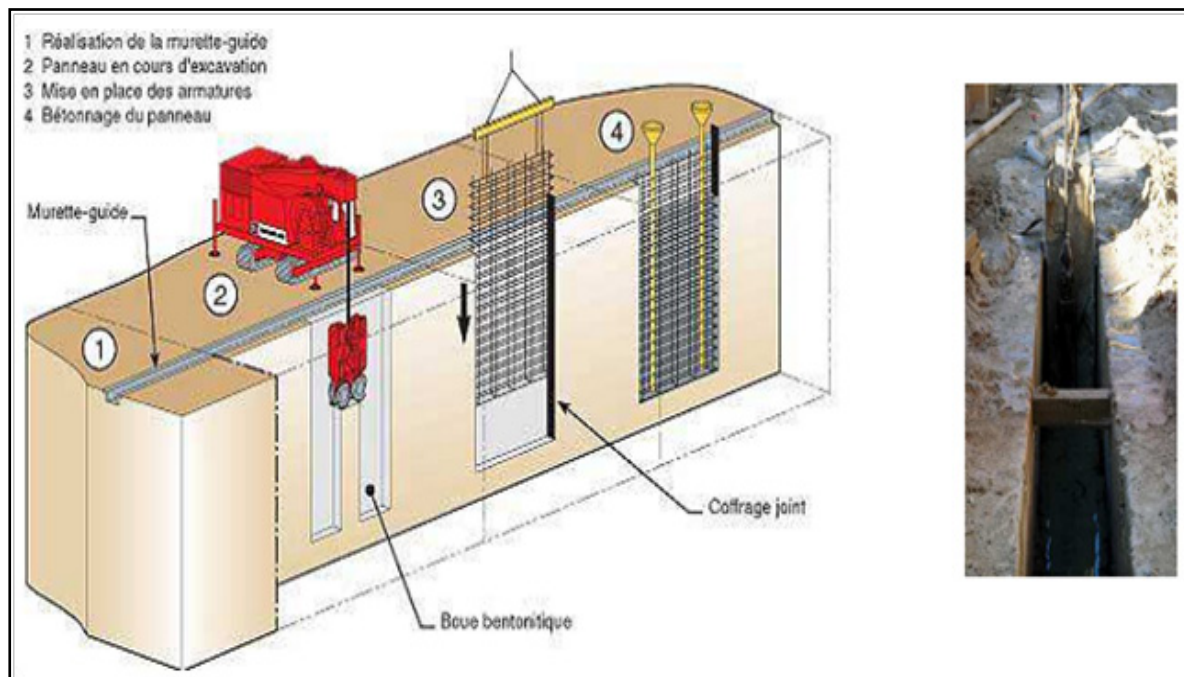


Figure 16 : La méthode des parois moulées dans le sol.

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

► Avantages :

- La méthode s'accommode de toutes les situations défavorables dues à l'hydrologie du sol et sa mauvaise qualité, notamment dans les vallées;
- Elle s'adapte particulièrement aux artères étroites et sinueuses du centre-ville, où il est souvent inévitable de construire très près des façades d'immeubles anciens à fondations peu profondes;
- La méthode est particulièrement intéressante lorsqu'il s'agit d'obtenir une fouille générale sèche.

► Inconvénients :

- L'encombrement du chantier gêne fortement les circulations et l'accès aux propriétés riveraines;
- L'extraction des terres enrobées de liquide et leur chargement sur camions provoquent des éclaboussures sur les passants, les voiries et les façades. Il est possible d'y remédier partiellement par l'équipement du matériel fixe au moyen de panneaux de protection, l'utilisation de camions à benne étanche ou la désignation d'une équipe de nettoyage ;
- Le système d'embrayage du treuil est la source de bruits stridents;
- Les groupes électrogènes de grande puissance, qu'il convient d'atténuer par des auvents phoniques et une assise antivibrations, sont aussi une source de bruits;
- L'élimination de la bentonite polluée pose problème. Le liquide ne peut être réutilisé indéfiniment, car il perd progressivement ses qualités colloïdales (par modification de son pH et parce qu'il se charge en particules sableuses);
- Le risque d'effondrement en cas de perte de bentonite par les canalisations non repérées est très présent. [15]

IV.3.2. Parois préfabriquées :

Description du procédé :

- Réalisation des murettes guides : elles doivent permettre une mise en place précise des éléments préfabriqués;
- Perforation avec les mêmes matériaux que ceux utilisés pour des parois moulées classiques. La perforation se fait avec une boue bentonitique qui est ensuite remplacée par un coulis à base de ciment.

► Avantages :

Les avantages de la préfabrication ont été mis à profit dans cette technologie qui dérive de celle des parois moulées.

- meilleure résistance du béton ce qui permet, à moment de flexion égal, d'avoir des épaisseurs moindres (une paroi préfabriquée de 0,35 m a sensiblement les mêmes performances qu'une paroi moulée de 0,60 m);
- possibilités d'obtention d'une bonne étanchéité.

► Inconvénients :

- le coût élevé d'une centrale de préfabrication ne peut être amorti que par un linéaire important de parois;
- les dimensions des panneaux sont limitées par leur, Cela restreint les possibilités d'utilisation pour des tranchées profondes;
- mauvaise étanchéité au niveau des joints entre éléments. [12]

IV.3.3. Parois à grande inertie :

Dans certains cas, notamment lorsque la paroi moulée joue le rôle de mur de soutènement, il peut être intéressant d'augmenter son inertie. Pour cela on peut augmenter son épaisseur, mais une méthode plus efficace et plus économique sera de donner au panneau une forme en T (Figure II.2). On obtient ainsi des parois à grande inertie.

La mise en place des armatures et le bétonnage poseront naturellement quelques problèmes supplémentaires qui sont toutefois bien résolus. Actuellement la construction de ce type de paroi est courante. [12]

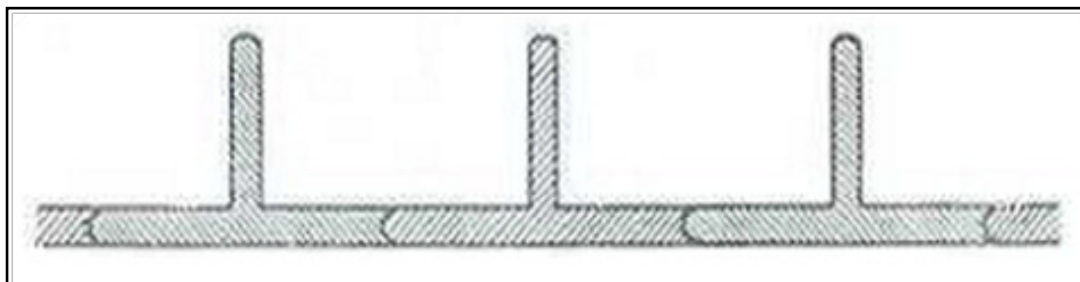


Figure 17 : Paroi moulée à grande inertie.

IV.3.4. Rideaux de palplanches :

Description du procédé :

La construction de l'ouvrage a lieu entre deux rideaux de palplanches battues au moyen d'un marteau-pilon.

On creuse ensuite une tranchée longeant les palplanches du côté intérieur de manière à souder des consoles métalliques, sur lesquelles viendront prendre appui des poutres définitives de la dalle sous voirie.

S'il existe des voies de tramway, ces poutres peuvent servir d'appui à des longrines supportant les rails et traverses ; un platelage posé de la même façon permet de maintenir le trafic routier.

Les poutres définitives posées sur les consoles sont calées contre les palplanches et servent provisoirement, pendant l'exécution de la fouille, comme étaçons. Il est donc possible d'exécuter les terrassements entre palplanches et de descendre jusqu'au niveau du radier sous la protection d'une ou de plusieurs nappes d'étaçons intermédiaires suivant la profondeur à atteindre.

Le bétonnage se fait ensuite du bas vers le haut, les étaçons étant successivement remplacés par les hourdis des différents niveaux de l'ouvrage.



Figure 18 : Palplanches métalliques.

► Avantages :

- manutention, transport et mise en place aisés;
- robuste et susceptible au réemploi;
- adéquates pour des travaux en sites fluviaux et lacustres.

► Inconvénients :

Elle a quelques inconvénients surtout opératoires (en exécution) :

- nuisances sonores, plus importantes avec les techniques de battage qu'avec celles de fonçage;
- nuisances liées aux vibrations transmises par le sol, variables selon les sites. Il est recommandé de respecter une distance de 3 mètres entre le rideau à battre et les façades des immeubles;

- mise en place impossible en présence de blocs erratiques ou de rocher;
- longueur limitée (20 à 30m);
- inesthétique si elle est permanente (corrosion). [21]

IV.3.5. Parois berlinoises :

Cette technique de réalisation de soutènement consiste à mettre en place dans le terrain des profilés verticaux généralement métalliques espacés de 2 à 4 mètres les uns des autres puis à terrasser en blindant au fur et à mesure le parement de la fouille au moyen de plaques s'appuyant sur ces profilés. Le blindage est constitué de planches en madriers, de dalles en béton ou de béton projeté.

Les conditions d'emploi de la méthode sont :

- pas d'eau ou peu d'eau et sol stable aux écoulements;
- terrain non boulant.

Dès que la hauteur du soutènement dépasse plusieurs mètres, les profilés doivent être ancrés par un ou plusieurs lits de tirants. Il existe diverses variantes de cette technique, notamment la paroi «parisienne» dans laquelle le profilé est un poteau préfabriqué en béton avec des armatures en attente qui peuvent être ultérieurement déployées et liaisonnées au blindage. [12]



Figure 19: Parois berlinoises.

IV.3.6. Pieux sécants :

Description du procédé :

Le procédé consiste à construire une série de pieux en béton moulés dans le sol. Les pieux se recoupent de manière à présenter une épaisseur de 50 à 60 cm au droit de la séquence, pour former une paroi continue et étanche.

On procède d'abord au forage et au bétonnage des pieux de la série impaire ; ceux-ci sont constitués de béton à durcissement retardé et ne sont pas armés. Avant le durcissement complet, on fore les pieux de la série paire en découpant le béton en place; ces pieux sont armés sur le pourtour et les armatures sont plus denses au droit de la séquence.

Le forage se fait par fonçage de colonnes métalliques provisoires du diamètre des pieux (de 80 à 150 cm) en utilisant le mouvement luvoyant angulaire. Les terres sont enlevées au fur et à mesure de l'enfoncement au moyen d'un grappin spécial.



Figure 20 : Pieux sécants.

Lorsqu'on travaille sous la nappe phréatique, le tube est rempli d'eau ou de boue bentonitique pour équilibrer la sous-pression. Le bétonnage s'effectue par tubes plongeurs comme pour les parois moulées simultanément le tube provisoire de forage est remonté par un mouvement de va-et-vient qui a pour effet de compacter le béton et de le faire pénétrer dans les anfractuosités du sol environnant.

► Avantages :

- Le procédé s'adapte aux conditions de sol les plus défavorables, mais avec une sécurité accrue par rapport aux murs emboués. En cas de perte de bentonite par des canalisations non repérée, il n'y a aucun risque d'effondrement;
- La capacité portante des murs est améliorée grâce à une surface de contact au sol supérieure, à volume égal de béton.

► Inconvénients :

- La profondeur des pieux est limitée par la résistance à l'enfoncement et au retrait du tube de guidage;
- Dans les terrains très durs, le tube a tendance à gauchir ce qui provoque la rupture des raccords entre viroles. La reprise des travaux exige le remplissage de la fouille au sable stabilisé et l'arrachage du tube avarié;
- Difficultés d'assurer l'étanchéité en cas de non-séquence de deux pieux. [21]

IV.3.7. Pieux forés :

Description du procédé :

Pieu en béton armé coulé en place dans un forage. Ce dernier est effectué sans protection lorsque la cohésion du sol le permet (cas du pieu foré simple), protégé par un tube métallique (pieu foré tube)

ou encore maintenu par une boue de forage (pieu foré à la boue).

La réalisation d'un pieu foré peut être résumée comme suit :

- Fabrication de la cage d'armature;
- Réalisation de la plate-forme de travail;
- Implantation du pieu;
- Mise au point de la foreuse;
- Installation du tubage provisoire (éventuel);
- Forage du pieu jusqu'à la profondeur indiquée sur les plans d'exécution;
- Nettoyage du fond avec le plus grand soin;
- Mise en place de la cage d'armature;
- Dessablage;
- Bétonnage;
- Récupération du tubage provisoire (éventuel).

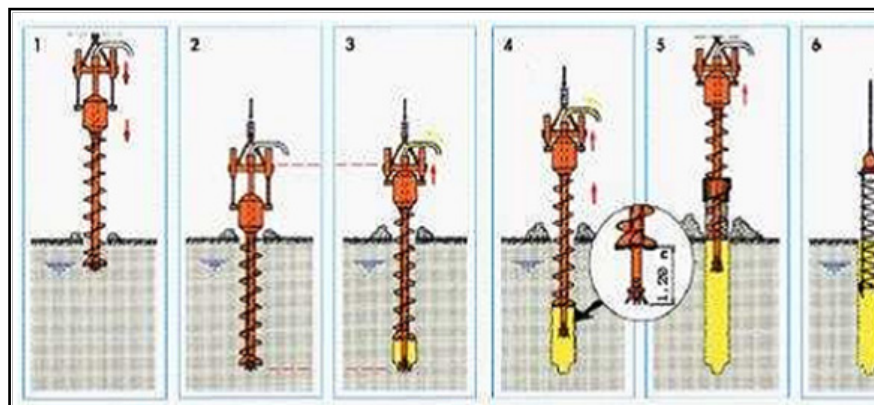


Figure 21 : Procédés de forage des pieux.

► **Avantage :**

- Diamètre important jusqu'à (2.5 m et voir plus) et possibilité d'exécuter des éléments de forme diverses résistant à la flexion;
- Possibilité à traversé des bancs durs;
- Contrôle qualitatif des terrains traversés;
- Adaptation faciles de la longueur.

► **Inconvénients :**

- Réalisation demande un personnel spécialisé et un matériel bien adapté aux opérations de forage et de bétonnage;
- Contrôle de la rectitude et du diamètre du forage difficile, sauf pour les pieux exécuter à sec;
- Risque de remaniement du sol autour du pieu;
- Risque de mauvais contact de la pointe-table à un mauvais curage du fond de forage. [21]

IV.4. REVÊTEMENT :

IV.4.1. Introduction :

Remplit plutôt des exigences fonctionnelles, en général non résistantes (bien qu'il peut également avoir une certaine fonction mécanique), comme sont:

- Assurer la fonctionnalité de l'ouvrage ou optimiser certaines caractéristiques de la conception;
- Abriter, du moins en partie, les installations d'exploitation ou participer à l'esthétique de l'ouvrage.

Normalement, le revêtement est placé une fois que l'excavation a déjà été stabilisée par le soutènement. Ainsi, une fois mis en place, le revêtement n'est en général pas mis en charge.

De cette manière, la fonction structurelle du revêtement se limite à offrir une marge de sécurité additionnelle à l'ouvrage, dans les cas où soit le terrain, soit le soutènement mis en place subissent des détériorations, ou dans les cas où l'on devra faire face à des phénomènes de charges différées dans le temps.

IV.4.2 Fonction de revêtement :

Les principales fonctions du revêtement sont les suivantes :

IV.4.2.1 L'étanchéité :

Le revêtement joue un rôle important dans l'étanchement de l'ouvrage :

- il assure l'étanchéité de surface (béton coffré dont les joints de reprise sont traités en joint d'étanchéité);
- il joue le rôle de support dans le cas d'étanchéité d'intrados;
- il assure à lui seul (voussoirs préfabriqués avec joints).

IV.4.2.2 Mécanique :

C'est la fonction la plus traditionnelle du revêtement, conçu pour garantir la stabilité à long terme de l'ouvrage :

- l'intrados d'un tunnel reste la seule partie visible. En fonction du type de tunnel, de sa géométrie, il convient de choisir un niveau de confort au quel contribuent la qualité des papiers et leur éclairage;
- un revêtement lisse contribue à minimiser les pertes de charge, lorsque le tunnel possède un système de ventilation mécanique. [12]

IV.4.3. type de revêtement :

Parmi les revêtements les plus courants, on retrouve :

IV.4.3.1. Le revêtement en béton coffré non-armé :

Il constitue souvent la meilleure solution technique et économique pour satisfaire à l'ensemble des fonctions attendues, dans le domaine routier essentiellement.

Pour les tunnels réalisés de manière séquentielle : le revêtement est exécuté indépendamment des opérations d'excavation et de soutènement.

IV.4.3.2. Le revêtement en béton coffre armé :

Exceptionnellement on se contente parfois d'armer localement certaines zones du revêtement lorsque les calculs laissent prévoir des contraintes de traction ou de cisaillement notables.

En général, seuls les ouvrages possédant un radier comportent des armatures : les zones les plus sollicitées se situent généralement en clé de voûte, en radier et à la liaison radier-piédroits.

IV.4.3.3. Le revêtement en béton projeté :

Utilisé que dans les cas où ne se pose aucun problème lié à la stabilité de l'ouvrage, à son étanchéité et à son confort d'utilisation.

Il n'est pas économiquement envisageable pour les ouvrages dont le dimensionnement impose des épaisseurs de béton supérieures à 15 ou 20 cm.

Il ne présente pas d'excellentes qualités esthétiques (des procédés de lissage du béton projeté sont toutefois apparus ces dernières années), ni même sur le plan aérodynamique.

Des solutions de coques minces en béton projeté, désolidarisées du terrain, peuvent s'avérer intéressantes dans les travaux de réparation ou d'alésage à condition que le terrain encaissant soit auto stable.

IV.4.3.4. Le revêtement en voûtes actives (procédé Jakobson) :

Il consiste à réaliser une voûte constituée d'éléments d'arcs juxtaposés, formés de voussoirs préfabriqués, qui peuvent être mis en place au plus près du front de taille.

Particulièrement adapté pour la réalisation de grandes ouvertures.

IV.4.3.5. Le revêtement en voussoirs préfabriqués :

Ils assurent à la fois une fonction de soutènement et de revêtement dans les ouvrages réalisés au tunnelier. Il s'agit en général de voussoirs préfabriqués en béton armé de 30 à 40 cm d'épaisseur, boulonnés entre eux, avec joints d'étanchéité entre voussoirs d'un même anneau et anneaux successifs.

Dans la solution des voussoirs universels, ces voussoirs sont légèrement pincés par rapport à l'axe du tunnel, ce qui permet de suivre le tracé dans toutes les directions.

Ils font l'objet d'études de dimensionnement spécifiques basées sur la réglementation du béton armé. Les anneaux peuvent ainsi être constitués de voussoirs en forme de rectangle, parallélogrammes et trapèzes respectivement.

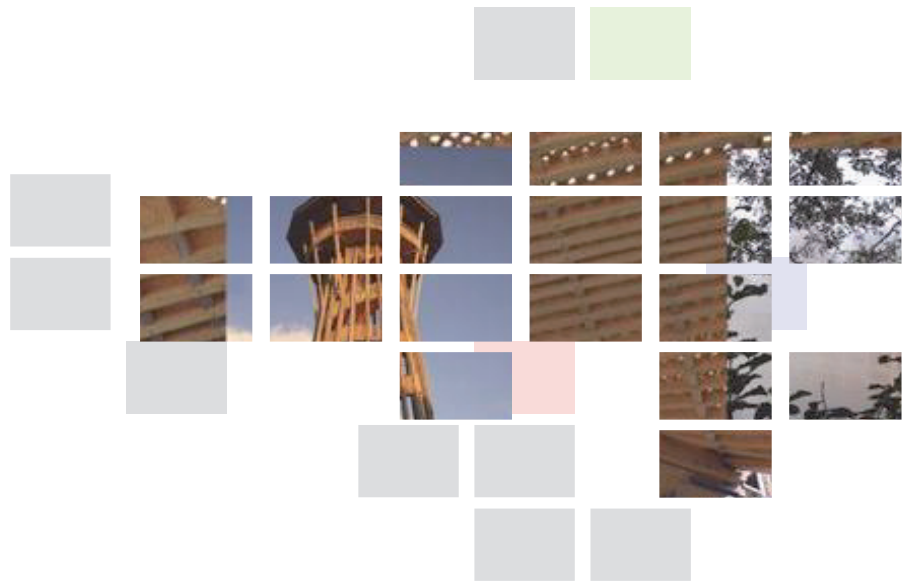
Le vide subsistant entre voussoirs et terrain doit être rempli par un produit de bourrage : coulis actif (faisant prise) ou coulis inerte.

Il est possible de placer un second anneau de revêtement à l'intérieur du premier.

L'utilisation de voussoirs métalliques est également possible. [12]

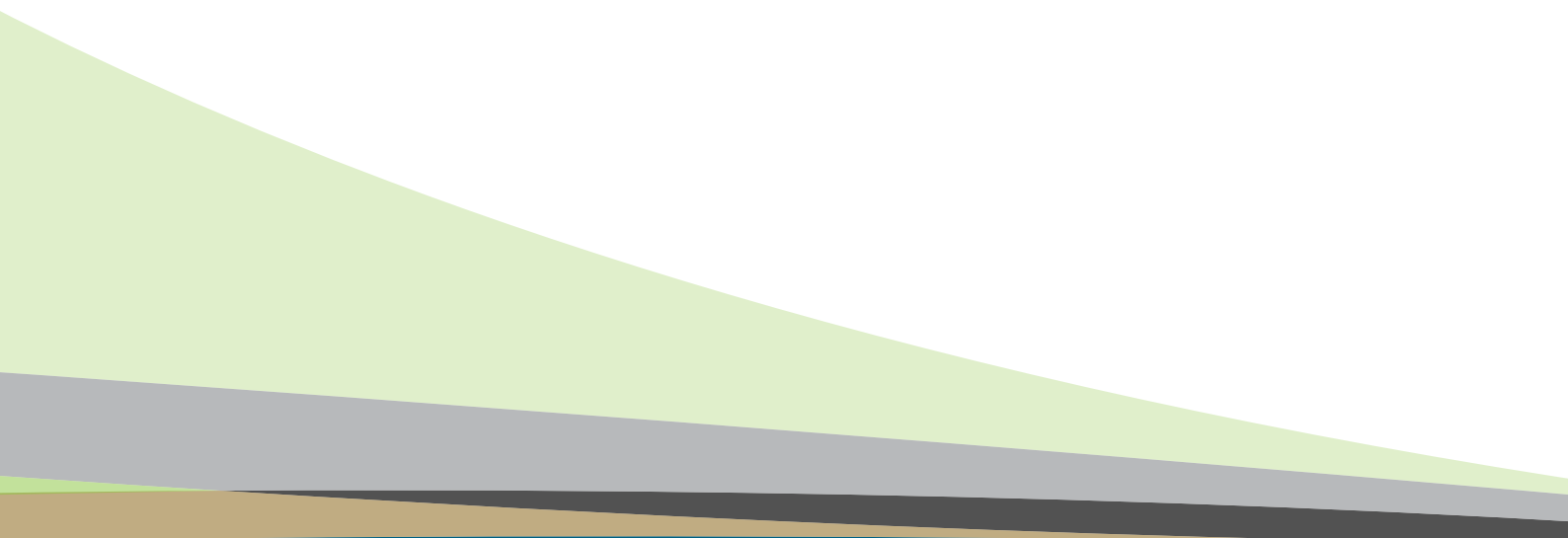
IV.5. CONCLUSION :

Le choix de la méthode d'exécution revient à l'ingénieur qui doit prendre en considération le type de terrain traversé, la forme et les dimensions de profil transversal du tunnel sans oublier l'aspect économique qui est très important.



CHAPITRE V

MÉTHODES DE
DIMENSIONNEMENT



V.1. INTRODUCTION :

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

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

Après une présentation de l'historique de ces méthodes et des principes qui les régissent, le présent chapitre expose les méthodes empiriques actuellement les plus utilisées, à savoir celles de :

- L'AFTES ;
- Z. BIENIAWSKI ;
- N. BARTON.

V.2. HISTORIQUE DES MÉTHODES EMPIRIQUES DE DIMENSIONNEMENT :

Les premières méthodes de des tunnels dimensionnement considéraient que le soutènement (cintres) ou le revêtement définitif devait supporter le poids d'un volume de terrain décomprimé situé à l'intérieur d'une zone en forme de cloche. Les dimensions de cette cloche étaient déterminées par des formules empiriques basées sur l'expérience acquise. Le soutènement ou le revêtement était ensuite calculé généralement par la méthode des réactions hyperstatiques.

Ces méthodes sont quelque peu dépassées actuellement du fait que les techniques d'exécution ont beaucoup diminué les effets de décompression. De plus à grande profondeur les effets de décompression élastiques prédominent. Et ce type de méthode n'est pas applicable.

V.2.1. Méthode empirique de K. TERZAGHI :

La méthode la plus utilisée fut longtemps. La méthode de K. TERZAGHI (1946) qui classe les milieux rocheux en neuf', catégories en fonction d'observations qualitatives.

La hauteur de terrain décomprimé pesant sur le soutènement est ensuite donnée par la formule générale :

$$H_p = K(B + H_t)$$

H_p = Hauteur de la surcharge de terrain uniformément répartie suivant l'horizontale;

B = Largeur de la galerie;

H_t = hauteur de la galerie;

K = Coefficient variable avec la nature et la texture du terrain.

Cette méthode est théoriquement applicable aux tunnels à moyenne profondeur pour lesquels la hauteur de couverture H est supérieur à 1,5 ($B + H_t$). [3]

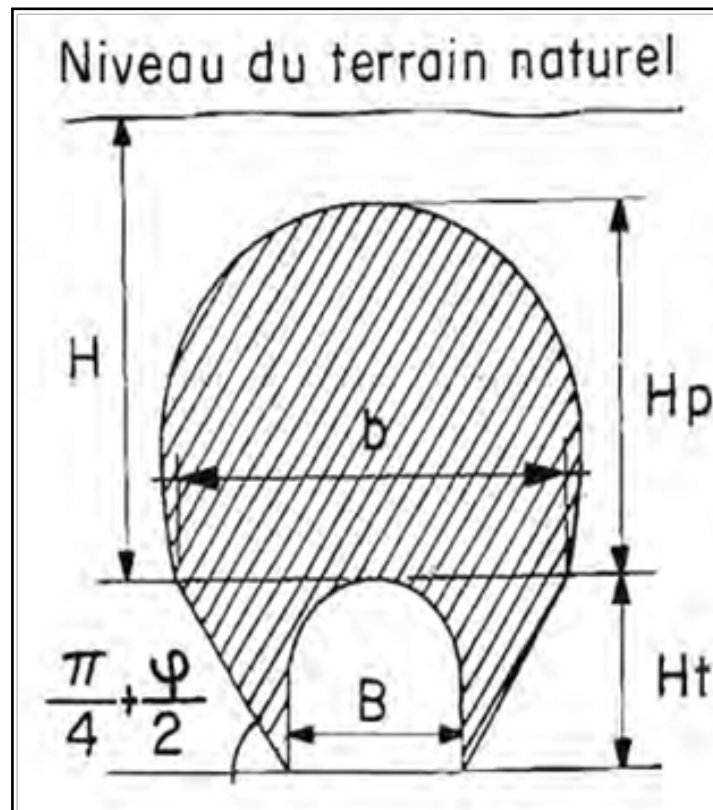


Figure 22 : Zone décomprimée au-dessus d'une cavité.

Tableau 2 : Hauteur de terrain décomprimé au-dessus d'un tunnel.

Nature de la roche	Charge Hp (1)	Remarques
1 - Dure et intacte	0 à 0,25 .B	Quelques ancrages s'il y a chute de pierres
2 - Dure et stratifiée	0 à 0,5 B	Soutènement léger
3 - Massive avec quelques joints	0 à 0,25 B	La charge peut changer brusquement d'un point à un autre
4 - Modérément ébouleuse	0,25 à 0,35 (8 + Ht)	Pas de pression latérale
5 - Très ébouleuse	0,35 à 1,10 (8 + Ht)	Peu ou pas de pression latérale
6 - Complètement broyée mais chimiquement intacte	1,10 (8 + Ht)	Pression latérale considérable
7 - Roche fluante profondeur modérée	1,10 à 2,10 (8 + Ht)	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés
8 - Roche fluante grande profondeur	2,10 à 4,50 (8 + Ht)	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés
9 - Roche gonflante	Jusqu'à 75 m indépendant de (8 + Ht)	Cintres circulaires Dans les cas extrêmes utiliser des cintres coulissants



V.2.2. Méthode de M.PROTODIAKONOV :

D'autres auteurs ont proposé par la suite d'autres formules pour des domaines d'emploi plus spécifiques.

C'est le cas de la méthode découlant de la théorie de M. PROTODIAKONOV qui s'est généralisée grâce aux bonnes expériences faites pendant la construction des tunnels du métro soviétique. Elle est basée sur la recherche de la forme de la voute de terrain décomprimée au-dessus de l'excavation. Selon cette théorie cette voute est de forme parabolique. Sa hauteur H_p vaut :

$$H_p = \frac{b}{2f}$$

Où :

- b est la base de la parabole. La valeur de b est donnée par la formule :

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

- f est un coefficient de résistance, fonction des caractéristiques du matériau.
-

Tableau 3 : Coefficient de résistance f des roches.

Nature de la roche	Description	Masse volumique (t/m ³)	Coefficient de résistance f
Résistance extrêmement élevée	Basaltes, quartzites granits les plus durs	2,8-3,0	20
Résistance élevée	Roches granitiques- Grès et calcaires de très bonne tenue	2,6-2,7	10
Roche de bonne tenue	Calcaires légèrement fracturés - Grès de bonne tenue	2,5	8
Roche assez résistante	Grès ordinaire	2,4	6
Résistance moyenne	Schistes divers -Marnes compactes	2,4-2,6	3
Roche meuble	Argiles compactes - Alluvions cohérentes - Sols argileux	2,0-2,2	1

Cette méthode serait satisfaisante pour les tunnels situés à une profondeur H
Telle que :

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

Lorsque la hauteur de couverture est plus faible, le soutènement devrait être dimensionné en tenant compte de la pression géostatique totale ($P_v = P_H$).

Les deux méthodes précédentes ne sont plus guère utilisées à l'heure actuelle, sauf éventuellement dans le cas de calcul de cintres lourds, notamment avec la méthode des réactions hyperstatiques, pour des tunnels peu profonds en rocher altéré ou très fracturé. [3]

V.2.3. Recommandations de l'AFTES :

Le groupe de travail n° 1 de AFTES (géologie-géotechnique) a établi en 1978 un texte de recommandations pour la description des massifs rocheux en s'inspirant des définitions proposées par la SIMR.

Le groupe de travail n° 7 (Soutènement et revêtement), de son côté, établi un texte de recommandations portant sur « le choix d'un type de soutènement en galerie », à partir de la description du massif rocheux (1974, 1982), succinctement présenté ici.

Pour chaque critère de classification et pour tous les types de soutènement un tableau indique en fonction de la valeur du paramètre qui caractérise le critère en question, si le soutènement considéré est particulièrement recommandé, possible, mal adapté ou en principe impossible.

Le tableau 4 est donné ici à titre d'exemple. La superposition des résultats relatifs à chacun des critères doit permettre de sélectionner, le type de soutènement le plus approprié. Contrairement aux méthodes de N. BARTON et Z. BIENIAWSKI, que l'on examinera dans les paragraphes qui suivent, les recommandations de l'AFTES aboutissent à un choix de type de soutènement et non à un dimensionnement.

Pour chacun des critères énumérés ci-dessus, l'AFTES fournit des recommandations propres à orienter le choix du soutènement: béton projeté, boulons à ancrage ponctuel ou à ancrage réparti, cintres, voussoirs...

En effet, divers tableaux ont été élaborés afin d'indiquer, en fonction de la valeur des paramètres qui caractérisent les différents critères en question, si le soutènement considéré est :

- soit particulièrement recommandé.
- ✓ soit possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorable
- ✗ (plutôt favorable).
- ✗ soit très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable).
- soit en principe impossible. [8]

Tableau 4 : Exemple de recommandations de l'AFTES relatives au choix du type de soutènement en fonction de la valeur des paramètres. décrivant les discontinuités.

Couverture		Type de Soutènement													
Roches R1 à R4	Couverture < D	<input checked="" type="checkbox"/>	✓	✗	✗	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	✓	✓	✓	✗	✓	<input checked="" type="checkbox"/>	✓
	CN1	✓	✓	✓	✓	<input checked="" type="checkbox"/>	✓	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓
	CN2	✗	✓	✓	✓	<input checked="" type="checkbox"/>	✓	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓
	CN3	<input checked="" type="checkbox"/>	✗	<input checked="" type="checkbox"/> _{Sf}	<input checked="" type="checkbox"/> _{Sf}	<input checked="" type="checkbox"/>	✗	<input checked="" type="checkbox"/> _{Sf}	<input checked="" type="checkbox"/> _{Sf}	<input checked="" type="checkbox"/> _{Sf}	<input checked="" type="checkbox"/> _{Sf}	<input checked="" type="checkbox"/> _{Sf}	✗	✓	✓
Sols R5 et	Couverture < 1.5D	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>

V.2.4. méthode de Z.BIENIAWSKI :

Pour la détermination du (Rock Mass Ratio) et de la classe de rocher Z.BIENIAWSKI (1973, 1983) utilise cinq paramètres pour classer les roches :

- la résistance à la compression simple ou essai Franklin (pour les roches dures);
- le R.Q.D. pour caractériser la qualité du rocher;
- l'espacement des joints. Le terme joint comprend tous les types de discontinuités (stratification, schistosité, fractures, diaclases) ;
- la nature des joints ;
- les venues d'eau.

Chaque paramètre reçoit une note pour aboutir par addition a une note globale caractérisant la qualité du rocher.

Cette appréciation générale de la qualité du rocher doit ensuite être ajustée pour tenir compte de l'orientation de la fracturation .

Après addition des notes obtenues pour les cinq paramètres principaux, et ajustement pour tenir compte de l'orientation de la fracturation, on utilise pour connaître :

- la classe du rocher (de très bon à très médiocre);
- le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement. On peut également utiliser la figure 23. [3]

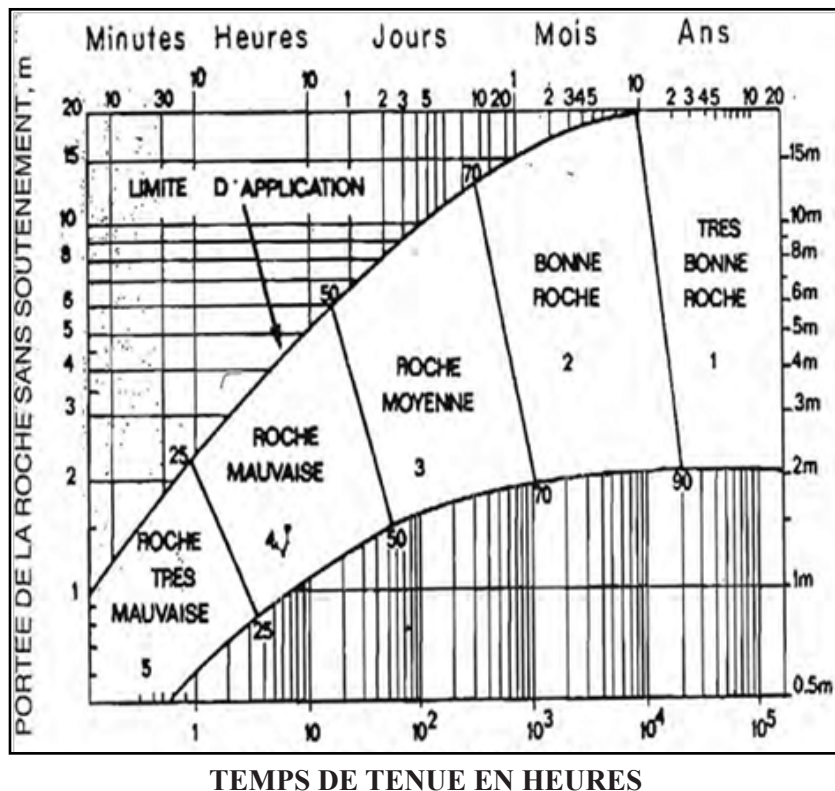


Figure 23 : Tenue de l'excavation suivant la classe de rocher.



Tableau 5 : Paramètres de classification des roches et notes de pondération interstitielle.

PARAMETRES			COEFFICIENTS						
1	résistance	indice franklin	> 8MPa	4-8 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Indice Franklin non utilisable		
		résistance de la compression	> 200MPa	100-200MPa	SO-100-MPa	25-50MPa	10-25 Mpa	3-10 MPa	3-1 MPa
	Note	15	12	7	4	2	1	0	
2	R,Q.D.		90 -100	7S -90	50- 75	25-50		< 25	
	Note		20	17	13			8	7
3	Espacement des joints		>3m	1- 3 m	0,3-1 m			50-300 mm	< 50m
	Note		30	25	20			10	5
4	Nature des joints		Surfaces très rugueuses non continues Epontes en contact Epontes non altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur < 1 mm Epontes non altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur < 1 mm Epontes altérées			Surfaces lustrées ou remplissage < 5mm ou Joint ouvert 1 à 5mm Joints continus	Remplissage mou > 5 mm ou Joints ouverts > 5 mm Joints continus
	Note		25	20	12			6	0
5	Venues d'eau	débit sur 10 m	Aucune venue d'eau	< 2SI/min	25-125 l/min			> 25l/min	
6		préssion d'eau	0	0,0-0,2	0,2-0,5			> 0,5	
		contrainte principale hydrogéologie	Complètement sec	suinements interstitielle	préssion d'eau modérée			problème sérieux de venues d'eau	
Note		10			7			4	0

La note globale obtenue permettant de connaître la classe de rocher est couramment appelée « Rock Mass Ratio » ou « R. M. R. ».

Pour chaque classe de rocher, Z. BIENIA WSKI propose également des recommandations sur le soutènement à mettre en place.



Tableau 6 : Note d'ajustement pour l'orientation des joints.

Direction perpendiculaire à l'axe du tunnel				Direction parallèle à l'axe du tunnel		
Creusement du tunnel dans le sens du pendage		Creusement du tunnel dans le sens inverse du pendage		Pendage 45-90°	Pendage 20-45°	Pendage 0-20°
Pendage 45-90°	Pendage 20-45°	Pendage 45-90°	Pendage 20-45°			
Très Favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable	Moyen	Défavorable

Tableau 7: après application de la note d'ajustement.

Oriantation des joints	Très Favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
Note d'ajustement	0	-2	-5	-10	-12

Tableau 8: Recommandations d'avant-projet sommaire du soutènement (tunnels de 5 à 12 m de portée, excavés à l'explosif).

Classe de la roche	TYPE DE SOUTÈNEMENT						
	BOULONS D'ANCRAGE (1)		BETON PROJETÉ			CINTRES METALLIQUES	
	Espace-ment	Complément d'ancrage	Voûte	Pié-droits	Complément de soutènement	Type	Espace-ment
1	GÉNÉRALEMENT PAS NÉCESSAIRE						
2	1,5-2,0 m	Occasionnellement treillis soudé en voûte	50 mm	néant	néant	non rentable	
3	1,0-1,5 m	treillis soudé + 30 mm de béton projeté en voûte si nécessaire	100 mm	50 mm	occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	cintres légers	1,5-2,0 m
4	0,5-1,0 m	treillis soudé + 30-50 mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150 mm	100 mm	treillis soudé et boulons de 1,5 à 2 m d'espacement	Cintres moyens + 50 mm de béton projeté	0,7-1,5 m
5	Non recommandé		200 mm	150 mm	treillis soudé boulons et cintres légers	immédiatement 80 mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement	0,7 m

V.2.5. Critère de rupture de HOEK et BROWN :

Le critère de rupture de massifs rocheux établi par E. HOEK et E. T. BROWN a une forme parabolique (figure 24). Il dépend notamment de deux paramètres m et s dont la valeur est fonction de l'état de fracturation du rocher.

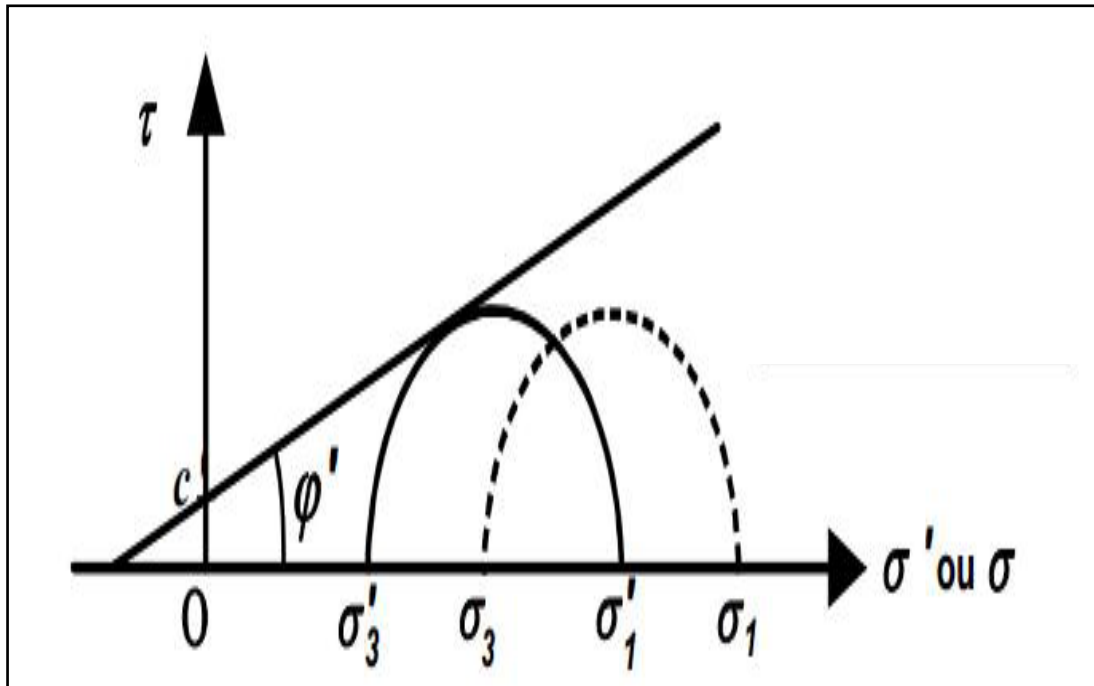


Figure 24 : Critère de rupture.

En 1988, E. HOEK et B.T. BROWN ont établi une corrélation empirique entre les paramètres ID et s et la valeur du coefficient RMR calculé avec la méthode de Z. BIENIAWSKI.

V.2.5.1. Critère de rupture :

L'équation de base définissant ce critère de rupture est la suivante:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sqrt{m \cdot R_c \cdot \sigma'_3 + S \cdot R_c^2}$$

Ou :

- σ'_1 est la contrainte effective principale majeure à la rupture;
- σ'_3 est la contrainte effective principale mineure à la rupture;
- m et s sont deux paramètres caractérisant le massif rocheux ;
- R_c est la résistance maximale en compression d'un échantillon de roche saine (Carotte de 50 mm de diamètre d'élanement 2, sans joint ni plan de foliation).

On en déduit :

- la résistance à la compression simple de la masse rocheuse;



$$R_{c\text{ masse}} = R_c \sqrt{s}$$

- la résistance à la traction de la masse rocheuse :

$$R_{t\text{ masse}} = \frac{R_c}{2} (m - \sqrt{m^2 + 4s})$$

V.2.5.2. Détermination empirique de m et s à partir de RMR :

Dans le cas des tunnels (milieu confiné) et pour un massif rocheux présentant à l'échelle du modèle de nombreux plans de discontinuités, les auteurs ont déterminé empiriquement une corrélation entre m et s et une valeur ajustée du coefficient RMR de Z. BIENIA WSKI :

$$m = m_i \exp\left(\frac{RMR - 100}{28}\right) \quad s = \exp\left(\frac{RMR - 100}{9}\right)$$

m_i est la valeur de m pour la roche intacte. Elle peut être déterminée à partir de la nature de la matrice rocheuse comme indiqué ci-après.

Nature de la matrice rocheuse	Valeur de m_i
Roche carbonatée cristallisée (calcaire, dolomite, marbre)	7
Roche sédimentaire argileuse ou à grains très fins (marne, schiste, siltstone)	10
Roche grenue (grès, quartzite)	15
Roche ignée à grains très fins (andésite, rhyolite, dolérite)	17
Roche métamorphique et ignée à grains moyens ou gros (granit, gneiss, quartzo-diorite)	25

RMR est la valeur du « Rock Mass Ratio » de Z. BIENIA WSKI en donnant conventionnellement au paramètre 5 (venues d'eau) la valeur 10, qui correspond à des conditions sans eau et ne prenant pas en compte la note d'ajustement pour l'orientation des joints. En effet, E. HOEK et E. T. BROWN estiment que si on veut prendre en compte dans un modèle mathématique l'orientation des joints ou la présence d'eau, il convient d'effectuer une approche complémentaire à celle qu'ils proposent.

V.2.5.2. Estimation des critères de MOHR-COULOMB, à partir de m et s :

Les valeurs équivalentes de la cohésion c' et de l'angle de frottement ϕ' dans le critère de MO-



HR-COULOMB, peuvent être déterminées comme la tangente au critère de rupture de HOEK-BROWN.

On trouvera ci-après les équations permettant de calculer c' et φ' dans deux cas:

- pour une valeur donnée de la contrainte effective σ'_n ;
- pour une valeur donnée de la contrainte effective principale mineure σ'_3 .
- Calcul de c' et φ' pour une valeur donnée σ'_n :

$$h = 1 + \frac{16(m\sigma'_n + sR_c)}{3m^2R_c}$$

$$\theta = \frac{1}{3} \left(90 + \arctan \frac{1}{\sqrt{R^3 - 1}} \right)$$

$$\varphi' = \arctan \frac{1}{\sqrt{4h^2 \cos^2 \theta - 1}}$$

$$\tau'_n = (\cotan \sigma' - \cos \sigma') \frac{mR_c}{8}$$

$$c' = \tau'_n - \sigma'_n \tan \varphi'$$

- Calcul de c' et φ' pour une valeur donnée de σ'_3 :

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sqrt{m \cdot R_c \cdot \sigma'_3 + sR_c^2}$$

$$\sigma'_n = \sigma'_3 + \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)^2}{2(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{mR_c}{2}}$$

$$\tau'_n = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \sqrt{1 + \frac{mR_c}{2(\sigma'_1 - \sigma'_3)}}$$

$$\varphi' = 90 - \arcsin \left(\frac{2\tau'_n}{\sigma'_1 - \sigma'_3} \right)$$

$$c' = \tau'_n - \sigma'_n \tan \varphi'$$

V.2.5.3. Estimation du module de déformation d'un massif rocheux à parti de RMR :

J.-L.SERAFIM et J.-P.PEREIRA [1983] proposent une corrélation entre le module de déformation



d'un massif rocheux (E en GPa) et la valeur de RMR :

$$E = 10^{\left(\frac{RMR-10}{40}\right)}$$

V.2.5.4. Remarque sur les formules empiriques précédentes :

Les auteurs de cet ouvrage ont estimé utile d'indiquer les formules qui sont couramment utilisées en avant-projet à l'étranger. Ils recommandent de ne les utiliser qu'au stade des études préliminaires ou lorsque trop peu de données géotechniques sont disponibles pour connaître plus précisément les caractéristiques d'un massif rocheux. [3]

V.2.6. Méthode de N. BARTON :

V.2.6.1. Origine et principe de la méthode :

N.BARTON a analysé plus de 200 cavités existantes, pour la plupart en Europe et en Scandinavie (O.CECIL, 1970). Il s'est en particulier intéressé à la stabilité de l'excavation en fonction de la qualité du rocher selon un indice défini lui-même, des dimensions de la cavité ainsi que de la destination de l'ouvrage (et al, 1974a, 1974b). Cette analyse lui a permis de classer ces ouvrages en un certain nombre de catégories (38 au total) dont il décrit le soutènement (et al, 1974b, 1975).

Ainsi le projeteur peut désormais par cette méthode se référer à des ouvrages existants similaires placés dans des conditions de roches similaires à celles qu'il rencontre in-situ.

La classification aboutit donc à des recommandations en matière de soutènement qu'il convient néanmoins, comme pour les autres classifications, d'utiliser avec la plus grande prudence. Le plus souvent, elle aboutit à un surdimensionnement.

V.2.6.2. Calcul de l'indice de qualité Q du rocher et autres paramètres :

L'indice de qualité Q est calculé à partir de six paramètres géotechniques combinés de la façon suivante :

$$Q = \frac{R.Q.D}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$$

- R.Q.D. est le « Rock Quality Designation ». Lorsque le R. Q.D. est inférieur à 10, une valeur nominale de 10 est utilisée pour le calcul de Q.
- J_n est représentatif du nombre de familles de joints;
- J_r est représentatif de la rugosité des joints les plus faibles;
- J_a est représentatif du degré d'altération des joints ou des caractéristiques du matériau de remplissage;
- J_w est représentatif des conditions hydrogéologiques;
- SRF (Stress Reduction Factor) est représentatif de l'état tectonique du massif.

Les descriptions des 38 différentes catégories de soutènement envisagé par N.BARTON.

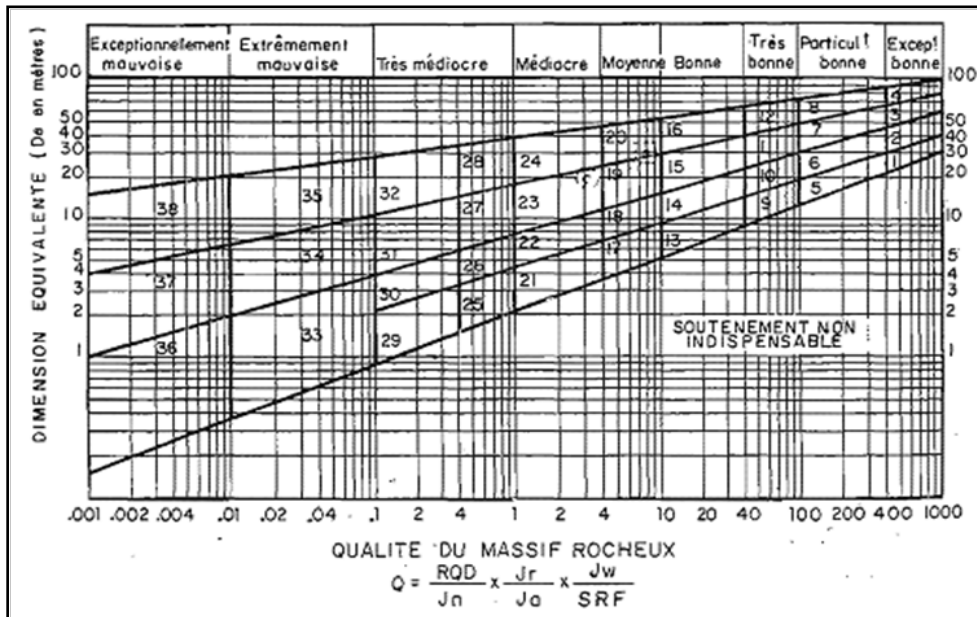


Figure 25 : Relation entre Q, De et les catégories de soutènement.

Tableau 9: Paramètre Jn description et indices.

Indice des familles de joints		Jn
A.	Rocher massif, joints rares ou absents	0,5 - 1,0
B.	Une famille de joints	2
C.	Une famille + joints erratiques	3
D.	Deux familles	4
E.	Deux familles + joints erratiques	6
F.	Trois familles	9
G.	Trois familles + joints erratiques	12
H.	Quatre familles ou plus, joints erratiques, fracturation très dense, "morceaux de sucre", etc...	15
J.	Rocher broyé, meuble	20

Note :

- Pour les croisements des galeries, adopter (3,0 x Jn);
- Pour les têtes d'accès, adopter (2,0 x Jn);
- Le paramètre Jn est souvent influencé par la foliation, la schistosité, le clivage ou la stratification du rocher. Si ces phénomènes sont bien marqués, il faut évidemment considérer ces joints parallèles comme une famille. Par contre si peu de joints sont visibles, ou si la fréquence de rupture des carottes par suite de ces phénomènes est faible, il convient alors d'en tenir compte sous la rubrique « joints erratiques ».



Tableau 10 : Paramètre Jr - Description et indices.

Indice de rugosité des joints		Jr
	(a) Epontes en contact et (b) Epontes en contact après cisaillement de moins de 10 cm	
A.	Joint discontinu	4
B.	Joint ondulé, rugueux ou irrégulier	3
C.	Joint ondulé, lisse	2
D.	Joint ondulé, strié (lisse, luisant, poli)	1,5
E.	Joint plan, rugueux ou irrégulier	1,5
F.	Joint plan, lisse	1,0
G.	Joint plan, strié	0,5

Note 2 :

- Les descriptions se réfèrent à des éléments de petites ou moyennes dimensions.

Tableau 11: Paramètre Ja -Description et indices.

Indice de rugosité des joints		Jr
	(c) Epontes hors contact après cisaillement	
H.	Zone argileuse d'épaisseur suffisante pour empêcher le contact	1,0
J.	Zone sableuse, graveleuse ou broyée d'épaisseur suffisante pour empêcher le contact	1,0

Note 3 :

- Majorer la valeur de 1,0 si l'espacement moyen des joints de la famille principale est supérieur à 3 m.

Note 4 :

- $J_r = 0,5$ si les joints plans et striés comportent des aliénations et que ces aliénations sont orientées de telle sorte qu'elles peuvent amorcer une rupture.

Tableau 12 : Paramètre J_w . Description et indices.

Indice d'altération des joints		J_w	ϕ^* (approx.)
(a) Epontes en contact			
A.	Joint serré, recimenté, remplissage dur, non-radoucissant, étanche (par ex. quartz ou épidote)	0,75	-
B.	Epontes non altérées, taches superficielles seulement	1,00	25-35°
C.	Epontes légèrement altérées, enduit minéral non-radoucissant, grains sableux, roche décomposée sans argile, etc.	2,00	25-30°
D.	Enduits d'argile silteuse ou sableuse, faible teneur en argile (non-radoucissante)	3,00	20-25°
E.	Enduits argileux, radoucissants ou à faible frottement (par ex. kaolinite ou mica) ; également chlorite, talc, gypse, graphite etc. et argiles gonflantes en petite quantité (film discontinu, moins de 1 à 2 mm d'épaisseur)	4,00	8-16°
(b) Epontes en contact après cisaillement de moins de 10 cm			
F.	Matériaux sableux, roche décomposée mais sans argile, etc.	4,00	25-30°
G.	Remplissage argileux fortement surconsolidé non-radoucissant (continu, ép. < 5 mm)	6,00	16-24°
H.	Remplissage argileux moyennement ou légèrement surconsolidé et radoucissant (continu, ép. < 5 mm)	8,00	12-16°
J.	Remplissage d'argiles gonflantes, par ex. : montmorillonite (continu, ép. < 5 mm). La valeur de J_w dépend du pourcentage d'éléments gonflants, de l'alimentation en eau, etc.	8,0-12,0	6-12°
(c) Epontes hors contact après cisaillement			
K, L	Zones ou bandes de roche décomposée ou broyée contenant de l'argile (pour les caractéristiques de l'argile voir G, H, J)	6,0 ; 8,0	6-24°
M.		8,0-12,0	
N.	Zones ou bandes d'argile silteuse ou sableuse, faible pourcentage d'argile (non-radoucissante)	5,0	-
O, P	Zones ou bandes épaisses et continues d'argile (pour les caractéristiques de l'argile, voir G, H, J)	10,0 ; 13,0	6-24°
R.		13,0-20,0	

Tableau 13 : Dispositif de drainage.

Influence de l'eau en charge		J_w	Pression d'eau approximative (kg/cm ²)
A.	Excavation à sec ou faibles venues d'eau (< 5 l/mn localement)	1,00	< 1,0
B.	Venues d'eau ou pressions faibles, débouillage occasionnel au droit d'un joint	0,66	1,0-2,5
C.	Fortes venues d'eau ou pression importante dans du rocher de bonne tenue à joints sans remplissage	0,50	2,5-10,0
D.	Fortes venues d'eau ou pression importante, débouillages fréquents	0,33	2,5-10,0
E.	Très fortes venues d'eau lors des tirs, diminuant ensuite avec le temps	0,20 - 0,10	> 10,0
F.	Très fortes venues d'eau ou pressions très importantes sans réduction notable avec le temps	0,10 - 0,05	> 10,0

Notes 5 :

- Les indices C à F sont des estimations grossières. Prendre une valeur J_w plus élevée dans le cas de la mise en place d'un dispositif de drainage;
- Les problèmes particuliers liés à la formation de glace ne sont pas pris en compte.

Tableau 14 : Paramètre SRF (Stress Reduction Factor) Description et indices.

(a) Ouvrage recoupant des zones de faiblesse provoquant la décompression du rocher lors du percement		SRF
A.	Zones de faiblesse fréquentes, contenant de l'argile ou du rocher décomposé chimiquement ; rocher environnant très décomprimé (toutes profondeurs).	10,0
B.	Zones de faiblesse individuelles, contenant de l'argile ou du rocher décomposé chimiquement (prof. de l'excavation ≤ 50 m)	5,0
C.	Zones de faiblesse individuelles, contenant de l'argile ou du rocher décomposé chimiquement (prof. de l'excavation > 50 m)	2,5
D.	Nombreuses zones de cisaillement en rocher sain, sans argile ; rocher environnant décomprimé (toutes profondeurs)	7,5
E.	Zones de cisaillement individuelles en rocher sain, sans argile (prof. de l'excavation ≤ 50 m)	5,0
F.	Zones de cisaillement individuelles en rocher rigide, sans argile (prof. de l'excavation > 50 m)	2,5
G.	Jointes ouverts, rocher très fracturé et décomprimé, "morceaux de sucre", etc... (toutes profondeurs)	5,0

Notes 6 :

- Réduire l'indice SRF de 25 à 50 % : si les zones de cisaillement influent sur l'excavation mais ne la traversent pas;
- Dans les cas des massifs rocheux contenant de l'argile, il convient d'évaluer l'indice SRF pour les charges de décompression. La résistance de la matrice rocheuse est alors peu significative. Par contre, dans le cas des massifs très peu fracturés et sans argile, c'est la résistance de la matrice qui peut constituer « le plus faible maillon », la stabilité dépend alors du rapport: contrainte/résistance du rocher.



Tableau 15 : (suite).

(b) Rocher sain, problèmes de contraintes in situ		Rc/σ1	Rt/σ1	SRF
H.	Contraintes faibles, excavation peu profonde	> 200	> 13	2,5
J.	Contraintes moyennes	200-10	13-0,66	1,0
K.	Contraintes importantes, structure très serrée (condition normalement favorable à la stabilité mais peut être défavorable à la tenue des piédroits)	10-5	0,66-0,33	0,5-2
L.	Quelques "coups de toit" (rocher massif)	5-2,5	0,33-0,16	5-10
M.	"Coups de toit" importants (rocher massif)	< 2,5	< 0,16	10-20

Note 7 :

- Si l'état de contraintes initiales est fortement anisotrope (lorsqu'il a pu être mesuré) :

pour $5 < \sigma_1/\sigma_3 < 10$: réduire Rc et Rt à 0,8 Rc et 0,8 Rt;
 pour $\sigma_1/\sigma_3 > 10$: réduire Rc et Rt à 0,6 Rc et 0,6 Rt.

Rc = résistance en compression uniaxiale.

At = résistance en traction.

σ1 = contrainte principale majeure.

σ3 = contrainte principale mineure.

- Il est rare que la hauteur de couverture au-dessus du toit soit plus faible que la largeur de l'ouvrage. Si c'est le cas, il est suggéré de porter l'indice SRF de 2,5 à 5;
- La résistance de la matrice (Rc et Rt) est évaluée dans la direction qui est défavorable à la stabilité (particulièrement important dans le cas des roches fortement anisotropes). De plus les échantillons doivent être saturés lorsque cette condition correspond à la situation in-situ. Pour la roche susceptible de se détériorer au contact de l'eau, il faut prendre une estimation très conservatrice de la résistance mécanique.

Tableau 16 : (suite et fin).

(c) Rocher "poussant" (déformation plastique du rocher sous l'action de fortes contraintes naturelles)		SRF
N.	Rocher "poussant" à moyenne pression	5-10
O.	Rocher "poussant" à forte pression	10-20
(d) Rocher gonflant (action chimique en fonction de la présence d'eau)		SRF
P.	Pressions de gonflement moyennes	5-10
Q.	Pressions de gonflement importantes	10-15

Tableau 17: Coefficient ESR (Excavation Support Ratio) pour divers types d'ouvrages souterrains.

Nature de l'ouvrage		ESR	N
A.	Galeries temporaires de mines, etc.	env. 3,5 ?	(2)
B.	Puits verticaux : - section circulaire - section rectangulaire/carrée	env. 2,5 ? env. 2,0 ?	(0) (0)
C.	Galeries permanentes de mines, galeries hydrauliques d'aménagements hydro-électriques (à l'exclusion des galeries à forte charge), galeries pilotes, etc.	1,6	(83)
D.	Salles de stockage, usines de traitement d'eau, tunnels secondaires routiers et ferroviaires, cheminées d'équilibre, galeries d'accès, etc.	1,3	(25)
E.	Usines électriques, principaux tunnels routiers et ferroviaires, abris atomiques, entrées en galeries, croisements, etc.	1,0	(79)
F.	Usines nucléaires, gares ferroviaires, aménagements sportifs ou publics, installations industrielles, etc.	env. 0,8 ?	(2)

Note 8:

N représente le nombre de cas étudiés dans chaque catégorie; la confiance que l'on peut accorder à la valeur d'ESR est donc fonction de ce nombre.

V.2.6.3. Prédimensionnement du soutènement à partir de la classification de N. BARTON :

Après avoir établi l'indice de qualité Q du rocher, les dimensions et la destination de l'ouvrage, renvoie à l'un des 38 numéros de catégories de soutènement .

Les soutènements proposés s'appliquent avant tout au soutènement permanent du toit. Néanmoins, N. BARTON propose d'évaluer le soutènement.

des piédroits et les soutènements provisoires de la même façon en utilisant les indications ci-dessous.

► Soutènement définitif des piédroits :

Le plu souvent et pour des conditions moyennes de rocher on applique le dispositif prévu pour la voûte en multipliant par 1,5 la maille des ancrages et par 2/3 l'épaisseur de béton projeté. Si la roche est mauvaise, le même dispositif sera appliqué aux piédroits et même au radier. Les parois de grande hauteur sont à considérer en particulier. Une méthode empirique consiste aussi à multiplier l'indice Q par 5 si $Q > 10$, par 2,5 si Q est compris entre 0,1 et 10, et à conserver la valeur de Q si $Q < 0,1$.

On obtient ainsi l'indice de qualité en piédroits Q_p qui remplace la valeur de Q sur la figure 3.6. Pour le calcul de la dimension équivalente D_e , on considère la hauteur de l'excavation.

► Soutènement provisoire :

N. BARTON pense que l'on obtient une estimation réaliste en remplaçant ESR par 1,5.ESR Q (voûte) par 5.0 (voûte), Q_p (piédroits) par 5. O_p (piédroits).

► Légende des tableaux (17 à 18) :



- Sb (Spot bolting) boulonnage local.
- B (Systematic bolting) boulonnage systématique suivi de l'écartement des boulons en m.
- (utg) (Untensioned, grouted) passif, injecté.
- (tg) (Tensioned) précontraint (coquille à expansion pour les massifs résistants, scellement au coulis et post-contraint pour les massifs très médiocres.
- S (Shotcrete) béton projeté suivi de l'épaisseur en cm.
- (mr) (Mesh reinforced) treillis soudé.
- Dm (Chain tink mesh) grillage.
- CCA (Cast Con crete Arch) revêtement en béton coffré suivi de l'épaisseur en cm.
- (sr) (Steel reinforced) armature acier.

Tableau 18 ; Soutènement des massifs de qualité "excellente, extrêmement bonne, très bonne, bonne" Q = 1 000 à 10.

Catégorie Soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement	Voir Notes
	RQD Jn	Jr Ja	Portée ESR		
1*	-	-	-	sb (utg)	-
2*	-	-	-	sb (utg)	-
3*	-	-	-	sb (utg)	-
4*	-	-	-	sb (utg)	-
5*	-	-	-	sb (utg)	-
6*	-	-	-	sb (utg)	-
7*	-	-	-	sb (utg)	-
8*	-	-	-	sb (utg)	-
9	≥ 20	-	-	sb (utg)	-
	< 20	-	-	B (utg) 2,5-3 m	
10	≥ 30	-	-	B (utg) 2-3 m	-
	< 30	-	-	B (utg) 1,5-2 m + clm	
11*	≥ 30	-	-	B (tg) 2-3 m	-
	< 30	-	-	B (tg) 1,5-2 m + clm	
12*	≥ 30	-	-	B (tg) 2-3 m	-
	< 30	-	-	B (tg) 1,5-2 m + clm	
13	≥ 10	≥ 1,5	-	sb (utg)	I
	> 10	< 1,5	-	B (utg) 1,5-2 m	I
	< 10	≥ 1,5	-	B (utg) 1,5-2 m	I
	< 10	< 1,5	-	B (utg) 1,5-2 m + S 2-3 cm	I
14	≥ 10	-	≥ 15 m	B (tg) 1,5-2 m + clm	I.II
	< 10	-	≥ 15 m	B (tg) 1,5-2 m + S (mr) 5-10 cm	I.II
	-	-	< 15 m	B (utg) 1,5-2 m + clm	I.III

Estimation des auteurs, documentation insuffisante ne permettant pas une estimation sûre du soutènement nécessaire.

Tableau 19 : (suite).

Catégorie Soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement	Voir Notes
	RQD Jn	Jr Ja	Portée ESR		
15	> 10	-	-	B (tg) 1,5-2 m + clm	I.II.IV
	≤ 10	-	-	B (tg) 1,5-2 m + S (mr) 5-10 cm	I.II.IV
16* Voir note XII	> 15	-	-	B (tg) 1,5-2 m + clm	I.V.VI
	≤ 15	-	-	B (tg) 1,5-2 m + S (mr) 10-15 cm	I.V.VI



Note 8:

La nature du soutènement nécessaire pour les catégories 1 à 8 dépend de la technique d'abattage utilisée.

La méthode de découpage fin avec finition à la main peut éliminer le soutènement. Les méthodes plus grossières peuvent nécessiter l'emploi d'une seule couche de béton projeté, notamment pour les hauteurs d'excavation de plus de 25 m. Les expériences futures devront permettre de distinguer entre les catégories 1 à 8.

Tableau 20 : Soutènement des massifs de qualité « moyenne » et « médiocre »
 $Q = 10 \text{ à } 1.$

Catégorie Soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement	Voir Notes
	$\frac{RQD}{J_n}$	$\frac{J_r}{J_a}$	Portée ESR		
25	> 10	$> 0,5$	-	B (utg) 1 m + mr ou clm	I
	≤ 10	$> 0,5$	-	B (utg) 1 m + S (mr) 5 cm	I
	-	$\leq 0,5$	-	B (tg) 1 m + S (mr) 5 cm	I
26	-	-	-	B (tg) 1 m + S (mr) 5-7,5 cm	VIII.X.XI
	-	-	-	B (utg) 1 m + S 2,5-5 cm	LIX
27	-	-	≥ 12 m	B (tg) 1 m + S (mr) 7,5-10 cm	LIX
	-	-	< 12 m	B (utg) 1 m + S (mr) 5-7,5 cm	LIX
	-	-	> 12 m	CCA 20-40 cm + B (tg) 1 m	VIII.X.XI
	-	-	< 12 m	S (mr) 10-20 cm + B (tg) 1 m	VIII.X.XI
28* Voir note XII	-	-	≥ 30 m	B (tg) 1 m + S (mr) 30-40 cm	I.IV.V.IX
	-	-	$(\geq 20$ m, < 30 m)	B (tg) 1 m + S (mr) 20-30 cm	I.II.IV.IX
	-	-	< 20 m	B (tg) 1 m + S (mr) 15-20 cm	I.II.IX
	-	-	-	CCA (sr) 30-100 cm + B (tg) 1 m	IV.VIII. X.XI
29*	> 5	$> 0,25$	-	B (utg) 1 m + S 2-3 cm	-
	≤ 5	$> 0,25$	-	B (utg) 1 m + S (mr) 5 cm	-
	-	$\leq 0,25$	-	B (tg) 1 m + S (mr) 5 cm	-

Estimation des auteurs, documentation insuffisante ne permettant pas une estimation sûre.



Tableau 21: Soutènement des massifs de qualité « très médiocre » Q = 1,0 à 0,1.

Catégorie Soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement	Voir Notes
	$\frac{RQD}{J_n}$	$\frac{J_r}{J_a}$	$\frac{Portée}{ESR}$		
30	≥ 5	-	-	B (tg) 1 m + S 2,5-5 cm	IX
	< 5	-	-	S (mr) 5-7,5 cm	IX
	.	-	-	B (tg) 1 m + S (mr) 5-7,5 cm	VIII.X.XI
31	> 4	-	-	B (tg) 1 m + S (mr) 5-12,5 cm	IX
	$\leq 4, \geq 1,5$	-	-	S (mr) 7,5-25 cm	IX
	$< 1,5$	-	-	CCA 20-40 cm + B (tg) 1 m	IX
	.	-	-	CCA (sr) 30-50 cm + B (tg) 1 m	VII.X.XI
32 Voir note XII	-	-	≥ 20 m	B (tg) 1 m + S (mr) 40-60 cm	II.IV.IX
	-	-	< 20 m	B (tg) 1 m + S (mr) 20-40 cm	III.IV.IX
	-	-	-	CCA (sr) 40-120 cm + B (tg) 1 m	IV.VIII. X.XI

Tableau 22(suite).

Catégorie Soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement	Voir Notes
	$\frac{RQD}{J_n}$	$\frac{J_r}{J_a}$	$\frac{Portée}{ESR}$		
30	≥ 5	-	-	B (tg) 1 m + S 2,5-5 cm	IX
	< 5	-	-	S (mr) 5-7,5 cm	IX
	.	-	-	B (tg) 1 m + S (mr) 5-7,5 cm	VIII.X.XI
31	> 4	-	-	B (tg) 1 m + S (mr) 5-12,5 cm	IX
	$\leq 4, \geq 1,5$	-	-	S (mr) 7,5-25 cm	IX
	$< 1,5$	-	-	CCA 20-40 cm + B (tg) 1 m	IX
	.	-	-	CCA (sr) 30-50 cm + B (tg) 1 m	VII.X.XI
32 Voir note XII	-	-	≥ 20 m	B (tg) 1 m + S (mr) 40-60 cm	II.IV.IX
	-	-	< 20 m	B (tg) 1 m + S (mr) 20-40 cm	III.IV.IX
	-	-	-	CCA (sr) 40-120 cm + B (tg) 1 m	IV.VIII. X.XI



Tableau 23 : Soutènement des massifs de qualité
« Extrêmement médiocre, exceptionnellement mauvaise » $Q = 0,1$ à $0,001$.

Catégorie Soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement	Voir Notes
	$\frac{R_{3D}}{J_n}$	$\frac{J_r}{J_a}$	Portée ESR		
33*	≥ 2	-	-	B (tg) 1 m + S (mr) 2,5-5 cm	IX
	< 2	-	-	S (mr) 5-10 cm	IX
	-	-	-	S (mr) 7,5-15 cm	VIII.X
34	≥ 2	$\geq 0,25$	-	B (tg) 1 m + S (mr) 5-7,5 cm	IX
	< 2	$\geq 0,25$	-	S (mr) 7,5-15 cm	IX
	-	$< 0,25$	-	S (mr) 15-25 cm	IX
	-	-	-	CCA (ar) 20-60 cm + B (tg) 1 m	VIII.X,XI
35 Voir note XII	-	-	≥ 15 m	B (tg) 1 m + S (mr) 30-100 cm	II,IX
	-	-	≥ 15 m	CCA (ar) 60-200 cm + B (tg) 1 m	VIII,X,XI II
	-	-	< 15 m	B (tg) 1 m + S (mr) 20-75 cm	IX,III
	-	-	< 15 m	CCA (ar) 40-150 cm + B (tg) 1 m	VIII,X,XI III
36*	-	-	-	S (mr) 10-20 cm	IX
	-	-	-	S (mr) 10-20 cm + B (tg) 0,5-1,0 m	VIII,X,XI
37	-	-	-	S (mr) 20-60 cm	IX
	-	-	-	S (mr) 20-60 cm + B (tg) 0,5-1,0 m	VIII,X,XI
38 Voir note XIII	-	-	≥ 10	CCA (ar) 100-300 cm	IX
	-	-	≥ 10	CCA (ar) 100-300 cm + B (tg) 1 m	VIII,X,XI XI
	-	-	< 10	S (mr) 70-200 cm	IX
	-	-	< 10	S (mr) 70-200 cm + B (tg) 1 m	VIII,X, III,XI

Notes 9 : complémentaires aux tableaux 20 à 3.21

En cas de problème grave de « coup de toit » ou d'écaillage, on emploie souvent des boulons précontraints à plaque d'appui de grandes dimensions, écartement : 1m

environ (parfois jusqu'à 0.8 m). Le soutènement définitif est mis en place après disparition du phénomène d'écaillage (R. SELMEROLSEN, 1970) :

- Boulons de différentes longueurs dans le même ouvrage – par exemple 3,5 et 7 m;
- L'action des boulons est souvent complétée par la mise en place de câbles précontraints écartement courant 2 à 4 m;
- Dans plusieurs usines souterraines de l'ancienne génération se classant dans cette catégorie le boulonnage systématique ou ponctuel a été employé avec du grillage par endroit, et une voute en béton (ep : 25 a 40 cm) pour revêtement définitif;
- Cas concernant pas les argiles gonflantes ou les roches poussantes;
- Cas concernant les roches poussantes généralement le soutènement fortement rigide est utilisé comme soutènement permanent;
- Pour des raisons de sécurité, le percement, ainsi que la mise en place du revêtement se fera souvent à l'aide de plusieurs galeries pilotes. Concerne les catégories 16, 20, 24, 28, 32 et 35 uniquement pour Portée/ESR > 15 m;
- En cas de fortes poussées, il est normalement nécessaire de procéder par galeries pilotes

multiples pour le percement et la mise en place du revêtement (voûte, piédroits, radier). Concerne la catégorie 38 uniquement pour Portée/ESR > 10 m. [3]

V.3. CLASSIFICATION DES ROCHES RELATIVE AU MODE D'EXCAVATION D'APRES C. LOUIS :

C. LOUIS (1974) à proposé une classification du rocher relative au mode d'excavation de la cavité souterraine. Cette classification constitue un bon complément aux méthodes précédemment décrites qui visent à définir le soutènement.

La classification de C. LOUIS (figure V.24) s'appuie sur les deux caractéristiques principales des massifs rocheux qui sont:

- la résistance de la matrice rocheuse ;
- la fracturation.

La résistance de la matrice rocheuse est caractérisée soit par la résistance à la compression simple R_c , soit par l'indice de résistance à la traction indirecte mesuré par fendage d'un échantillon de forme quelconque entre pointes (essai de type « Franklin»; l'indice de résistance à la traction indirecte, I_t , est défini par $I_t F / S$ où F est la force de rupture de l'échantillon et S la section de l'échantillon dans le plan de rupture. Cet indice est donc différent de l'indice Franklin défini par $I_s F / D$ où D est la distance entre les pointes).

La fracturation peut être caractérisée soit par le R.Q.D. soit par le module de fracturation M_f qui est la distance moyenne entre fractures.

La fracturation peut également être déterminée par le rapport de la vitesse sismique mesurée in-situ sur la vitesse sismique mesurée sur carotte.

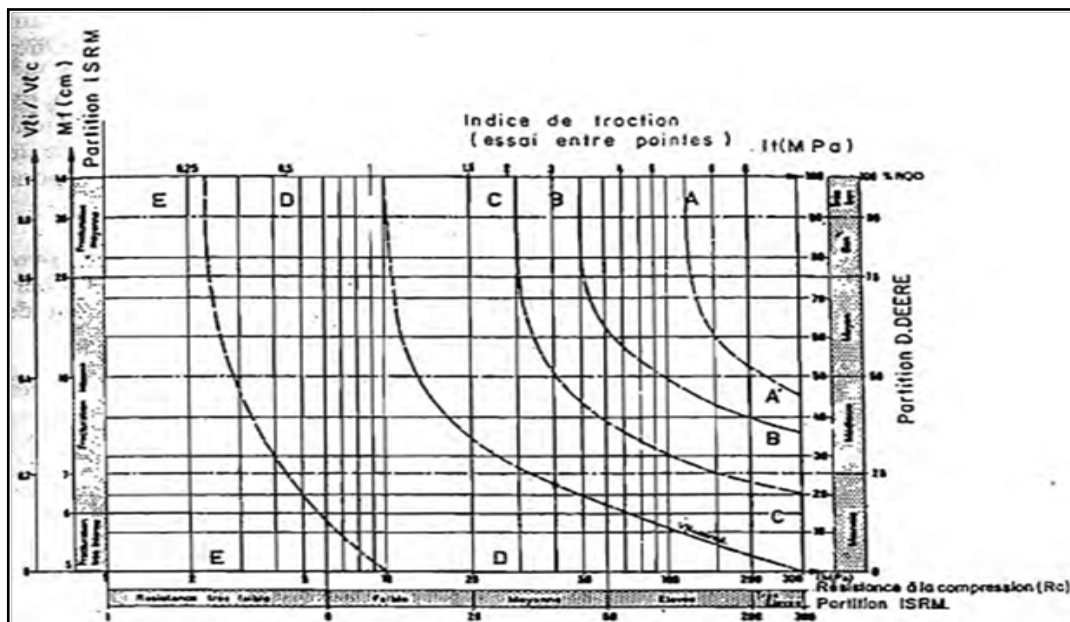


Figure 26 : Diagramme de classification des roches pour l'abattage en souterrain.

- V_{ti} Vitesse sonique in-situ,
- v_{tc} Vitesse sonique sur carotte
- M_f Module de fracturation



- A Explosif
- A" Explosif -Tunnelier puissant,
- B Explosif -Tunnelier machine roches dures,
- C Machine roches tendres, fraise, marteau hydraulique,
- D Fraise 1 marteau hydraulique. pelle
- E Pelle, chargeur. [19]

V.4. COMMENTAIRES SUR LES CLASSIFICATIONS ET LEUR UTILISATION AU PRÉDIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES SOUTERRAINS :

L'avantage principal de ces méthodes est d'obliger le géologue et le projeteur à recenser et quantifier tous les paramètres géotechniques qui peuvent influencer sur l'équilibre de l'ouvrage souterrain.

La méthode de Z. BIENIAWSKI tout comme celle de N. BARTON combinent ces différents paramètres pour aboutir à un coefficient unique qui classe le rocher (le Rock Mass Rating pour Z.BIENIAWSKI, l'Indice de Qualité pour N.BARTON).

Ce coefficient unique doit être utilisé avec beaucoup de prudence car il ne peut pas rendre compte, à lui tout seul, de la diversité des caractéristiques du rocher. Il peut masquer une caractéristique prédominante pour le dimensionnement de l'ouvrage.

Chez Z.BIENIAWSKI certains paramètres sont ignorés comme la rugosité des fractures, l'angle de frottement du matériau de remplissage et les contraintes tectoniques du massif. Les roches gonflantes n'y sont pas non plus traitées. De plus les moyens de soutènement proposés sont surtout basés sur l'expérience minière en Afrique du Sud, pour des ouvrages excavés à l'explosif. La classification de N. BARTON n'échappe pas à ce genre de critiques d'autant que la distinction de 38 catégories d'ouvrages et de soutènements ne doit pas faire illusion.

C'est relatif à la valeur prise par chacun d'eux que sont données les recommandations de type de soutènement. La superposition de ces recommandations pour l'ensemble des critères doit permettre de sélectionner le type le plus approprié.

En outre, l'AFTES aboutit à recommander un type de soutènement mais ne donne aucun dimensionnement. [9]

V.5. CONCLUSION :

Dans la pratique ces méthodes seront utilisées simultanément au stade de l'avant-projet pour analyser les différences et les convergences des résultats.

Le projet (notamment à l'appel d'offres) ne retiendra ensuite que trois ou quatre classes de qualité de rocher dont la définition sera adaptée au site. A chacune de ces classes sera associé un type de soutènement dont la nature et le dimensionnement seront au besoin vérifiés par le calcul.

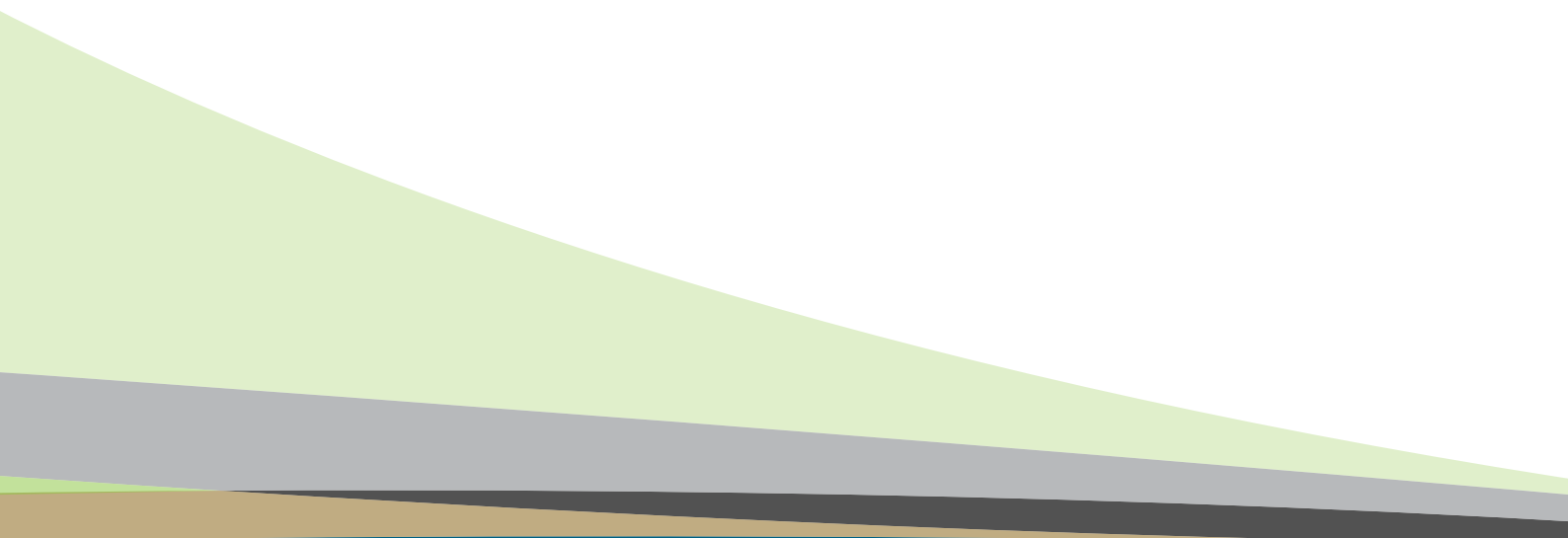
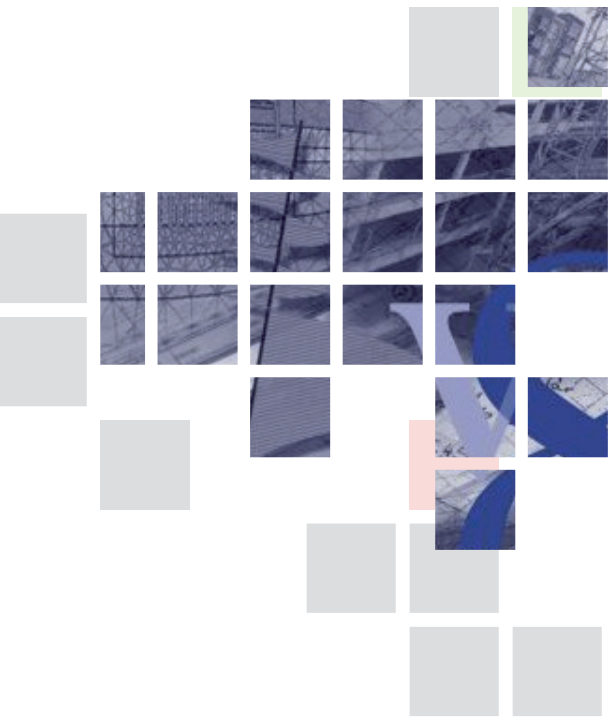
Pour l'une ou l'autre méthode il est nécessaire de juger avec l'expérience et au cas par cas la validité d'études recommandé vis-à-vis de chacun des paramètres pris séparément et de compléter le projet s'il y a lieu.



CHAPITRE VI

PRESENTATION DES
LOGICIELS

VI



VI.1. INTRODUCTION :

Au cours de la présentation des méthodes de conception et de calcul des ouvrages géotechniques, l'ingénieur a sûrement pris conscience du fait que bon nombre de problèmes géotechniques n'ont jusqu'à présent pas de solution analytique, permettant ainsi un calcul manuel simple.

Mis à part les solutions exactes de la mécanique rationnelle idéalisant le sol en tant que matériau élastique linéaire ou parfaitement plastique, ainsi que les formulations empiriques et semi-empiriques destinées au dimensionnement des ouvrages, bon nombre de problèmes en géotechniques nécessitent en pratique le recours à la modélisation numérique et au calcul par le biais de logiciels.

Ce chapitre ne prétend pas couvrir exhaustivement un thème assez large et détaillé qu'est le calcul numérique dans les études de conception et calcul des ouvrages géotechnique, mais il présente succinctement deux logiciels disponibles, pouvant aider à mieux comprendre et aussi à appliquer les concepts présentés dans les chapitres suivants.

VI.2. PLAXIS :

Conçu par des géotechniciens numériques, le code éléments finis PLAXIS est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures décision dé automatisée évitant des choix délicats à l'opérateur.

Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc).

VI.2.1.Options par défaut et solutions approchées :

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui sont un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassants, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel.

Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent.

Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

Les options par défaut commencent dès le maillage : L'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importent, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds-clés, avec contrôle permanent à l'écran.

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : Si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc.

Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état k_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement.

Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre k_0 et les autres caractéristiques mécaniques).

Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité.

L'option k_0 est particulièrement intéressante (et réaliste) dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans PLAXIS : pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux.

Si la nappe phréatique n'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initiaux et finaux, et si l'on adopte ce champ de pression approchée, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède.

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel : L'opérateur peut évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution, etc., mais s'il ne le désire pas, le logiciel peut les faire à sa place.

Le coefficient de sécurité est une notation un peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données.

L'approche classique évalue généralement ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture.

C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans PLAXIS.

Le critère de rupture est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur ; en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié.

VI.2.2. Les modèles de comportement utilisés dans Plaxis :

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique.

VI.2.2.1. Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles :

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette ; il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire des lois de comportement en contraintes effectives.

La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence de la non-variation de volume; celle-ci est elle même dépendante de la perméabilité du sol.

Des calculs en contraintes totales sont possibles.

Ils permettent par exemple, des calculs de tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pressions interstitielles.

VI.2.2.2. Comportement élasto-plastique :

Le comportement élasto-plastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel en série : un ressort de raideur K pour symboliser l'élasticité du matériau et un patin de seuil S_0 (figure 27).

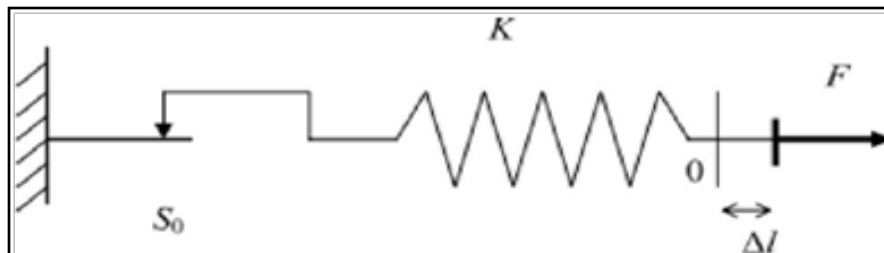


Figure 27 : Modèle monodimensionnel du comportement élasto -plastique.

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la (figure 28).

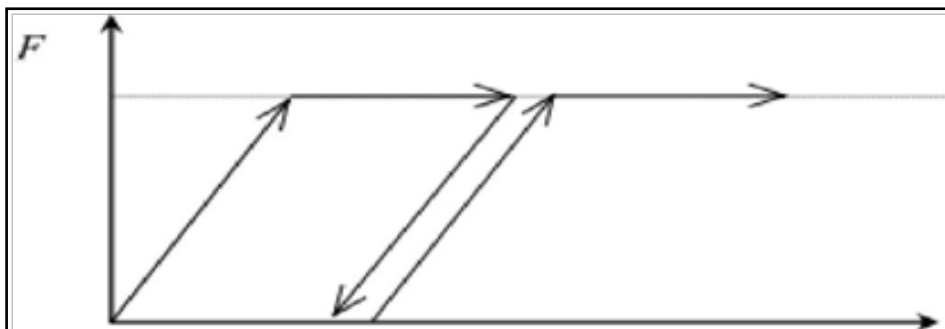


Figure 28 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible.

La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée.

Le type de comportement représenté par (les figures 25 et 26) est un comportement élastique-plastique sans écrouissage.

(La figure 29) représente un comportement élastique-plastique avec écrouissage.

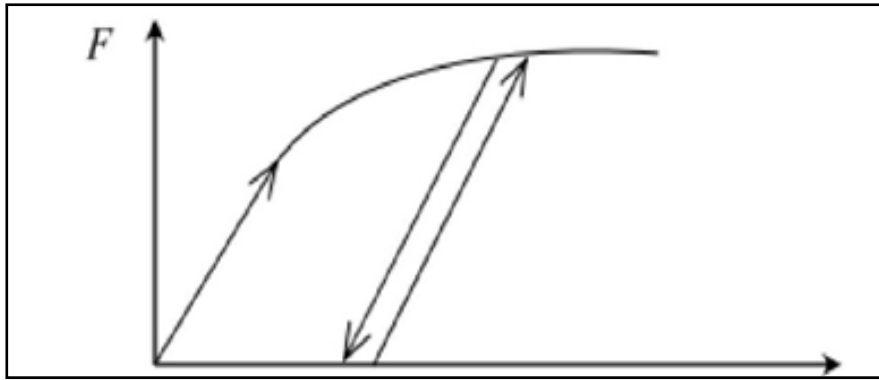


Figure 29 : Représentation du comportement élasto -plastique avec écrouissage.

VI.2.2.3. Modèle élastique linéaire :

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique.

Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν .

L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé.

Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre.

D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu_u = 0.5$) et il est moins courant d'emploi.

G est en fait le module mesuré dans les essais prèssiometriques.

Le modèle élastique linéaire de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol.

Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la (figure 30).

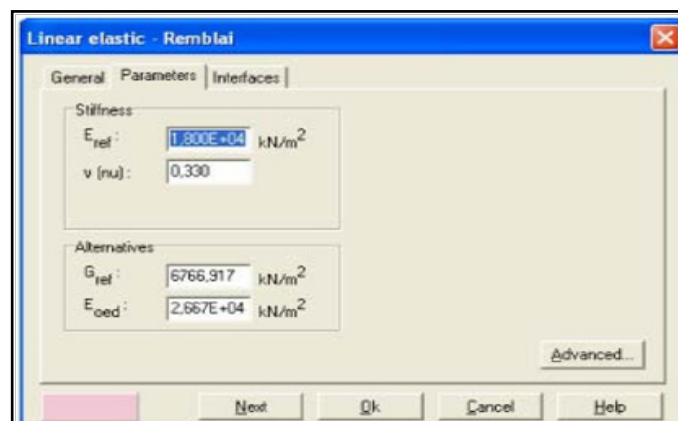


Figure 30 : Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

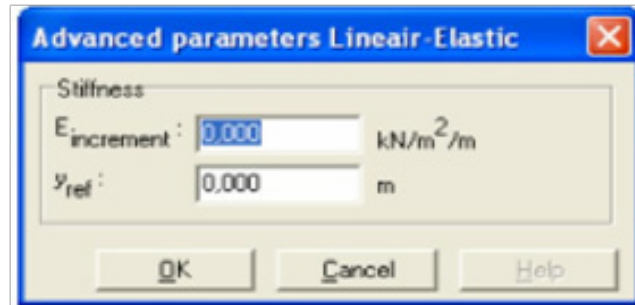


Figure 31 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.

VI.2.2.4. Modèle de Mohr-Coulomb :

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écoulement.

Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr,

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement à la rupture sur le plan de rupture, et c et ϕ respectivement le terme cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure V.32).

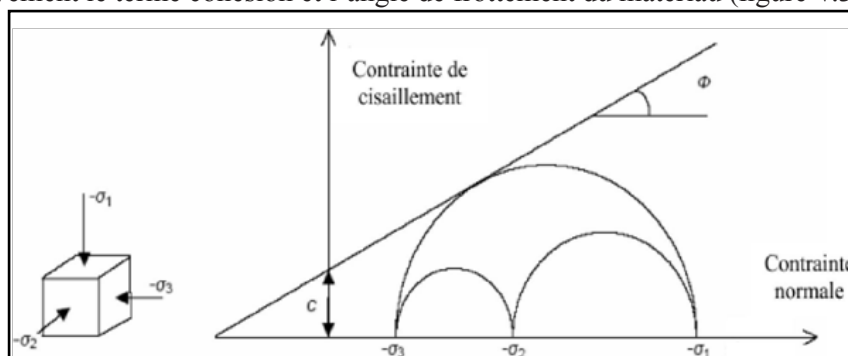


Figure 32 : Courbe enveloppe du modèle de Mohr-Coulomb.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas.

La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (Figure 33) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

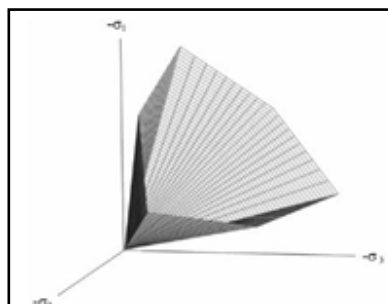


Figure 33 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.

Le modèle demande les cinq paramètres (Figure 34). Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , respectivement.

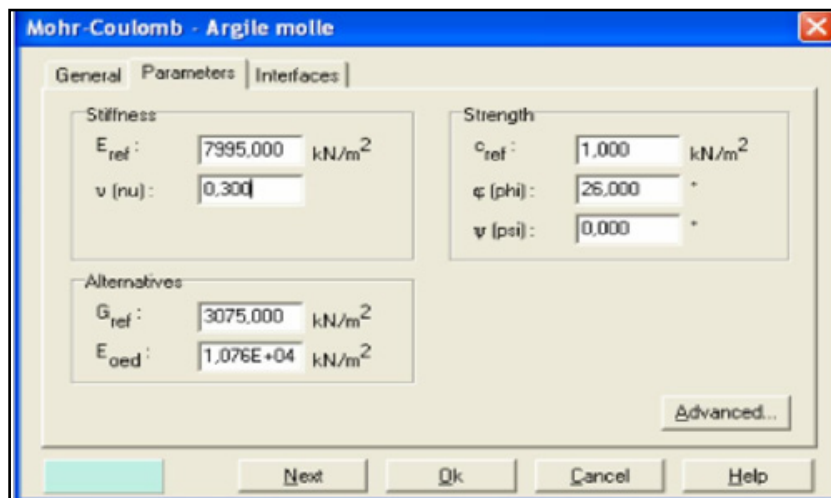


Figure 34 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

► Module d'Young :

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique.

Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne.

Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations).

Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (Figure 35).

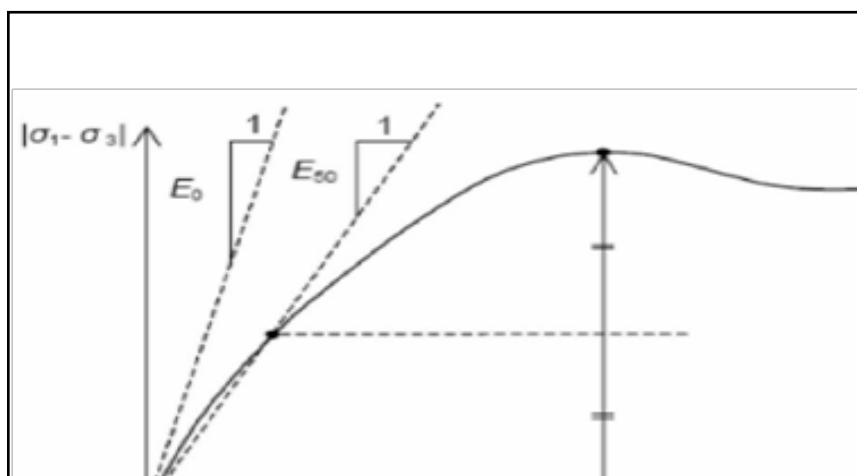


Figure 35 : Définition du module à 50 % de la rupture.

► Coefficient de Poisson :

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure ko ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

► VI.2.2.4.3. Angle de frottement :

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement du pic soit l'angle de frottement de palier.

On peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe enveloppe du modèle de Mohr-Coulomb.

► Terme de cohésion :

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques.

Pour les analyses en non drainé avec $\varphi_u = 0$, PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre.

Cette option est réalisée avec le paramètre c-depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans les problèmes (typiquement en kPa/m).

► Angle de dilatance :

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\Psi = \varphi - 30^\circ \quad \text{pour } \varphi > 30^\circ.$$

$$\psi = 0^\circ \quad \text{pour } \varphi < 30^\circ.$$

Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité.

C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes.

► Les contraintes de traction :

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (Figure 35). Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (tension cut-off) ou de les diminuer (Tensile strength).

► Les paramètres avancés :

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés (Figure 36).

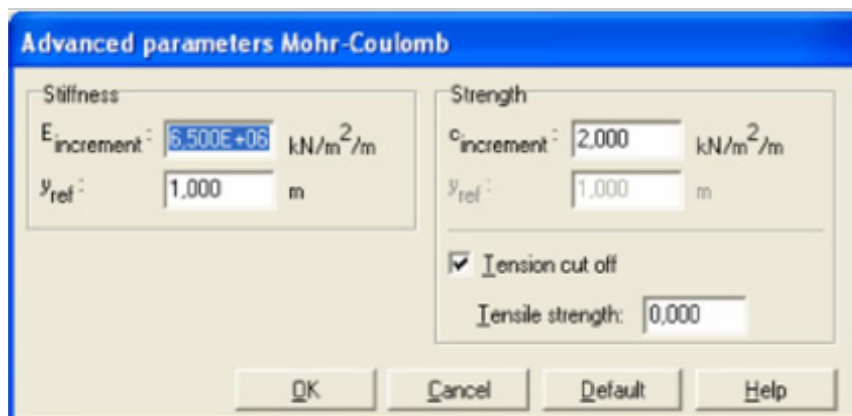


Figure 36 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle Mohr-Coulomb.

VI.3. AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL:

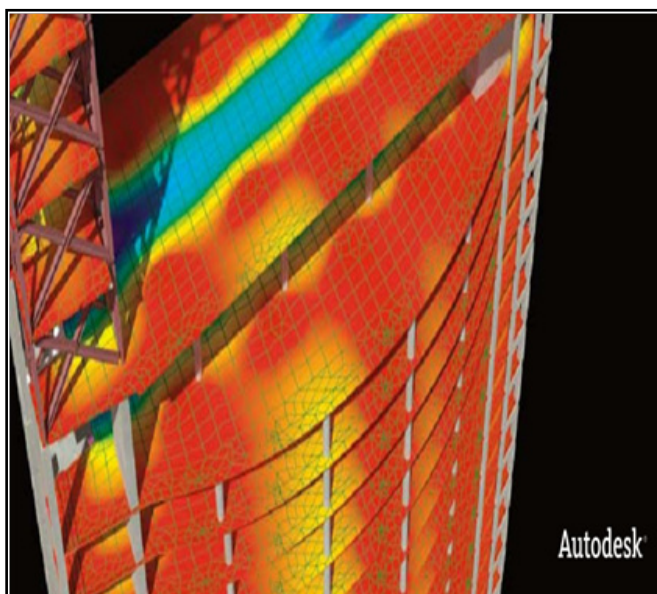


Figure 37 : Fenêtre étude d'une coupe.

Autodesk Robot Structural Analysis Professional est une application logicielle collaborative, polyvalente et rapide, qui peut vous aider à rester compétitif.

Conçu spécialement pour le BIM, elle est capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage automatique d'une puissance exceptionnelle, des algorithmes non linéaires, ainsi qu'un jeu complet de normes de conception, le tout pour des résultats quasiment instantanés.

Offre également l'avantage d'un flux de travail collaboratif fluide et d'une remarquable interopérabilité grâce à ses liaisons bidirectionnelles 3D vers les produits complémentaires Autodesk.

Enfin, l'API ouverte du logiciel fournit une solution d'analyse évolutive et par pays pour de nombreux types de structures, qu'il s'agisse de bâtiments, d'ouvrages d'art ou de structures spéciales.

VI.3.1. Les avantages du Robot :

- 1- Robot contient plusieurs codes qui intéressent l'ingénieur algérien RPA88 ; RPA99 ; RPA2003 ; RNV99 ; BAEL 91;
- 2- Robot contient l'option (pondération) qui sert à générer automatiquement les combinaisons. Cette option n'a pas d'intérêt lorsque vous avez 1 ou 2 cas de charge seulement, mais lorsque vous avez 9 ou 10 cas de charge (par exemple si on veut calculer un hangar en CM vous avez G, Q, 4 ou 8 charges de vent et 3 ou 5 charges de la neige) vous devez calculer des centaines de combinaison. Dans ce cas les pondérations sont très intéressantes;
- 3- Robot contient l'option (bardage) qui sert à modéliser un plancher à corps creux par exemple. Le bardage est un plancher virtuel qui n'a ni épaisseur ni un poids il sert à répartir les charges surfaciques sur les poutres principales (vous n'avez pas à calculer la surface revenante à chaque poutre c'est le bardage qui fait la répartition automatiquement);
- 4- Avec robot vous ne calculez pas la masse dynamique manuellement. Robot converti automatiquement la charge statique en charge dynamique vous n'avez qu'à entrer le coefficient B;
- 5- Pour la détermination du poteau le plus sollicité (chose très compliqué, car M_{max}/N_{corr} ou N_{max} / M_{corr} ne donne pas nécessairement la sollicitation la plus défavorable) avec robot vous n'avez qu'à sélectionner l'ensemble des poteaux que vous voulez calculer et robot vous donne directement le poteau le plus sollicité avec la combinaison la plus défavorable en utilisant la courbe d'interaction N/M pour chaque poteau;
- 6- Pour le CM si vous voulez vérifier une famille de profils vous n'avez qu'à sélectionner cette famille, faire le choix sur les profils disponibles dans le marché et le robot vous donne directement le profil le plus optimal;
- 7- Avec robot vous aurez des dessins d'exécution et des notes de calcul détaillées dans les modules poutre BA, poteau BA, ...
- 8- Avec robot vous n'avez pas à calculer le spectre de réponse manuellement. Si vous voulez faire une analyse sismique vous donnez la caractéristique de la zone, le site le facteur de qualité, le R et robot fait le reste;
- 9- Le robot contient l'option (étage) qui vous permet de calculer la masse, le centre de gravité, le centre de torsion et le déplacement relatif de chaque étage;
- 10- Avec robot vous pouvez convertir les charges dynamiques en charge pseudo statique (pour vérifier la stabilité d'ensemble par exemple);
- 11- Enfin le robot contient plusieurs langues même notre langue.



VI.3.2.La modélisation :

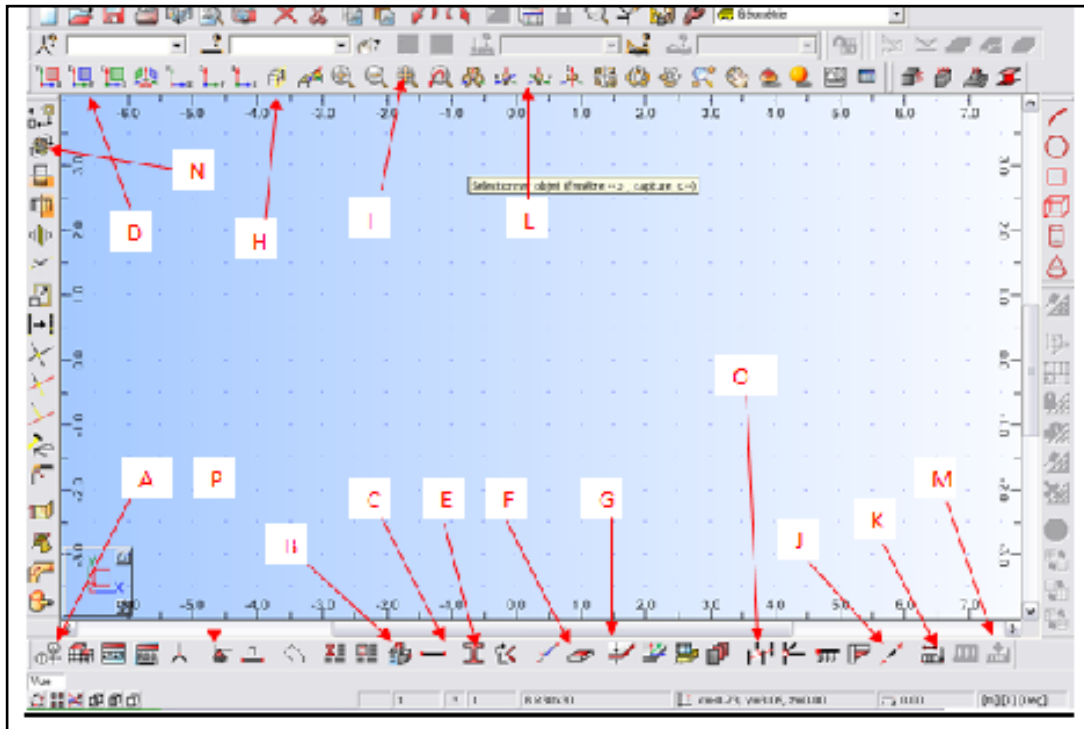


Figure 38 : Fenêtre de modélisation.

VI.3.2.1.Les lignes de constructions : (A)

Cette boîte de dialogue s’affiche :

Vous pouvez saisir tout type de structure avec des lignes dans le système cartésien, polaires ou arbitraires.

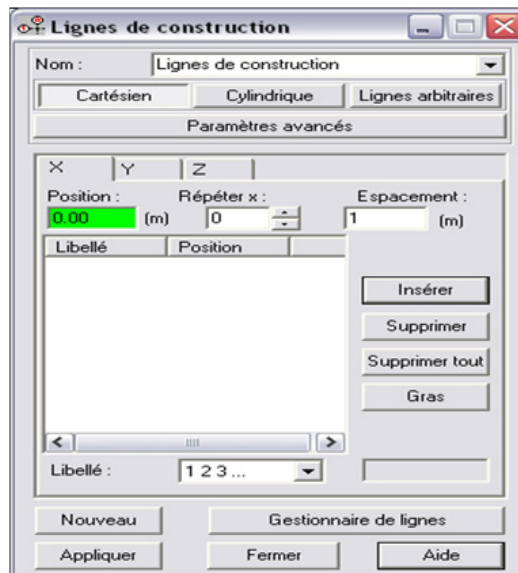


Figure 39 : Les lignes de construction.

VI.3.2.2. Exécution de la structure poteaux-poutres : (B)

Cette boîte de dialogue s'affiche :

Le mode de définition des barres dépend du mode d'accrochage du pointeur.

Vous pouvez saisir des informations supplémentaires concernant les caractéristiques de la barre, à savoir :

- Type de barre, section transversale de la barre (profil);
- Matériau, par défaut, défini pour le type de profilé sélectionné.

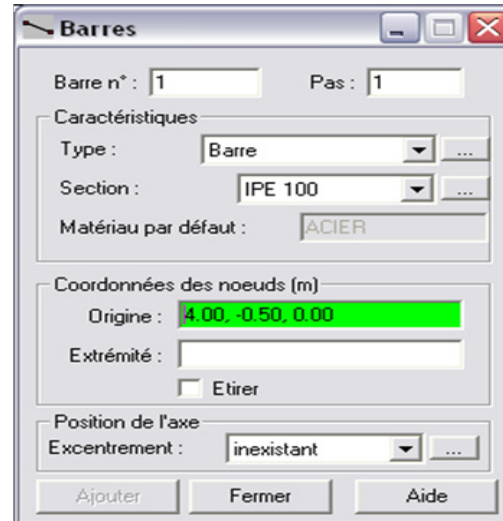


Figure 40: Modes de définition des barres.

VI.3.2.3. Définition des profils (coffrages des différentes barres) : (C)

Dans la boîte, vous pouvez :

- Sélectionner le type de section de la poutre (rectangulaire, en T, en I, en T asymétrique) et définir les dimensions de la section;
- Saisir le nom de la section ; par défaut, le logiciel saisit le nom de la section composé de lettres définissant le type de la section et les dimensions de la section transversale (cm);
- Sélectionner la couleur de la section;
- Donner le type de profilé poteaux BA ou poutres BA.

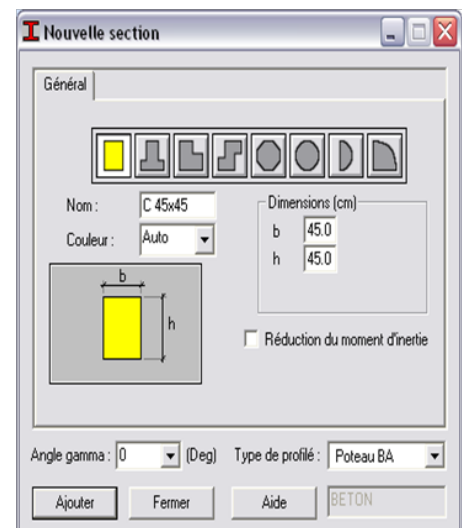


Figure 41: Fenêtre des profils.

VI.3.2.4. Affectation des sections :

Pour affecter les différentes sections (coffrage), sélectionner la structure soit comme AUTO CAD de gauche à droite, soit de droite à gauche, soit par élément, en utilisant les différents plans XY XZ YZ dans l'écran principal en haut à droite (D), pour changer l'orientation d'un ou plusieurs éléments, sélectionner puis cliquer sur (E).

VI.3.2.5. Saisie des panneaux : (F)

Pour saisir un voile (panneau) ou une dalle pleine, il ya plusieurs façons :

- Soit par panneau;
- Soit par poly ligne;
- Soit par rectangle.

VI.3.2.6. Saisie des épaisseurs :

La boîte de dialogue Épaisseurs EF (G) sert à affecter directement les épaisseurs aux éléments finis surfaciques (panneaux), elle comprend le champ de liste active, le champ de sélection actuelle (Panneaux) et les boutons standard (appliquer, fermer aide) ; le champ de liste active des épaisseurs EF contient les informations sur le nom et le type d'épaisseur.

Vous pouvez affecter un nom du voile

L'épaisseur, type de béton(Fc28).

Le coefficient K (élasticité de sol).

Pour les radiers souples (après).

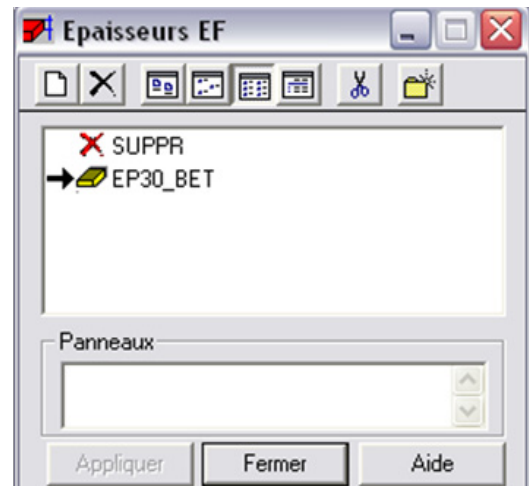


Figure 42: Fenêtre des profils.

VI.3.2.7. Affectation des épaisseurs :

REMARQUE : vous pouvez utiliser l'icône (H) dans le menu principal pour sélectionner, barre voile etc....

- Le type sélectionné vous pouvez;
- Le visualiser dans une autre fenêtre.

En cliquant sur (I) dans le menu.
Principale.

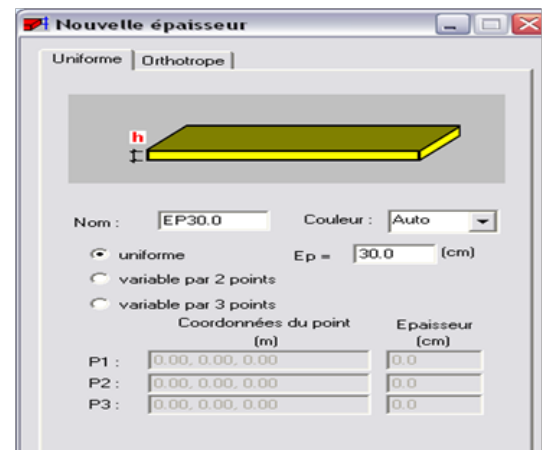


Figure 43: Saisie des nouvelles épaisseurs.

VI.3.2.8. Déclaration des cas de charges: (j)

- Nature : c'est le type de charge permanente ou Exploitation, etc....
- Numéro : est automatique par ordre de déclaration;
- Nom : donner un nom ex : G pour permanente et P pour exploitation après chaque déclaration.

Lorsque vous définissez la charge permanente, le poids propre s'affecte automatiquement à la structure.



VI.3.2.9. Affectation des charges : (K)

- Faire un choix pour la forme de la charge;
- Donner la valeur suivant Z;
- Cliquer à l'intérieur de la bande, appliquer ensuite, choisir les barres qui ont la même valeur déjà déclarée, cliquer une deuxième fois à l'intérieur de la bande blanche (les composantes des barres sélectionnées seront écrites).

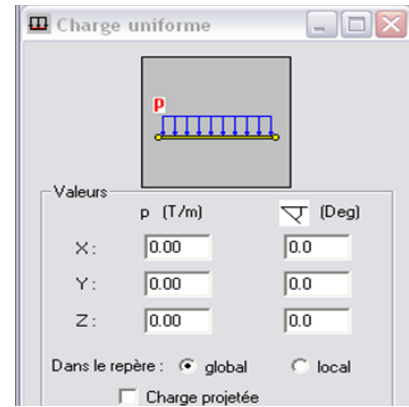


Fig 44 : affectation des charges.

VI.3.2.10. Conditions aux appuis : (P)

Sélectionner les points d'appui avec :

- Nœuds pour semelle sous poteaux;
- Ligne pour semelle sous voile;
- Surface pour radier.

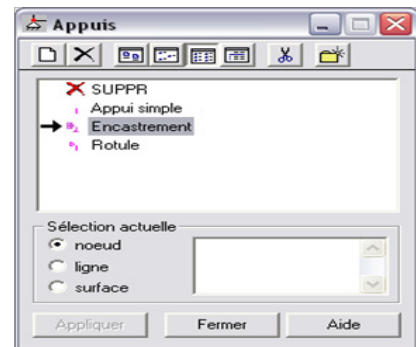


Figure 45: Modes des appuis.

VI.3.3. Analyse modale :

Pour l'analyse modale :

- il faut définir le nombre de modes, matrices de masse;
- cohérentes et négliger la densité (le poids propre a été définie par G);
- donner la valeur d'amortissement.

Pour le calcul modal il faut prendre compte de la masse. Pour convertir les charges en masse avec les coefficients concernés.



Figure 46 : paramètre analyse modale.

Vous pouvez lancer le calcul modal pour voir les périodes, les participations des masses, la masse totale de la structure.

Soit avec cette fenêtre, soit fermer et avec la souris cliquer sur l'icône dans la boîte principale (R).

VI.3.4. Analyse sismique :

- Choisir le règlement de calcul RPA99/2003;
- Choisir les coefficients des différents paramètres;
- Définir la direction EX ou EY.

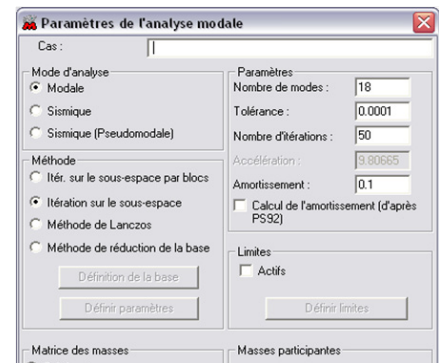


Figure 47: paramètre RPA99.

VI.3.5. Dimensionnement des semelles :

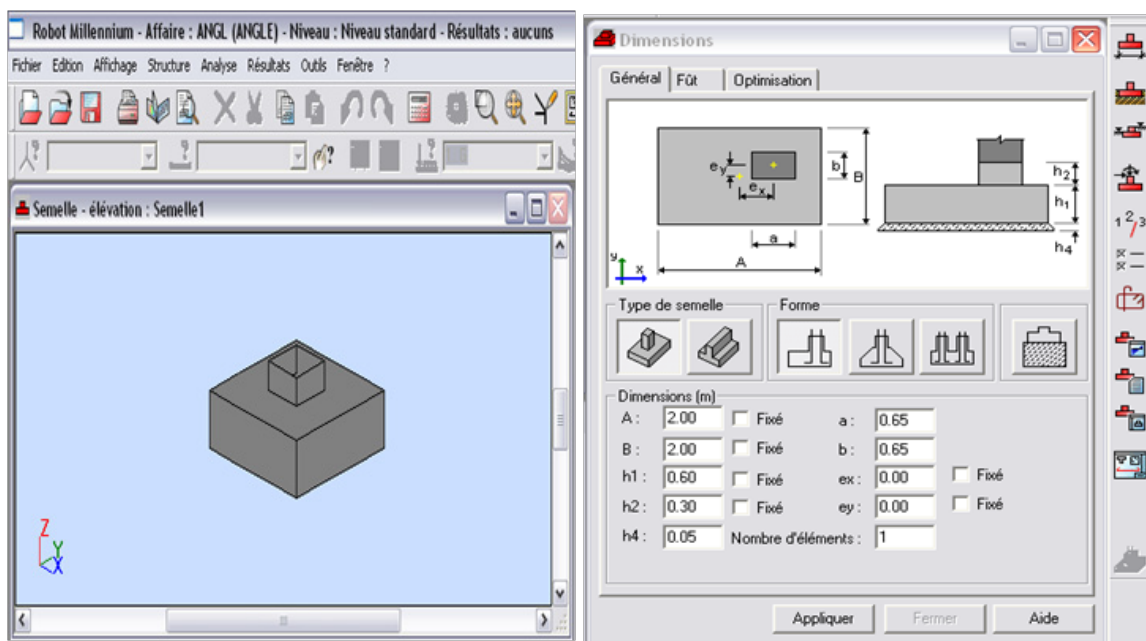


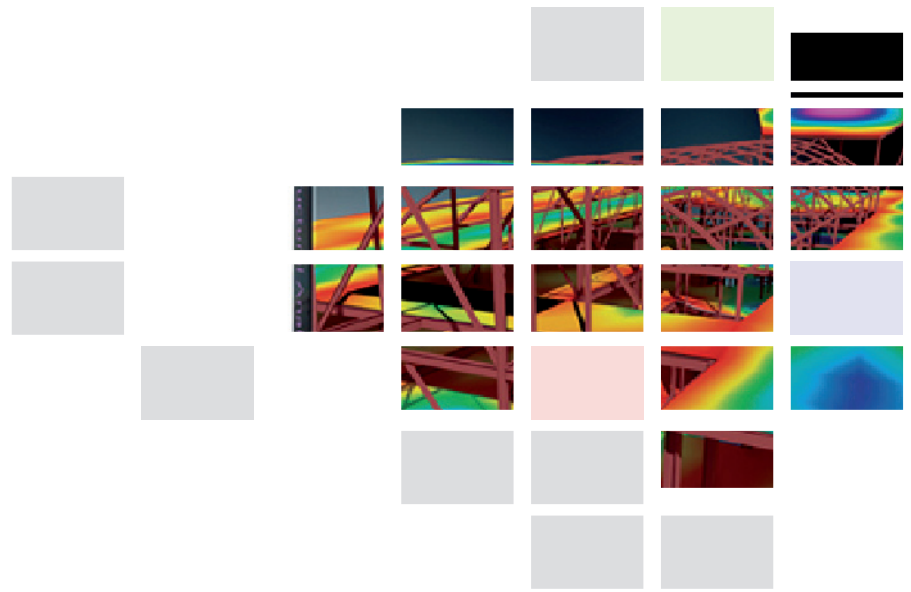
Figure 48: dimensionnement des semelles.

- ▶ Vous choisissez le type de semelles, vous pouvez attribuer des dimensions A et B le coffrage de poteaux a et b, h1 et h2;
- ▶ Vous remplissez les paramètres, la hauteur du terrain sur la semelle -*N1, la hauteur de fut Na et la base de la semelle Nf.

VI.4. CONCLUSION :

Ce chapitre nous a permis de présenter deux logiciels dédié aux problèmes géotechniques, qui vont être utilisé pour présenter les principales étapes de la modélisation:

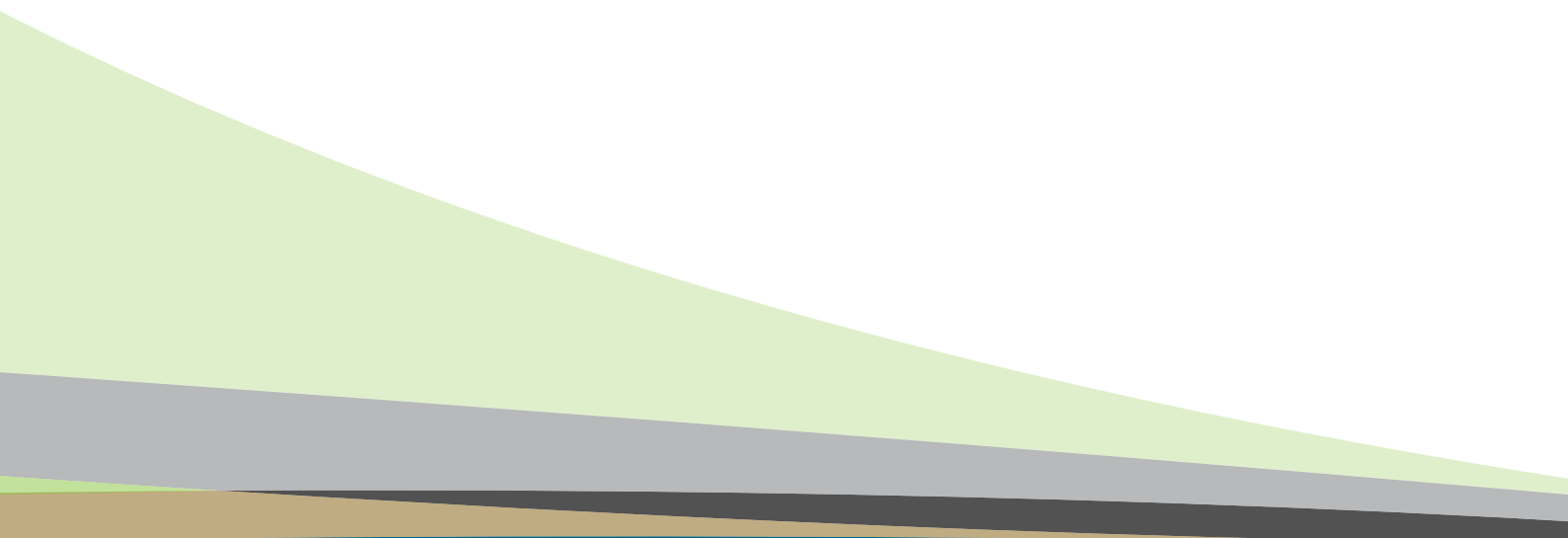
- Robot est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. permet de vérifier les résultats obtenus.
- PLAXIS destiné à l'analyse en deux dimensions des déformations et de la stabilité des ouvrages géotechniques.



CHAPITRE VII

CONCEPTION DE L'OUVRAGE

VII



VII.1. INTRODUCTION :

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

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

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

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

Ces actions extérieures se définissent en contraintes horizontales et verticales agissant sur la dalle et les parois moulées.

VII.2. LES PRESSIONS SOUTERRAINES :

À cause de l'importance de notre ouvrage souterraine, les parois moulées doivent rester au repos pour stabiliser le tunnel, pour celui-ci nous allons utiliser le coefficient de proportionnalité (coefficient de pression des terres au repos) : $K_0=1-\sin\phi$

Tableau 24: caractéristiques de différentes couches du sol.

	Remblais Rx	Argile QA	Marne QM	Sable Ts	Grès TG
Angle de frottement ϕ (degré)	25	25	0	33	37
Coefficient de repos K_0	0,577	0,577	1	0,455	0,398
Poids volumique spécifique (KN/m ³)	19,7	20,4	20,2	20,9	21,3

Nous allons calculer horizontalement et verticalement les contraintes totales (les couches de sols restent toujours saturées) au niveau des points des sondages de rives d'oued EL-HARRACH (S3+620 et S3+700), ainsi que au milieu de la rivière (S3+650), et choisir le point le plus défavorable qui est le point qui transmet le plus de charge en supposant que celui-ci indiquera la forme la plus rapproché du sol pour assurer les calculs.

Tout en sachant que les trois sondages ont la même altitude à +04m (NGA) et on considère que le niveau d'eau de la rivière est à +02m (NGA).

NB : au deuxième chapitre, dans la partie bibliographique est mentionné avec exactitude le comportement du sol de notre site.

**Sondage S3+620 :**

- **Charge horizontale :**

$$\bar{\sigma}_{+1.4} = (4-1,4)*19,70 = 51,22 \text{ kpa}$$

$$\bar{\sigma}_{-4} = (4+1,4)*20,20*1+29,553 = 138,633 \text{ kpa}$$

$$\bar{\sigma}_{-4.5} = (4,5+1,4)*20,20*1+29,553 = 148,733 \text{ kpa}$$

$$\bar{\sigma}_{-12.5} = (12,5-4,5)*20,90+148,733 = 315,933 \text{ kpa}$$

$$\bar{\sigma}_{-28.8} = (28,8-4,5)*20,90+148,733 = 656,603 \text{ kpa}$$

$$\bar{\sigma}_{-32} = (32-28,8)*21,30+379,813 = 447,973 \text{ kpa}$$

- **Charge verticale :**

$$\bar{\sigma}_{+1.4} = (4-1,4)*21,20 = 55,12 \text{ kpa}$$

$$\bar{\sigma}_{-4} = (4+1,4)*20,21+55,12 = 164,2 \text{ kpa}$$

Sondage S3+650 :

- **Charge horizontale :**

$$\bar{\sigma}_{-3.3} = (4+3,3)*19,70 = 143,81 \text{ kpa}$$

$$\bar{\sigma}_{-4} = (4-3,3)*20,20+82,978 = 97,118 \text{ kpa}$$

$$\bar{\sigma}_{-6.18} = (6,18-3,3)*20,20+82,978 = 141,154 \text{ kpa}$$

$$\bar{\sigma}_{-12.5} = (12,5-6,18)*20,90+141,154 = 273,242 \text{ kpa}$$

$$\bar{\sigma}_{-28.1} = (28,1-6,18)*20,90+141,154 = 599,282 \text{ kpa}$$

$$\bar{\sigma}_{-32} = (32-28,1)*20,90+349,602 = 431,112 \text{ kpa}$$

- **Charge verticale :**

$$\bar{\sigma}_{-3.3} = (4+3,3)*19,70 = 143,81 \text{ kpa}$$

$$\bar{\sigma}_{-4} = (4-3,3)*20,2+143,81 = 157,95 \text{ kpa}$$

Sondage S3+700 :

- **Charge horizontale :**

$$\bar{\sigma}_{-4,00} = (4+4)*19,70 = 90,935 \text{ kpa}$$

$$\sigma_{-9,4} = (9,4+4)*19,70 = 263,98 \text{ kpa}$$

$$\sigma_{-12,5} = (12,5-9,4)*20,20+152,316 = 217,106 \text{ kpa}$$

$$\sigma_{-14,95} = (14,95-9,4)*20,20+152,316 = 264,426 \text{ kpa}$$

$$\sigma_{-31,1} = (31,1-14,95)*20,90+264,426 = 601,916 \text{ kpa}$$

$$\sigma_{-32} = (32-31,1)*20,90+418,004 = 436,814 \text{ kpa}$$

• **Charge verticale :**

$$\sigma_{-4} = (4+4)*19,70 = 157,6 \text{ kpa}$$

remarque :

Dans le cas ou les sol saturè les contraintes horizontales ègales aux contraintes verticales.

Analyse de l'application des points de sondage au sol :

afin de distinguer le point de sondage le plus défavorable horizontalement, on représente le graphe suivant :

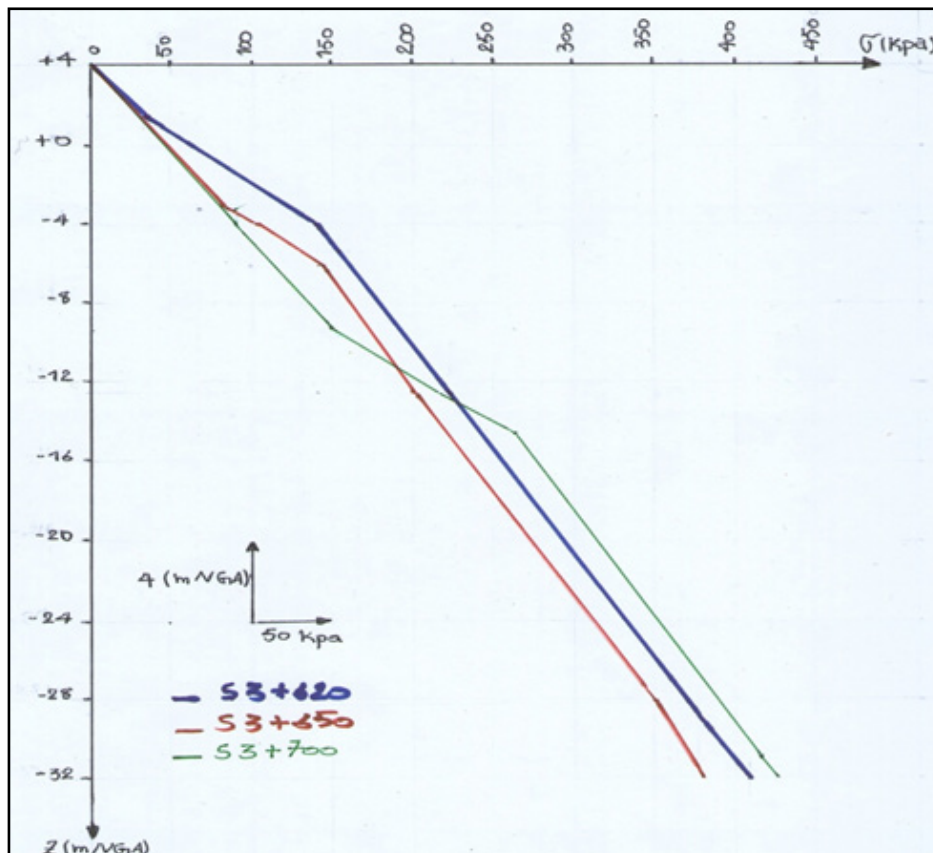


Figure 49 : Contraintes horizontales en fonction de la profondeur.

On remarque que le sondage (S3+620) possède une grande charge en profondeur jusqu'à -14m (NGA). A partir de cette profondeur, le sondage (S3+700) se montre le plus défavorable jusqu'au fond.

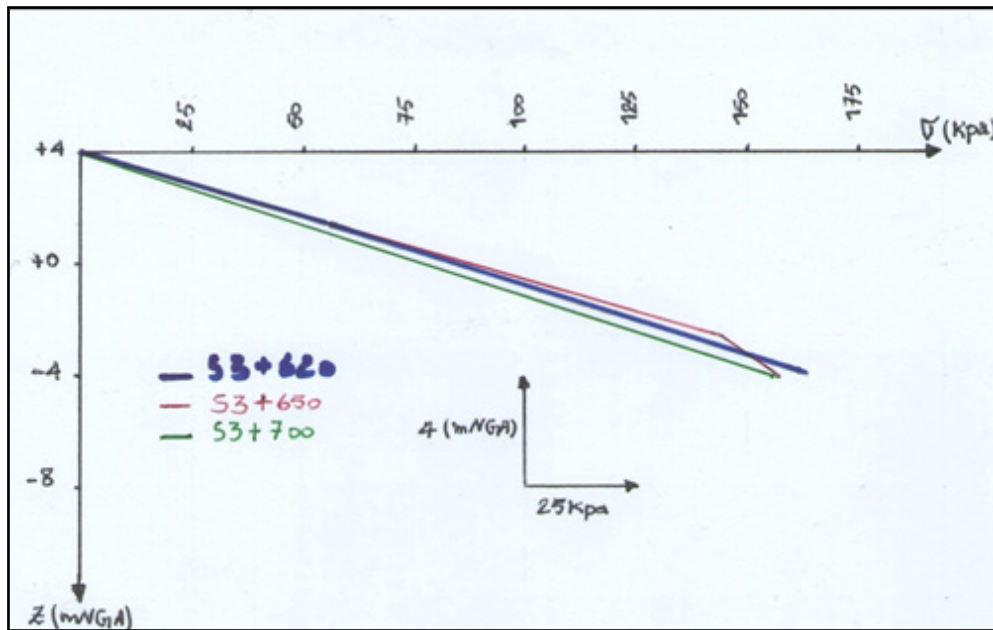


Figure 50 : Contraintes verticales en fonction de profondeur.

On peut remarquer que les charges obtenues par le sondage S3+620 sont plus grandes par rapport aux autres sondages, donc le plus défavorable.

Au bout du compte, et après comparaison, le sondage (S3+620) s'avère le plus crédible au calculs attendus.

VII.3. ETUDES DES CHARGES AGISSANTES SUR LE TUNNEL :

Le poids propre de la structure telle qu'elle est définie comme suite:

- Béton armé $\gamma=30 \text{ KN/m}^3$;
- Béton non armé $\gamma=23 \text{ KN/m}^3$;
- Acier $\gamma=78,5 \text{ KN/m}^3$.

VII.3.1. Caractéristiques des matériaux :

- Béton : $f_{c28} = 35,00 \text{ (MPa)}$ Densité = $2501,36 \text{ (kG/m}^3)$;
- Aciers longitudinaux : type HA 400 $f_e = 400,00 \text{ (MPa)}$;
- Aciers transversaux : type HA 400 $f_e = 400,00 \text{ (MPa)}$;
- Age du béton au chargement : 28 ;
- Coefficient de comportement: $q = 2,50$.

	Paroi moulée	Mur interne	Dalle	Radier
Longueur (m)	28,00	6,50	12,70	10,70
Largeur (m)	1,00	1,00	1,00	1,00
Épaisseur (m)	1,00	0,75	1,00	1,00

On a fait les calculs en considérant que largeur des éléments structuraux a de 1,00 mètre linéaire

VII.3.2. Etude statique :

VII.3.1.1. Charge permanente :

La charge permanente notée souvent par G, et qui couvre le poids des terres ainsi que la poussée hydrostatique.

Dans notre cas, la charge permanente s'agit des couches de sols à partir de -03m de profondeur jusqu'au fond. Aussi ça permet de couvrir tout l'ouvrage vu que ce dernier est à -04m de profondeur, et en dessous de la charge hydro-statique qui est de 05m de hauteur.

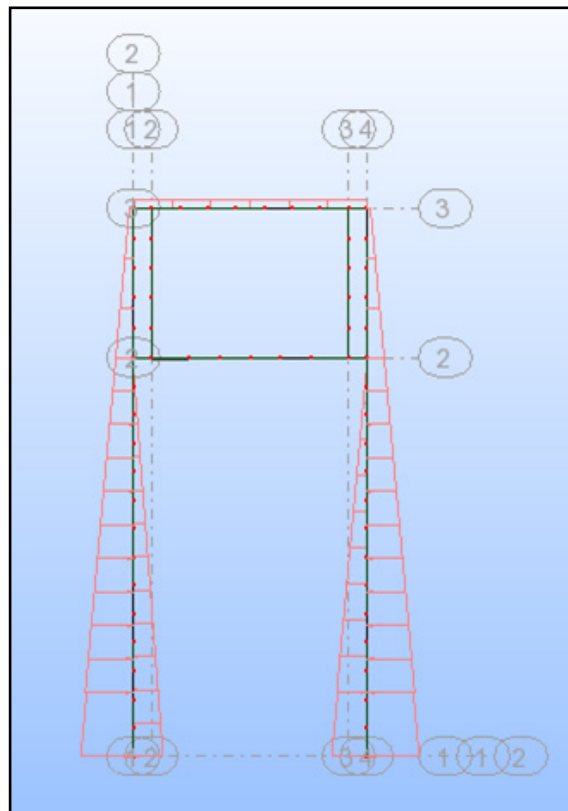


Figure 51 :charges permanentes soumises par le sol.

VII.3.1.2. Charge exploitation:

Actions variables des charges d'exploitations notée par Q.

Au cours des travaux on doit ajouter un remblai jusqu'au niveau +4,00 m (NGA) dont une densité de 19,7 (KN/m³).

La charge d'exploitation s'agit de la couche de remblai ajoutée jusqu'à +04m de hauteur à la structure, comptabilisé à celle de la voie ferrée du métro localisée au milieu du tunnel à 6.5m de largeur qui soumis une charge de 40KN/m², et aussi celle des deux quais dont la dimension est 2.25m qui soumis une charge de 6KN/m². La somme des deux dernières charges mentionnées est exercées sur le radier, contrairement à la charge de la couche de remblai qui est provisoir pour faciliter la mobilisation des engins et la souplesse des taches à accomplir s'exerce sur la dalle.

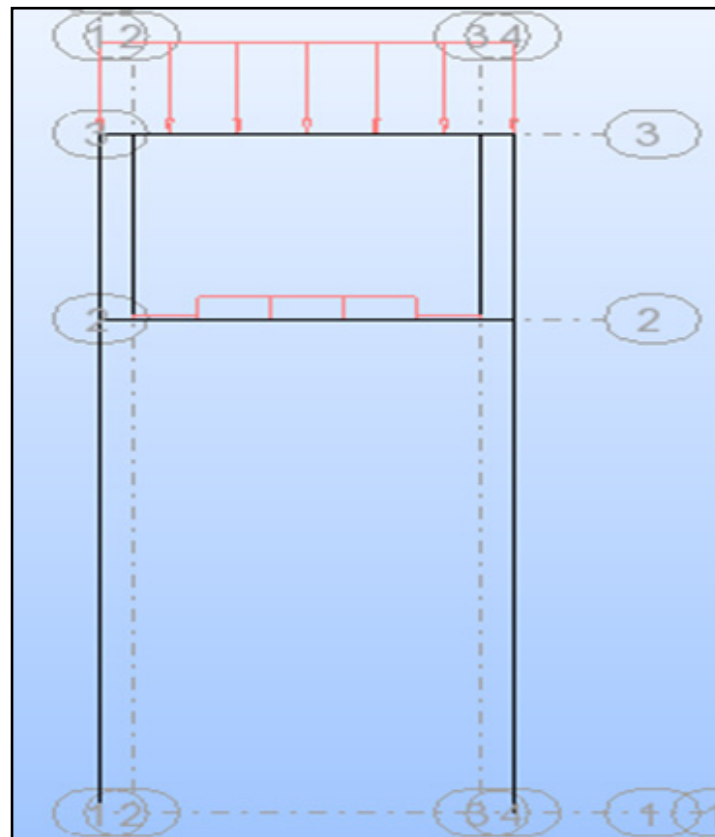


Figure 52 :charges exploitations soumises par le sol.

VII.3.2. ETUDE DYNAMIQUE E:

L'action sismique à prendre en compte dans les calculs d'un ouvrage peut être considérée comme composée :

- Les déformations ou déplacements imposée à l'ouvrage par les mouvements différentiels du sol résultant de la propagation des ondes ; déplacements et déformations sont considérés comme appliqués de façon statique;
- Des surpressions dynamiques exercées sur l'ouvrage par l'eau des terrains encaissants;

Les données dynamiques saisies nécessairement au logiciel pour considérer les charges dynamiques dans les calculs sont définies comme suite:

- Alger : Zone III, très élevée ;
- Importance de l'ouvrage :Stratégique, Groupe 1 ;
- Coefficient d'accélération $A=0,4$ de la zone.

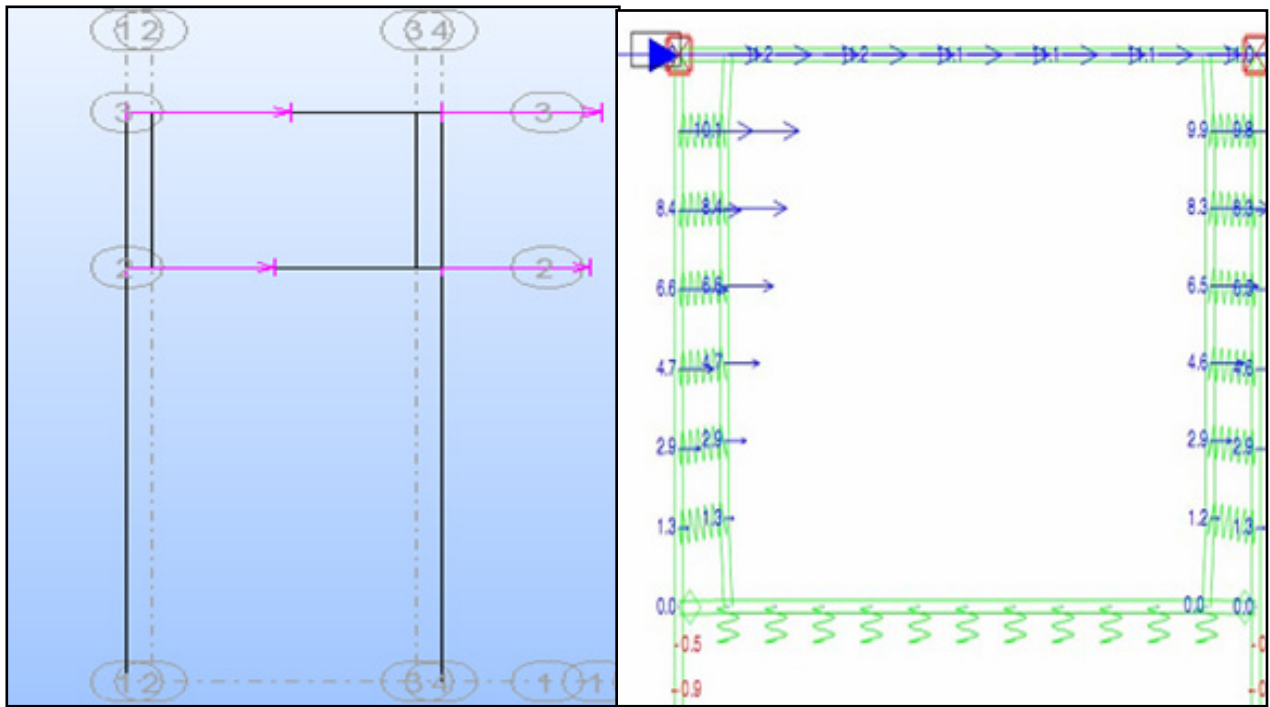


Figure 53 :charge sismique sous forme de déformation.

VII.4. COMBINAISONS D’ACTIONS :

Les combinaisons d’actions à considérer pour la détermination des déformations et sollicitations de calcul sont les combinaisons accidentelles représentées symboliquement comme suit :

$$G + E + \omega_{11} Q_1 + \sum_{i>1} \omega_{2i} Q_i$$

Avec les notations symboliques suivantes :

E : l’action sismique calculée ;

G : poids mort et actions permanentes de longue durée le cas échéant ;

ω_{11} : la valeur fréquente d’une des actions variables d’exploitation ;

$\omega_{11} = 0,2$ pour les tunnels routiers urbains ;

$\omega_{11} = 0,3$ pour les tunnels ferroviaires ;

$\omega_{11} = 0$ pour les autres cas.

ω_{2i} : la valeur quasi permanente des autres actions variables ;

$\omega_{2i} = 0,6$ Charge constituée par des personnes en grand nombre ;

$\omega_{2i} = 1,0$ Charge constituée par des objets entreposés pour une longue durée.



Les charges statiques et dynamiques qui ont été saisies dans le logiciel et la combinaison mentionnée précédemment nous ont permis de déterminer les caractéristiques des éléments qui forme la structure du tunnel tel que la paroi moulée, le mur interne, la dalle supérieure et le radier.

En dépit de toutes les précautions déjà prises, une vérification selon l'état limite ultime ELU et l'état limite de service ELS s'impose, la satisfaction de ces hypothèses nous ont fait atteindre aux résultats de ferrailage obtenus dans les deux tableaux suivants :

Tableau 25 : Armatures horizontale.

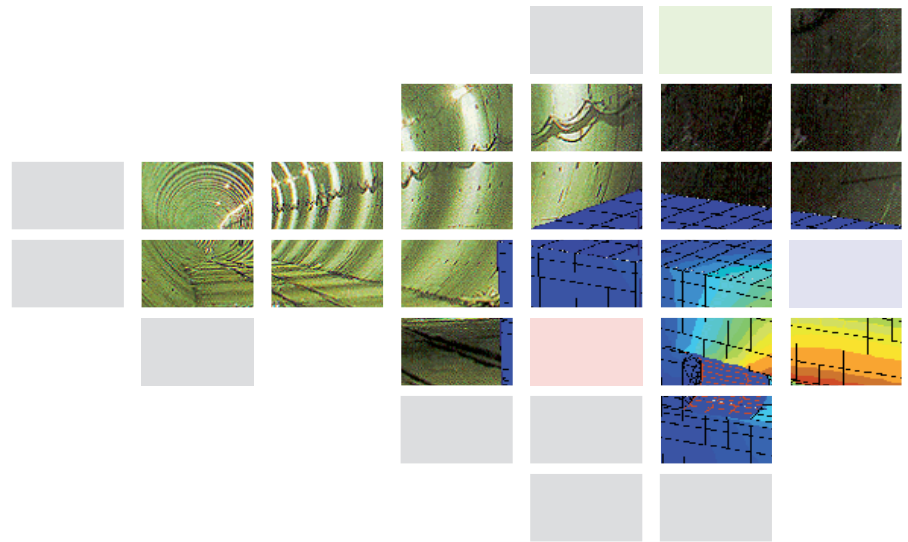
	Paroi moulée	Mur interne	Dalle	Radier
Diamètre d'armature (mm)	16	14	28	28
Espacement (m)	0,33	0,30	0,25	0,25
Nombre d'armature	12	6	8	8

Tableau 26 : Armatures verticale.

	Paroi moulée	Mur interne	Dalle	Radier
Diamètre d'armature (mm)	25	16	18	0,25
Espacement (m)	0,40	0,30	0,25	18
Nombre d'armature	10	18	62	56

VII.5 Conclusion :

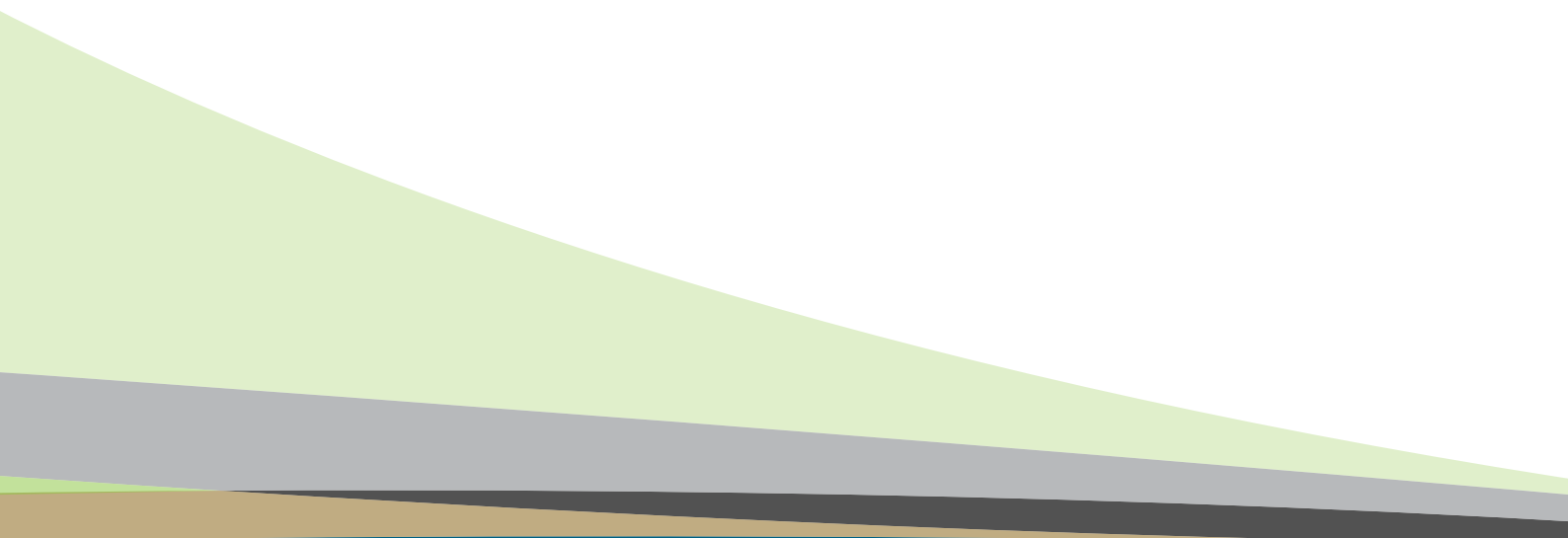
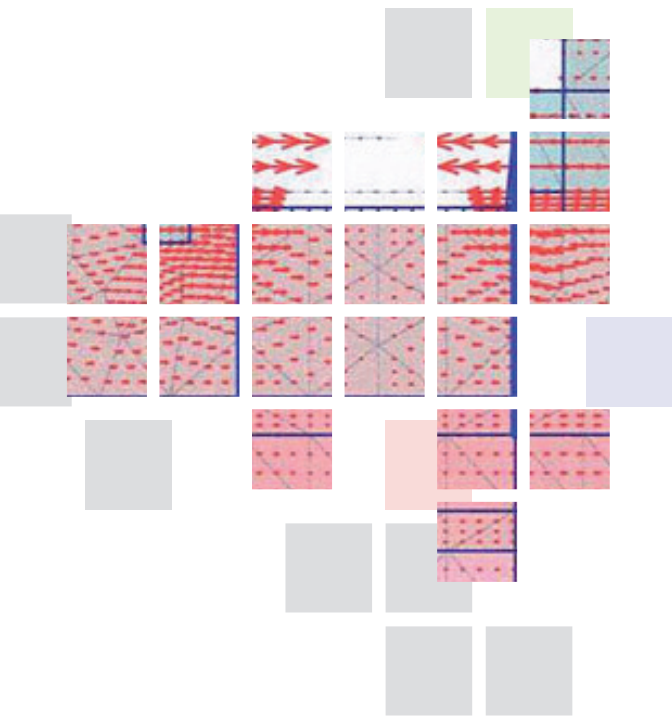
Ce n'est que l'envergure, l'emplacement et l'importance du projet qui nous ont poussé à maximiser de vigilance et de précision en considérant avec une haute importance les calculs pour les coefficients de sécurité et exécuter les tâches avec délicatesse.



CHAPITRE VIII

VÉRIFICATION DE STABILITÉ
DE LA STRUCTURE

VIII



VIII.1 INTRODUCTION :

Pour que le logiciel PLAXIS puisse faire les calculs correctement et complètement, on doit lui saisir toutes les données du projet suivantes :

VIII.2. HYPOTHESES ET GEOMETRIE :

- Les déformations sont considérées comme planes ;
- Les ouvrages sont modélisés comme des éléments plaques (paroi moulée, palplanches, radier, etc.) ou barres (butons) ;
- Mettre d'une interface entre les ouvrages et le sol ;
- Définition des conditions aux limites ;
- Rabattement hydrostatique (rabattement avant chaque excavation) ;
- Modélisation des butons.

VIII.3. LA GEOMETRIE DU MODELE :

La géométrie de l'ouvrage est considérée en (2D) : 50 m de largeur sur 44 m de profondeur. Ce modèle est représenté sur la figure

Les conditions aux limites sont choisies par défaut

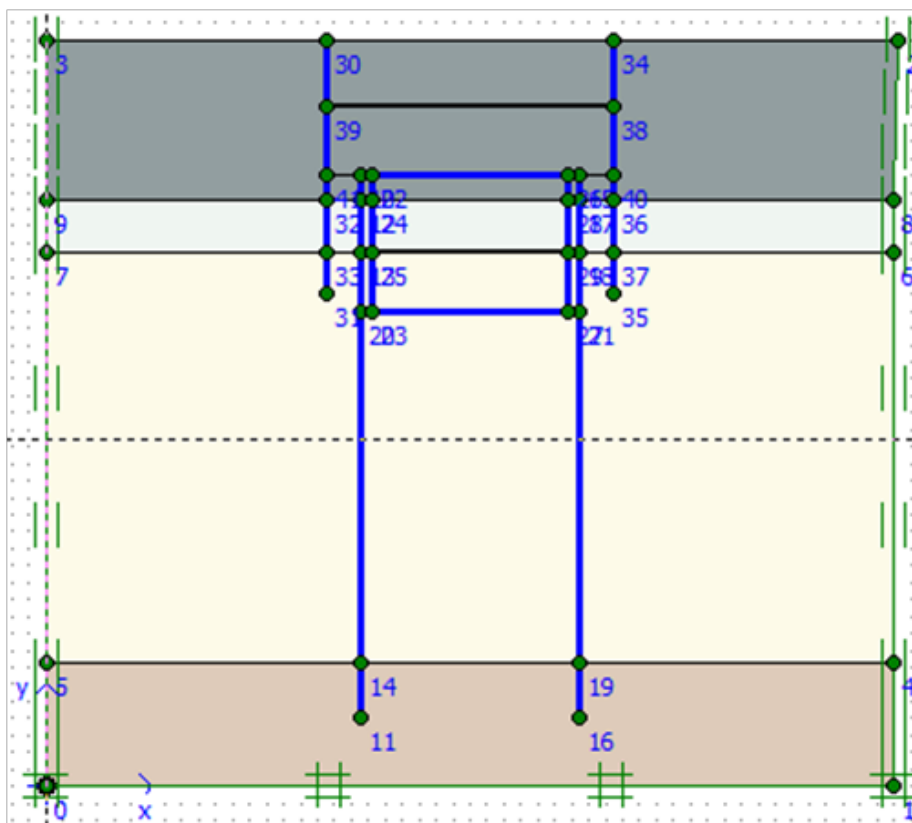


Figure 54 : Génération de la géométrie du modèle.

Quatre couches de sol composent la géologie du site :

- Une couche de remblai en surface de 2,60 m de profondeur;
- Une couche de marne de 5,90 m d'épaisseur;
- Une couche de sable de 24,30 m d'épaisseur;
- Une couche gréseuse imperméable de 11,20 m d'épaisseur.

VIII.4. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :**VIII.4.1. Éléments structuraux :**VIII.4.1.1. Caractéristiques de la palplanche :**Tableau 27 : Caractéristiques du rideau de Palplanche.**

Paramètre	Nom	Valeur	Unité
Type de comportement	Types de matériaux	Elastique	-
Rigidité Normale	EA	$3,44. 10^6$	KN
Rigidité à la flexion	EI	$4,935.10^4$	KN.m
Epaisseur Equivalente	d	0,415	m
Poids	w	1,29	KN
Coefficient de poisson	v	0,3	-

VIII.4.1.2. Caractéristiques de la paroi moulée :**Tableau 28 : Caractéristiques de la paroi moulée.**

Paramètre	Nom	Valeur	Unité
Type de comportement	Types de matériaux	Elastique	-
Rigidité Normale	EA	$1,03. 10^7$	KN
Rigidité à la flexion	EI	$6,984.10^5$	KN.m
Epaisseur Equivalente	d	0,9	m
Poids	w	7,2	KN
Coefficient de poisson	v	0,2	-

VIII.4.1.3. Caractéristiques de la paroi interne :**Tableau 29 : Caractéristiques de la paroi interne.**

Paramètre	Nom	Valeur	Unité
Type de comportement	Types de matériaux	Elastique	-
Rigidité Normale	EA	$5,365. 10^6$	KN
Rigidité à la flexion	EI	$3,147.10^5$	KN.m
Epaisseur Equivalente	d	0,839	m
Poids	w	4,9	KN
Coefficient de poisson	v	0,2	-

VIII.4.1.4. Caractéristiques de la dalle :**Tableau 30 : Caractéristiques de la dalle.**

Paramètre	Nom	Valeur	Unité
Type de comportement	Types de matériaux	Elastique	-
Rigidité Normale	EA	$6,898.10^6$	KN
Rigidité à la flexion	EI	$2,069.10^5$	KN.m
Epaisseur Equivalente	d	0,6	m
Poids	w	4,8	KN
Coefficient de poisson	v	0,2	-

VIII.4.1.5. Caractéristiques du radier :

Tableau 31 : caractéristiques du radier.

Paramètre	Nom	Valeur	Unité
Type de comportement	Types de matériaux	Elastique	-
Rigidité Normale	EA	4,457.10 ⁶	KN
Rigidité à la flexion	EI	1,845. 10 ⁶	m
Epaisseur Equivalente	d	0,705	KN
Poids	w	4,6	KN
Coefficient de poisson	v	0,2	-

VIII.4.2. Caractéristiques des couches de sols et des interfaces :

Les caractéristiques des couches de sol et des interfaces sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 32 : Caractéristiques des couches de sols et des interfaces.

Paramètres	Désignation	Remblai	Sable	Argile	Grès	Marne	Unité
Modèle type	Modèle	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	-
Type de comportement	Type	Drainé	Drainé	Drainé	Drainé	Non Drainé	-
Poids volumique sec	Yunsat	18	17.5	16.7	18 ,5	16.4	kN/m ³
Poids volumique saturé	Ysat	19,7	20,9	20.4	21,3	20.2	kN/m ³
Perméabilité horizontale	K _x	24	8,4	2.692	0,00432	0.00432	m/jour
Perméabilité verticale	K _y	8	1,1	0,9	0,00432	0.00432	m/jour
Module	E _{ref} ,	25000	30000	26400	41910	54000	kN/m ²
Coefficient de Poisson	N	0.37	0.4	0.4	0,45	0.35	-
Terme de Cohésion	C _{ref}	1	5	7.5	1	80	kN/m ³
Angle de frottement	tP	25	33	23.5	38	0	degré
Angle de dilatance	Ψ	0	0	0	0	0	degré



Facteur de rigidité	Rinter	0.3	0.3	0.3	0.2	0.09	--
Perméabilité de l'interface	Perméabilité	Imperméable	Imperméable	Imperméable	Imperméable	Imperméable	

VIII.5. GENERATION DU MAILLAGE :

Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 273 éléments et le nombre des nœuds est de 2581noeuds.

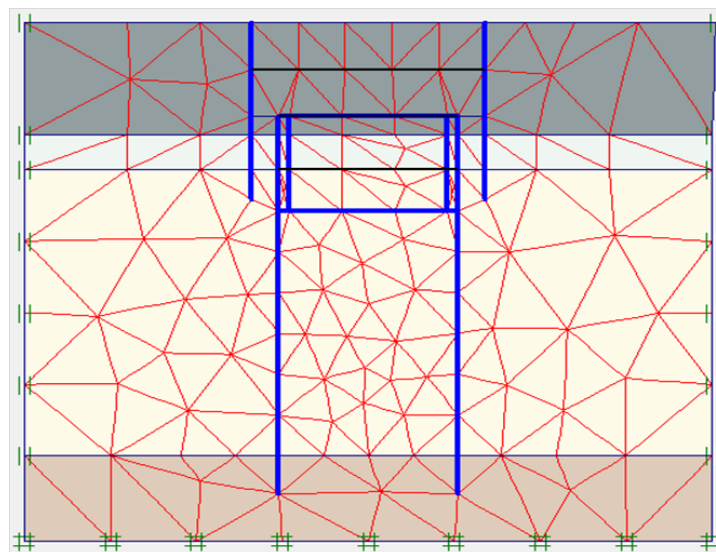


Figure 55 : Maillage du projet.

VIII.6. CONDITIONS INITIALES :

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes effectives initiales.

VIII.6.1. Conditions hydrauliques :

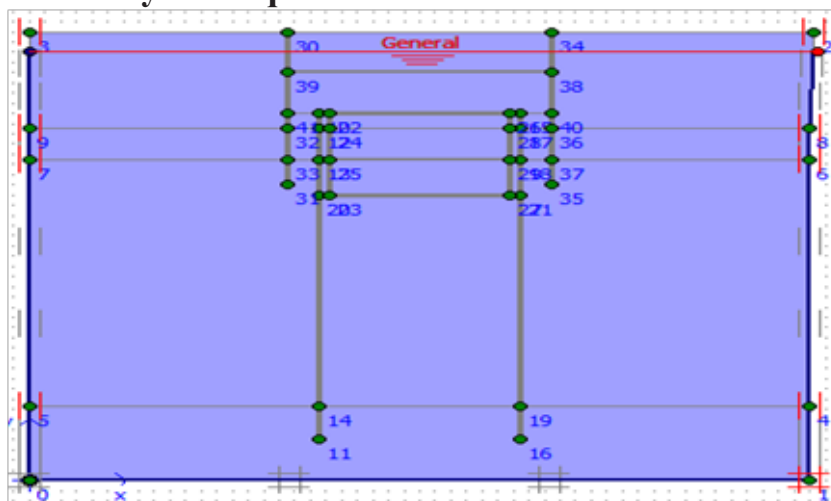


Figure 56 :Génération de la nappe phréatique.

Le niveau de la nappe phréatique initiale est à +2,0 m (NGA). D'autre part, on place des frontières imperméables en bas du modèle (présence d'une couche gréseuse imperméable).

VIII.6.2. Contraintes initiales

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments structuraux. On génère alors les contraintes initiales en changeant les valeurs de k_0 , puisque la valeur par défaut de k_0 est proposée automatiquement d'après la formule de Jaky.

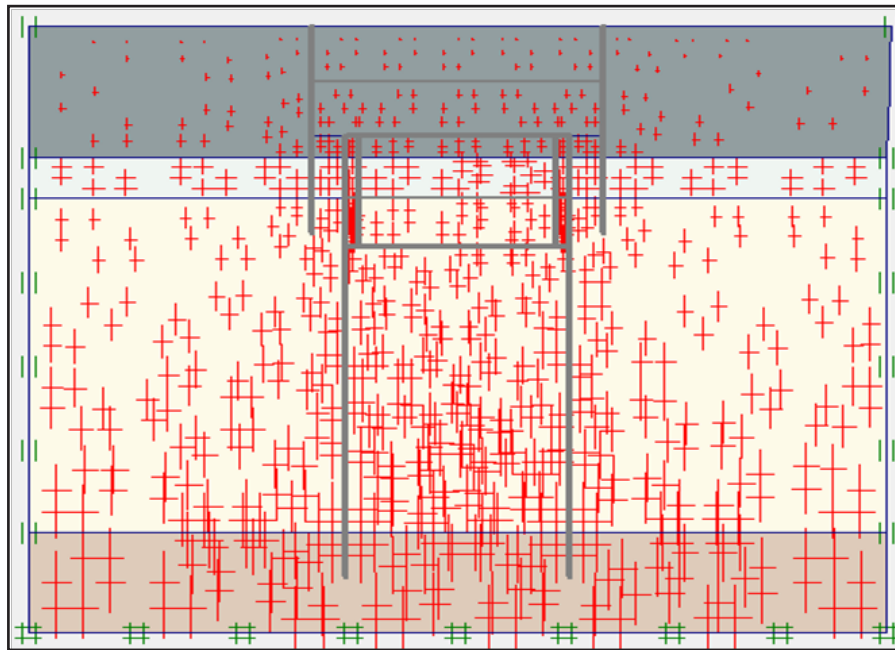


Figure 57 : Génération des contraintes initiales.

VIII.6.3. Procédure de calculs :

Le calcul du modèle de référence est défini en 8 phases dans l'ordre croissant en passant par trois phases d'excavations comme suit :

- Phase 0 : Initiation des contraintes, on détermine les contraintes effectives initiales ;
- Phase 1 : Mise en place du soutènement provisoire du tunnel (palplanches) : définir une nappe phréatique fictive pour les éléments à l'intérieur du tunnel pour permettre d'annuler les pressions interstitielles dans ces éléments ;
- Phase 2 : On effectue la première excavation jusqu'à une profondeur de 4m et on met en place le premier butons à 2 m ;
- Phase 3 : On poursuit l'excavation jusqu'à 8m de profondeur et on active le deuxième butons puis rabattre encore la nappe ;
- Phase 4 : activation de la paroi moulée ;
- Phase 5 : creusement entre la paroi moulée jusqu'au niveau -13m (NGA);
- Phase 6 : activation du radier ;
- Phase 7 : activation de la dalle de couverture ;
- Phase 8 : activation des murs internes.

VIII.7. PRINCIPAUX RESULTATS :

On s'intéressera à trois types de déformations:

1. Gradient hydraulique
2. Déformation du maillage.
3. Déformation des éléments structuraux indiquée par :
 - La courbe de déplacement;
 - La courbe de l'effort tranchant;
 - La courbe du moment;
 - La courbe de l'effort normal.

VIII.7.1. Gradient hydraulique :

Le gradient hydraulique maximal $i=3/10$ ce qui nous donne un facteur de sécurité $F_s=3,33$

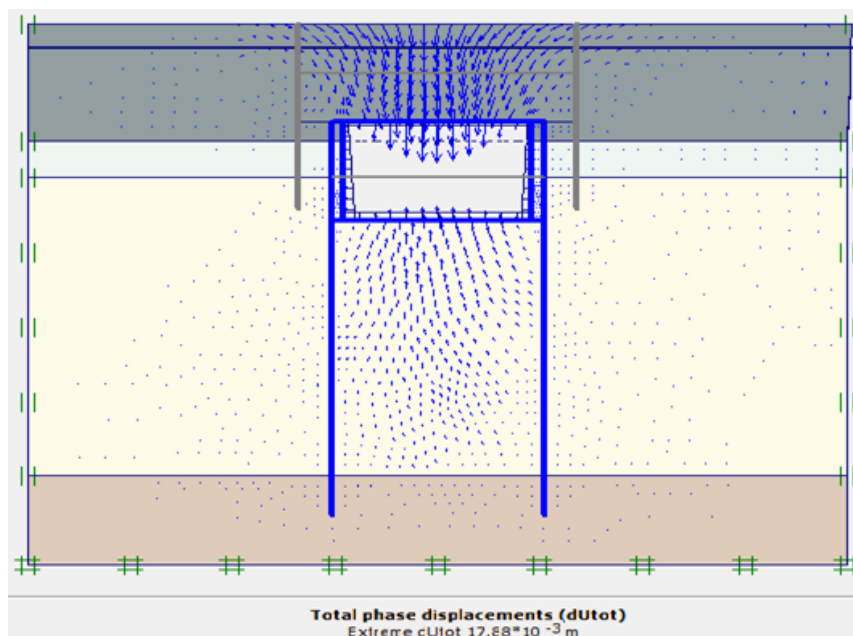
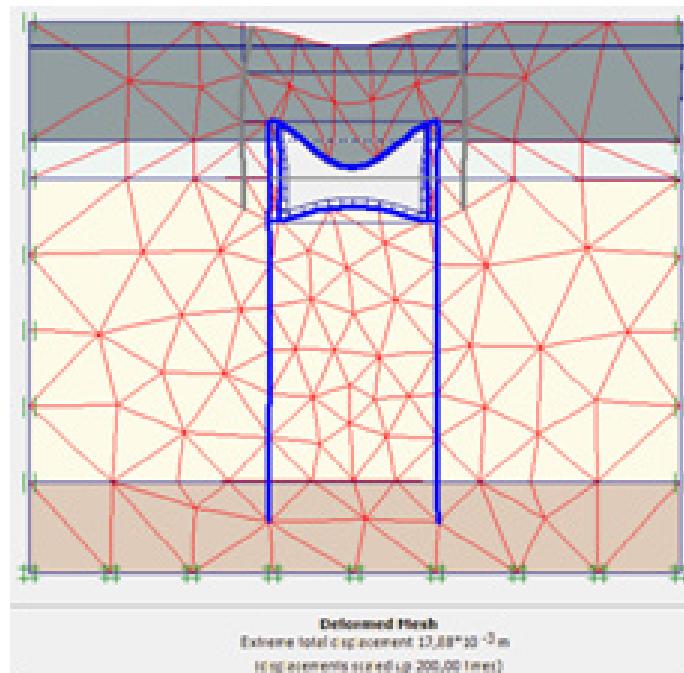


Figure 58 : Gradient hydraulique maximal $i = 3/10$.

VIII.7.2. Déformation du maillage et des éléments structuraux:

La déformation du maillage et des éléments structuraux est représentée sur la figure VIII.5. On note un déplacement total maxima de $17,88.10^{-3}m$.

Figure 59 : Phase 3 Déformation du maillage ($\times 50$).

VIII.7.3 :Récapitulatif des résultats :

Tableau 33 :Récapitulatif des résultats

Elements		Palplanche	Paroi moulée	Paroi interne	Dalle	Radier
Déplacement (m)	totale	$1,14 \times 10^{-3}$	$0,81 \times 10^{-2}$	$0,93 \times 10^{-2}$	$17,95 \times 10^{-2}$	$6,01 \times 10^{-2}$
	horizontale	$1,11 \times 10^{-3}$	$0,78 \times 10^{-2}$	$0,92 \times 10^{-2}$	$0,478 \times 10^{-2}$	$0,38 \times 10^{-2}$
	verticale	$0,27 \times 10^{-3}$	$0,22 \times 10^{-2}$	$0,47 \times 10^{-2}$	$17,95 \times 10^{-2}$	6×10^{-2}
Effort (KN/ml)	normale	45,03	256,79	489,35	432,54	299,17
	tranchant	3,44	79,01	288,18	556,44	392,95
Moment (KN/m/ml)		4,58	211,70	478,20	827,31	387,62

VIII.8 ANALYSE DE LA LIQUEFACTION SISMIQUE :

VIII.8.1 Introduction :

Le terme liquéfaction est utilisé pour d'écrire ce processus de perte de résistance de tels sols, avec comme conséquence la manifestation des ruptures superficielles, l'affaissement ou effondrement de la surface.

La liquéfaction correspond à un processus de perte de résistance au cisaillement au cours duquel un cumul de pressions interstitielles se manifeste à travers les cycles de la sollicitation sismiques. On se propose d'analyser le mécanisme de déclenchement de la liquéfaction sous une optique pratique, tout en omettant la présentation des conditions.

VIII.8.2 Susceptibilité des sols a la liquéfaction :

Les critères relèvent de l'empirisme. Du fait qu'ils reflètent un contexte géotechnique local, ils varient d'une région à l'autre. Ce fait se traduit par une différence des textes réglementaires décrivant les sols liquéfiables.

Les principaux critères de susceptibilité comportent l'origine et l'âge géologique de site, la teneur en fines et l'indice de plasticité, la saturation par l'eau interstitielle, la profondeur du matériau et enfin la résistance a la pénétration.

VIII.8.3 Les conditions de liquéfaction :

- La teneur en particules fines FC(%), c'est-à-dire la teneur engrains ayant une taille inférieure à 74-80 μm . On retient par expérience des séismes antérieurs, un seuil de 35% au-delà duquel, ne se manifeste pas;
- L'indice de plasticité : les sols ayant une limite de liquidité ω_L plus grand que 35 % et une teneur en eau ω_S plus petite que $0.9 \cdot \omega_L$ et un diamètre D_{15} inférieur à 5 μm ne se liquéfient pas;
- Le degré de saturation minimal de 80-85 % présente une condition nécessaire à la liquéfaction. (PS-92) si le sol sableux et saturé avec le coefficient d'uniformité C_u inférieur à 15 et D_{50} entre 0.05 et 1.5 mm, soumis à une contrainte effective à 200-300 kpa selon la zone sismique.

Note :

Si au moins trois de ces critères montrent que la liquéfaction est faiblement probable, ceci dispense de mener une analyse du potentiel de liquéfaction.

VIII.8.4 Aspects de la liquéfaction sismique :

Se traduit par une perte de la résistance ou cisaillement et une dégradation des propriétés mécaniques du matériau sol, ce qui revêt des aspects divers et des formes des fois spectaculaires lors d'une sollicitation sismique.

Les plus couramment rencontrés lors des séismes :

- Perte de capacité portante du sol de fondation ;
- Glissement des terrains en pente ;
- Ruptures superficielles sous forme de fissures, ou étalement latéral ;
- Développement des forces de poussées ;
- Soutènement des ouvrages enterrés et ruptures des canalisations ;
- Affaissement ou effondrement en surface du sol.

Méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction :

La littérature est riche d'une diversité d'approches se proposant d'évaluer le risque de liquéfaction, qu'on peut subdiviser en trois grandes catégories :

- Méthodes d'analyse globale;
- Méthodes d'analyse couplée;
- Méthodes d'analyse semi-couplée.



Renforcement des sols liquéfiables :

Les différentes méthodes d'analyse du risque de liquéfaction se basent sur la notion du facteur de sécurité locale, à une profondeur donnée. En outre, une analyse globale de potentiel de liquéfaction est menée.

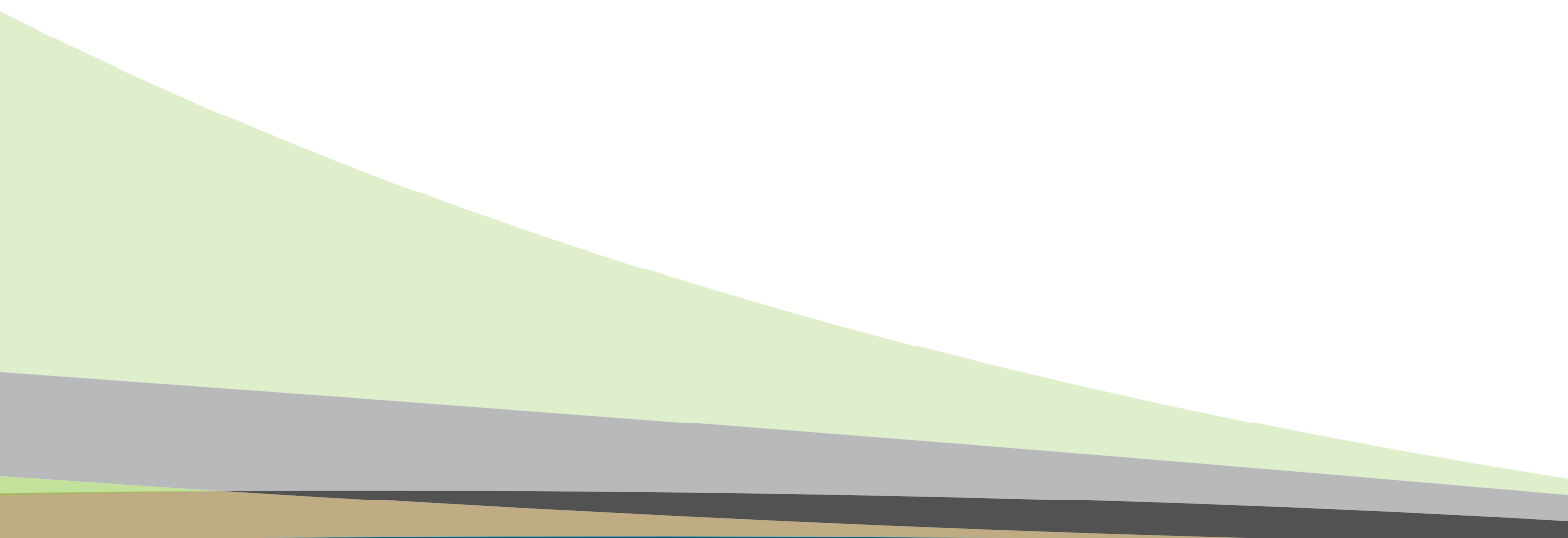
En cas où l'analyse conduit à des coefficients de sécurité jugés inadmissibles, et s'il est impératif de construire sur un tel site, on peut penser à renforcer la résistance au cisaillement cyclique, en agissant en générale que 4 facteurs clefs régissant le phénomène de l'liquéfaction :

- Densité du sol;
- Conditions de drainage;
- Contrainte effective;
- Caractéristiques mécaniques du sol.

VIII.8 CONCLUSION :

La structure obtenue au bout des travaux précédents suivie de son application au logiciel PLAXIS, on constate que le tassement ainsi que toutes les déformations sont négligeables et mentionnés dans le tableau 33 ci dessus dans lequel les efforts déterminés nous ont été indispensables à la stabilité de l'ouvrage contre les différentes pressions telle que la pression hydrostatique et les charges soumises par le sol, même au cas de catastrophe accidentelle quelconque.

CONCLUSION GENERALE





CONCLUSION GENERALE

Les travaux présentés dans ce mémoire ont été initiés dans le but d'améliorer nos connaissances dans l'un des domaines du génie civil à savoir les ouvrages souterrains. Cela nous a permis de connaître les différentes étapes de réalisation d'un tunnel, ainsi que les différents problèmes que l'on peut rencontrer. Les riches connaissances que l'on a pu récolter sont structurées en deux parties :

- Bibliographique, semblable au Métro d'Alger, en commençant par une présentation sur les tunnels, qu'on s'est au préalable pris plaisir d'étudier... Nous nous sommes penchés sur la reconnaissance du site, afin d'évaluer une étude géologique et hydrogéologique. Les différents sondages effectués ainsi que toutes les caractéristiques géotechniques des différentes couches. Puis l'évaluation sur les creusements et de soutènements, ainsi que leurs méthodes d'exécutions, tout on prévoyant de bien parfaire les dimensionnements des soutènements.

- Modélisation : Ce n'est que l'envergure, l'emplacement et l'importance du projet qui nous ont poussé à maximiser de vigilance et de précision en considérant avec une haute importance les calculs pour les coefficients de sécurités et exécuter les tâches avec délicatesse. La structure obtenue au bout des travaux précédents suivie de son application au logiciel PLAXIS, on constate que le tassement ainsi que toutes les déformations sont négligeables, dans lequel les efforts déterminés nous ont été indispensables à la stabilité de l'ouvrage contre les différentes pressions telle, même au cas de catastrophe accidentelle quelconque.

On peut dire que notre travail de fin d'étude , nous a permis de faire une synthèse de nos connaissances et d'amélioration sur des tunnels et voir dans l'avenir l'importance du travail qui nous attend , comme tous ces hommes avec leurs savoir – faire, ont pu réaliser des merveilles , en sous sols. (Exemple: métro d'Alger)

TABLE DES FIGURES

Figure 1 : Métro d'Alger.....	14
Figure 2 : Les stations de la ligne 1.....	15
Figure 3 : Tracé du réseau du métro d'Alger.....	16
Figure 4 : tracé en plan du métro d'Alger.....	17
Figure 5 : tracé en plan de notre ouvrage.....	17
Figure 6 : Carte de localisation des grands ensembles du Nord de l'Algérie.....	25
Figure 7 : Carte géologique générale de l'Algérie.....	26
Figure 8 : Réseau hydrographique au nord de l'Algérie.....	27
Figure 9 : photo de carottage dans la rive ouest de l'oued El-Harrach.....	32
Figure 10 : Méthode à pleine section (tunnel de Tartaiguille).....	37
Figure 11 : Creusement en demi-section.....	37
Figure 12 : La pelle hydraulique.....	38
Figure 13 : Fonctionnement d'un bouclier.....	39
Figure 14: Machine à attaque ponctuelle.....	40
Figure 15 : La méthode des parois moulées dans le sol.....	42
Figure 16 : Paroi moulée a grande inertie.....	46
Figure 17 : Palplanches métalliques.....	47
Figure 18 : Parois berlinoises.....	48
Figure 19 : Pieux sécants.....	49
Figure 20 : Procédés de forage des pieux.....	50
Figure 21 : Zone décomprimée au-dessus d'une cavité.....	51
Figure 22 : Tenue de l'excavation suivant la classe de rocher.....	56
Figure 23 : Critère de rupture.....	59
Figure 24 : Relation entre Q, De et les catégories de soutènement.....	62
Figure 25 : Diagramme de classification des roches pour l'abattage en souterrain.....	66
Figure 26 : Modèle monodimensionnel du comportement élasto –plastique.....	77
Figure 27 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.....	82
Figure 28 : Représentation du comportement élasto -plastique avec écrouissage.....	82
Figure 29 : Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.....	83
Figure 30 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.....	83
Figure 31 : Courbe enveloppe du modèle de Mohr-Coulomb.....	84
Figure 32 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$	84
Figure 33 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.....	84
Figure 34 : Définition du module à 50 % de la rupture.....	85
Figure 35 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle MohrCoulomb.....	85
Figure 36 : Fenêtre étude d'une coupe.....	87
Figure 37 : Fenêtre de modélisation.....	87
Figure 38 : Les lignes de construction.....	89
Figure 39 : Modes de définition des barres.....	89
Figure 40 : Fenêtre des profils (C).....	90
Figure 41 : Fenêtre des profils (G).....	90
Figure 42 : Saisie des nouvelles épaisseurs.....	91
Figure 43 : Affectation des charges.....	91
Figure 44 : Modes des appuis.....	91
Figure 45 : paramètre analyse modale.....	92
Figure 46 : paramètre RPA99.....	92
Figure 47 : dimensionnement des semelles.....	93

Figure VI. 49 : Contrainte totales horizontales en fonction de la profondeur.....	97
Figure VI. 50 : Contrainte totale verticales en fonction de profondeur.....	98
Figure VI. 51 : Charge permanente.....	99
Figure VI. 52 : Charge exploitation Q.....	100
Figure VI. 53 : Charge sismique E.....	101
Figure VI. 54 : Génération de la géométrie du modèle.....	104
Figure VI. 55 : Maillage du projet.....	107
Figure VI. 56 : Génération de la nappe phréatique.....	107
Figure VI. 57 : Génération des contraintes initiales.....	108
Figure VI. 58 : Gradient hydraulique maximal $i = 3/10$	109
Figure VI. 59 : Phase 3 Déformation du maillage ($\times 50$).....	110

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1	: Caractéristiques géotechniques du tronçon Oued El-Harrach.....	27
Tableau 2	: Hauteur de terrain décomprimé au-dessus d'un tunnel.....	56
Tableau 3	: Coefficient de résistance f des roches.....	57
Tableau 4	: Exemple de recommandations de l'AFTES relatives au choix du type de soutènement en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités..	58
Tableau 5	: Paramètres de classification des roches et notes de pondération interstitielle.....	60
Tableau 6	: Note d'ajustement pour l'orientation des joints.....	61
Tableau 7	: Après application de la note d'ajustement.....	61
Tableau 8	: Recommandations d'avant-projet sommaire du soutènement (tunnels de 5 à 12 m de portée, excavés à l'explosif).....	61
Tableau 9	: Paramètre J_n description et indices.....	66
Tableau 10	: Paramètre J_r - Description et indices.....	67
Tableau 11	: Paramètre J_a -Description et indices.....	67
Tableau 12	: Paramètre J_w . Description et indices.....	68
Tableau 13	: Dispositif de drainage.....	68
Tableau 14	: Paramètre SRF (Stress Reduction Factor) Description et indices.....	69
Tableau 15	: (suite).....	70
Tableau 16	: (suite et fin).....	70
Tableau 17	: Coefficient ESR (Excavation Support Ratio) pour divers types d'ouvrages souterrains.....	71
Tableau 18	: Soutènement des massifs de qualité "excellente, extrêmement bonne, très bonne, bonne" $Q = 1\ 000$ à 10	72
Tableau 19	: (suite).....	72
Tableau 20	: Soutènement des massifs de qualité « moyenne » et « médiocre » $Q = 10$ à 1	73
Tableau 21	: Soutènement des massifs de qualité « très médiocre » $Q = 1,0$ à $0,1$	74
Tableau 22	: (suite).....	75
Tableau 23	: Soutènement des massifs de qualité « Extrêmement médiocre, exceptionnellement mauvaise » $Q = 0,1$ à $0,001$	75
Tableau 24	: Caractéristiques de différentes couches du sol.....	94
Tableau 25	: Armatures horizontales.....	101
Tableau 26	: Armatures verticales.....	101
Tableau 27	: Caractéristiques du rideau de palplanche.....	104
Tableau 28	: Caractéristiques de la paroi moulée.....	104
Tableau 29	: Caractéristiques de la paroi interne.....	104
Tableau 30	: Caractéristiques de la dalle.....	104
Tableau 31	: Caractéristiques du radier.....	105
Tableau 32	: Caractéristiques des couches du sol et des interfaces.....	105
Tableau 33	: Récapitulatif des résultats.....	109

LISTE DES SYMBOLES

H	Charge Hydraulique.....	[m]
K	Coefficient de Perméabilité.....	[m/s]
Kmax	Coefficient de Perméabilité maximum.....	[m/s]
Kmin	Coefficient de Perméabilité minimum.....	[m/s]
Kmax/Kmin	Degré d'anisotropie.....	[-]
Em	Module de déformabilité.....	[-]
RQD	Qualité de la roche de Deere.....	[-]
Jn	Nombre de familles principales de discontinuités.....	[-]
Jr	Rugosité des faces des joints.....	[-]
Ja	Degré d'altération des joints.....	[-]
Jw	Spécifie les conditions hydrogéologiques.....	[-]
SRF	Précise l'état des contraintes dans le massif.....	[-]
ESR	Degré de sécurité pour la stabilité.....	[-]
De	Dimension équivalente de l'excavation.....	[m]
pvoûte	Pression de la voûte.....	[kN/m ²]
Qsystem	Pression exercée sur le soutènement.....	[kN/m ²]
Qp	Pression exercée sur le soutènement au niveau des piédroits.....	[kN/m ²]
Emax	Module de déformabilité du massif maximum.....	[kN/m ²]
Emin	Module de déformabilité du massif minimum.....	[kN/m ²]
Emoy	Module de déformabilité du massif moyen.....	[kN/m ²]
Ei	Module de déformabilité de la roche intacte.....	[kN/m ²]
S	Espacement des discontinuités.....	[-]
Kn	Raideur normale des joints.....	[-]
Vn	Déformation normale équivalente.....	[-]
Vp	Vitesse des ondes P.....	[m/s]
Is	Inertie du soutènement (Indice Franklin).....	[-]
P	Charge pour rompre l'échantillon de roche.....	[kN]
D	Diamètre de la carotte.....	[mm]
B0	Largeur de l'excavation.....	[m]
L	Hauteur de l'excavation.....	[m]
φ	Angle de frottement.....	[°]
γ	Poids volumique du sol.....	[kN/m ²]
σv	Pression de soutènement.....	[kN/m ²]
C	Cohésion.....	[kN/m ²]

APERÇU SUR PLAXIS

PLAXIS V8.2 est un logiciel géotechnique aux éléments finis spécialement destinés à l'analyse en 2D des déformations et de la stabilité des ouvrages géotechniques.

Les applications géotechniques nécessitent des lois de comportement avancées pour la simulation du comportement des sols et/ou des roches, non linéaire, dépendant du temps et anisotropie.

De même, le sol étant un matériau poly-phasique, des procédures spéciales sont nécessaires pour prendre en compte les pressions interstitielles, que celles-ci soient ou non hydrostatiques.

Bien que la modélisation du sol lui-même soit un problème important, beaucoup de projets géotechniques impliquent également la modélisation des structures et de leur interaction avec le sol. PLAXIS est doté de fonctionnalités tout à fait remarquables pour traiter tous les aspects des structures géotechniques complexes.

Un résumé des fonctions essentielles est donné ci-dessous :

SAISIE DES DONNÉES :



Définition graphique de la géométrie :

La définition des couches de sol, des ouvrages, des phases de construction, des chargements et des conditions aux limites s'appuient sur des procédures graphiques pratiques, ce qui permet une description précise de la coupe.

Le maillage 2D est généré automatiquement à partir de ce modèle géométrique.



Génération automatique du maillage :

PLAXIS offre une génération entièrement automatique de maillages non structurés d'éléments finis, avec des options pour raffiner le maillage, globalement ou localement.

Le maillage peut contenir des milliers d'éléments.

ÉLÉMENTS DE DEGRÉ ÉLEVÉ :

Des éléments triangulaires quadratiques à 6 nœuds et du 4e ordre à 15 nœuds sont disponibles pour modéliser les déformations et les contraintes dans le sol.



Coque :

- Des éléments spécifiques de poutre sont utilisés pour modéliser la flexion des murs de soutènement, des revêtements de tunnel et autres éléments élancés de structures;
- Ces éléments sont définis par leur rigidité de flexion, leur raideur normale et leur moment fléchissant ultime. Une rotule plastique est introduite dès que le moment ultime est atteint;
- Ces éléments peuvent être utilisés conjointement avec des éléments d'interface pour conduire des analyses réalistes de tous les ouvrages géotechniques.



Articulations et raideurs à la rotation :

Une articulation est une liaison entre éléments de poutre qui permet une rotation au point de jonction. Les articulations peuvent être introduites pour créer des joints là où les rotations sont possibles.

Il est également possible de définir une raideur à la rotation lorsque la liaison n'est ni une rotule ni un encastrement.

**Interfaces :**

Ces éléments joints sont nécessaires pour les calculs impliquant l'interaction d'un ouvrage et du sol. Ils peuvent servir à modéliser la zone de matériau très fortement cisailé sous la base des fondations, contre les pieux, les géotextiles ou les murs de soutènement.

Ils sont caractérisés par les valeurs de l'angle de frottement et de l'adhérence, qui ne sont pas nécessairement les mêmes que l'angle de frottement et la cohésion du sol encaissant.

**Ancrages :**

Des éléments de ressort élastoplastique servent à représenter les ancrages et les boutons.

Ils sont définis par leur raideur normale et la valeur maximale de l'effort normal. Une option spéciale permet d'analyser les ancrages ou appuis précontraints.

**Géotextiles :**

Les géotextiles ou les géogrilles sont souvent utilisés dans la pratique pour la construction de remblais ou de soutènements en sol renforcé.

Ils peuvent être simulés dans PLAXIS par l'emploi d'éléments spéciaux de traction.

Il est souvent commode d'associer ceux-ci avec des éléments d'interface pour modéliser l'interaction avec le sol encaissant.

**Tunnel :**

PLAXIS offre une option qui facilite la création des tunnels circulaires ou non circulaires composés d'arcs successifs.

Des éléments de poutre et d'interface peuvent être adjoints pour modéliser le revêtement du tunnel et l'interaction avec le sol encaissant.

Des éléments isoparamétriques servent à définir les limites curvilignes au sein du maillage. Plusieurs options sont également disponibles pour analyser les déformations provoquées par la construction du tunnel.

**Conditions aux limites :**

Les «fixités» sont des déplacements nuls imposés.

Ces conditions peuvent être appliquées aux lignes comme aux points définissant la géométrie du modèle, dans les directions x ou y.

D'autre part, il est possible de définir des déplacements imposés non nuls pour certaines frontières du modèle.

Une option permet d'appliquer les conditions d'appui standard valables dans la majorité des cas.

**Chargements :**

Deux systèmes de chargement indépendants sont proposés pour appliquer des forces ponctuelles ou des charges réparties.

Les forces ponctuelles peuvent être appliquées à n'importe quel point de la géométrie, les charges réparties sur n'importe quelle ligne de la géométrie, sans se limiter à la seule frontière extérieure. Les valeurs des chargements peuvent être modifiées dans le mode «Construction par étapes» et/ou par l'utilisation des multiplicateurs.

LOIS DE COMPORTEMENT DU SOL :



Base de données des matériaux :

Les propriétés des matériaux sont regroupées dans une base de données du projet. Toutes les données figurant dans les bases de données de différents projets peuvent être partagées via une base de données globale.

Modèle de Mohr-Coulomb :

Ce modèle non linéaire simple et robuste n'utilise que des paramètres qui sont connus habituellement. Tous les facteurs de non-linéarité ne sont cependant pas couverts par ce modèle. Le modèle de Mohr-Coulomb permet d'estimer de manière réaliste la charge de rupture de fondations circulaires, de pieux courts... etc. Il peut également servir à calculer un coefficient de sécurité par une approche de phi-c réduction.

Modèles avancés de sol :

PLAXIS offre d'autres modèles de comportement de sol : le Hardening Soil Model (modèle hyperbolique en élastoplasticité) pour les sols raides, comme les argiles surconsolidées et les sables ; le Soft Soil Creep Model (modèle de type Cam-Clay) pour l'analyse du comportement des sols compressibles normalement consolidés. En complément, PLAXIS inclut un modèle pour l'analyse en comportement anisotropique.

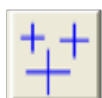
Modèles définis par l'utilisateur :

Dans PLAXIS 8, l'utilisateur a la possibilité de définir ses propres lois de comportement. Cette option, particulièrement utile en premier lieu pour les chercheurs, dans les universités et les instituts de recherche, peut également se révéler intéressante dans les milieux professionnels. Dans les années à venir, les modèles validés et documentés fournis par les utilisateurs seront mis à disposition sur Internet.



Régime d'écoulement permanent :

Des réseaux complexes de pressions interstitielles peuvent être générés par combinaison de lignes phréatiques et de saisie directe de pressions. Les pressions interstitielles peuvent également être générées par un calcul d'écoulement permanent.



Calcul du réseau d'écoulement :

Les distributions de pressions interstitielles complexes peuvent être générées à partir d'un calcul d'écoulement à deux dimensions. Des drains et des puits peuvent être modélisés grâce à des éléments spécifiques.

Les potentiels aux limites du modèle sont définis comme des niveaux phréatiques.

Surpressions interstitielles

PLAXIS distingue les comportements drainés ou non drainés des sols, pour modéliser les sables perméables comme les argiles quasi-imperméables.

Les surpressions interstitielles sont calculées lorsque des couches de sol non drainé sont soumises à des chargements.

Les conditions de chargement non drainé conditionnent souvent la stabilité des ouvrages géotechniques.



FONCTIONS DE CALCUL :

Le programme de calcul permet de conduire des analyses en déformation menées par un calcul plastique, un calcul de Consolidation ou un calcul en grandes déformations.

Pour chaque projet, plusieurs phases de calcul peuvent être définies avant le lancement du calcul.

Incrémentation automatique du pas de chargement :

Ce mode évite à l'utilisateur d'avoir à choisir par lui-même les pas de chargement adaptés au calcul plastique incrémental, tout en garantissant une procédure de calcul fiable et efficace.

Contrôle de la longueur d'arc :

Cette fonction permet un calcul correct des charges et mécanismes de rupture.

Dans les calculs à charge contrôlée, la procédure itérative échoue dès que la charge imposée dépasse la valeur de pic.

Avec le contrôle de la longueur d'arc, la charge appliquée est automatiquement réduite pour pouvoir examiner le phénomène de pic ainsi que toute évolution éventuelle après ce pic.

Construction par étapes :

Il est possible de simuler les phases de construction ou d'excavation, par activation/désactivation de groupes d'éléments, application de chargements ou changement des conditions hydrauliques.

Cette procédure permet une estimation réaliste des contraintes et déplacements provoqués par exemple par la construction d'un barrage en terre ou une excavation profonde.

Consolidation :

La dissipation des surpressions interstitielles avec le temps peut être simulée par un calcul de consolidation.

Une analyse de consolidation nécessite la définition des perméabilités de chacune des couches de sol.

Des procédures d'incrémentation automatique du pas de temps rendent l'analyse performante et facile à utiliser.

L'option «Construction par étapes» peut être combinée avec une analyse en consolidation.

Analyse en variables de Lagrange actualisées :

Avec cette option, le maillage est actualisé en permanence durant le calcul.

Dans certaines situations, une analyse classique en petites déformations peut révéler des modifications importantes de la géométrie.

Dans ces situations, il est recommandé de procéder à un calcul plus précis par actualisation des variables de Lagrange.

Cette option est disponible pour tous les types de calcul.

Coefficients de sécurité :

Le coefficient de sécurité est généralement défini comme le rapport de la charge de rupture à la charge de service.

Cette définition est adaptée aux fondations, mais non aux remblais ou aux ouvrages de soutènement en palplanches.

Dans ces derniers cas, il est plus approprié d'utiliser la définition du coefficient de sécurité de la mécanique des sols, c'est-à-dire le rapport entre la résistance au cisaillement mobilisable et la résistance au cisaillement mobilisée à l'équilibre.

Dans PLAXIS, le coefficient de sécurité est calculé par une procédure de réduction de c et ϕ .

Gestionnaire de calculs :

Dans le gestionnaire de calculs, plusieurs projets peuvent être sélectionnés pour un calcul différé.

Cette option permet une utilisation optimale de l'ordinateur en arrière-plan, et est utile dans le cas d'études paramétriques.

ANALYSE DES RÉSULTATS :

Le post-processeur PLAXIS a des fonctions avancées pour restituer les résultats du calcul, sous forme de graphiques et tableaux.

Ceux-ci peuvent être envoyés sur n'importe quelle imprimante ou copiés dans le presse-papier de Windows pour être exportés vers un autre logiciel.

Déformations :

La visualisation des déformations peut se faire sous la forme de maillage déformé, de déplacements ou déformations totaux ou incrémentaux.

Tous les graphiques de déplacement ou de déformation peuvent être présentés avec flèches, lignes isovaleurs ou domaines isovaleurs.

Contraintes :

La restitution des contraintes peut se faire en contraintes effectives, contraintes totales, pressions interstitielles et surpressions interstitielles.

Ces contraintes peuvent être figurées en lignes isovaleurs comme en domaines isovaleurs.

Efforts et déplacements dans les éléments de structure :

Des graphiques et tableaux fournissent directement les déplacements, efforts normaux, tranchants, circonférentiels et les moments fléchissants de tous les éléments de structure.

Les efforts et déplacements peuvent être tracés par phase, ou sous forme d'enveloppe de toutes les phases précédentes.



Coupes :

Cette option très commode est offerte par PLAXIS pour créer des graphiques des sollicitations ou des déplacements selon des coupes sélectionnées dans le modèle.

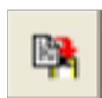
Générateur de rapports :

Un générateur de rapport a été développé pour permettre l'édition d'un rapport des données saisies et des résultats obtenus pour un modèle.

Ce rapport peut être édité dans Word.

Animations :

Il est possible de générer des animations vidéo pour toutes les sorties graphiques, notamment les déplacements et efforts dans les éléments de structure.



Courbes :

Un outil spécifique permet de représenter les courbes charge-déplacement, les chemins de contraintes, les courbes effort-déformation, ou encore l'évolution de tassements avec le temps.

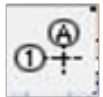
APERÇU SUR Robot structural analysis

Autodesk Robot Structural Analysis Professional est une application logicielle collaborative, polyvalente et rapide, qui peut vous aider à rester compétitif.

Il est capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage automatique d'une puissance exceptionnelle, des algorithmes non linéaires, ainsi qu'un jeu complet de normes de conception, le tout pour des résultats quasiment instantanés.

Un résumé des fonctions essentielles est donné ci-dessous :

SAISIE DES DONNÉES :



Les lignes de constructions :

Vous pouvez saisir tout type de structure avec des lignes dans le système cartésien, polaires ou arbitraires.



Exécution de la structure poteaux-poutres :

Vous pouvez saisir des informations supplémentaires concernant les caractéristiques de la barre, à savoir :

- Type de barre, section transversale de la barre (profil);
- Matériau, par défaut, défini pour le type de profilé sélectionné.



Définition des profils (coffrages des différentes barres) :

Sélectionner le type de section de la poutre (rectangulaire, en T, en I, en T asymétrique) et définir les dimensions de la section.

- Saisir le nom de la section ; par défaut, le logiciel saisit le nom de la section composé de lettres définissant le type de la section et les dimensions de la section transversale (cm);
- Sélectionner la couleur de la section;
- Donner le type de profilé poteaux BA ou poutres BA.



Affectation des sections :

Pour affecter les différentes sections (coffrage), pour changer l'orientation d'un ou plusieurs éléments.



Saisie des panneaux :

Pour saisir un voile (panneau) ou une dalle pleine, il ya plusieurs façons :

- Soit par panneau;
- Soit par poly ligne;
- Soit par rectangle.



Saisie des épaisseurs :

La boîte de dialogue Épaisseurs EF sert à affecter directement les épaisseurs aux éléments finis surfaciques (panneaux), elle comprend le champ de liste active, le champ de sélection actuelle (Panneaux) et les boutons standard (appliquer, fermer aide) ; le champ de liste active des épaisseurs EF contient les informations sur le nom et le type d'épaisseur.

Vous pouvez affecter un nom du voile :

- L'épaisseur, type de béton(Fc28);
- Le coefficient K (élasticité de sol);
- Pour les radiers souples (après).



Affectation des épaisseurs :

Vous pouvez utiliser l'icône dans le menu principal pour sélectionner, barre voile, etc....

- Le type sélectionné vous pouvez;
- Le visualiser dans une autre fenêtre, en cliquant sur dans le menu principale.



Déclaration des cas de charges

Nature : c'est le type de charge permanente ou Exploitation, etc....

Numéro : est automatique par ordre de déclaration.

Nom : donner un nom ex : G pour permanente et P pour exploitation après chaque déclaration.

Lorsque vous définissez la charge permanente, le poids propre s'affecte automatiquement à la structure.



Affectation des charges :

- Faire un choix pour la forme de la charge;
- Donner la valeur suivant Z;
- Cliquer à l'intérieur de la bande, appliquer ensuite, choisir les barres qui ont la même valeur déjà déclarée, et cliquer une deuxième fois à l'intérieur de la bande blanche (les composantes des barres sélectionnées seront écrites);
- frontières du modèle.

Une option permet d'appliquer les conditions d'appui standard valables dans la majorité des cas.



Conditions aux appuis : Sélectionner les points d'appui avec :

- Nœuds pour semelle sous poteaux;
- Ligne pour semelle sous voile;
- Surface pour radier.

Analyse sismique :

- Choisir le règlement de calcul RPA99/2003;
- Choisir les coefficients des différents paramètres;
- Définir la direction EX ou EY.

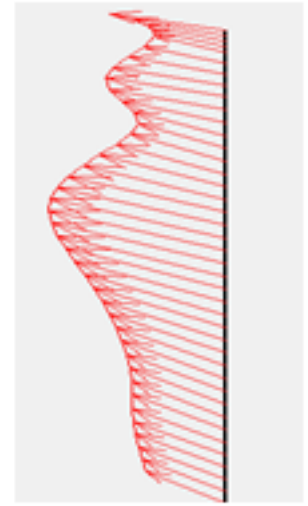
PAROI MOULEE :



Déplacement verticale
 $285,34 \times 10^{-6} \text{m}$



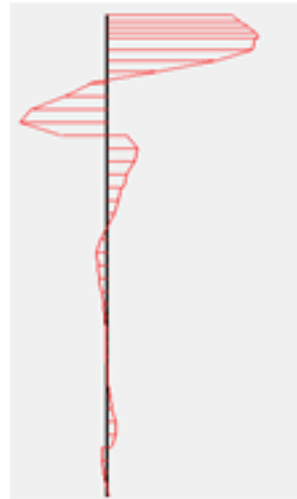
Déplacement horizontale
 $-781,89 \times 10^{-6} \text{m}$



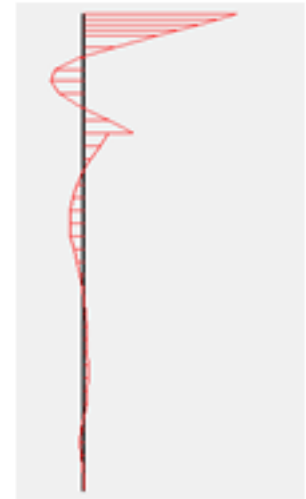
Déplacement totale
 $830,10 \times 10^{-6} \text{m}$



Effort normale
 $-257,52 \text{ KN.m}$



Effort tronchon
 $-80,99 \text{ KN.m}$



Moment
 $-215,75 \text{ KN.m.m}$

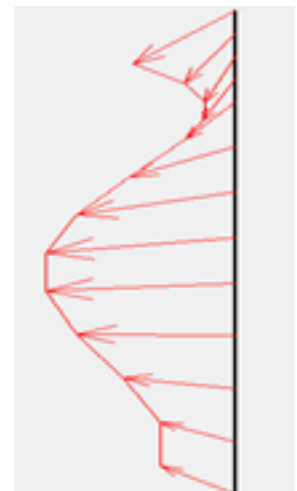
MUR INTERNE :



Déplacement verticale
 $-425,45 \times 10^{-6} \text{m}$



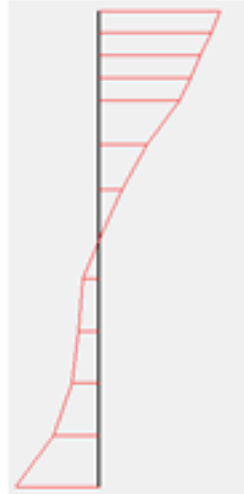
Déplacement horizontale
 $-957,63 \times 10^{-6} \text{m}$



Déplacement totale
 $965,06 \times 10^{-6} \text{m}$



Effort normale
-491,45 KN.m



Effort tronçon
-289,64 KN.m

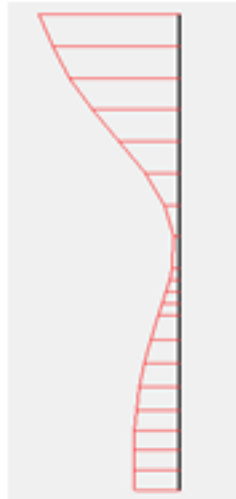


Moment
-480,82 KN.m.m

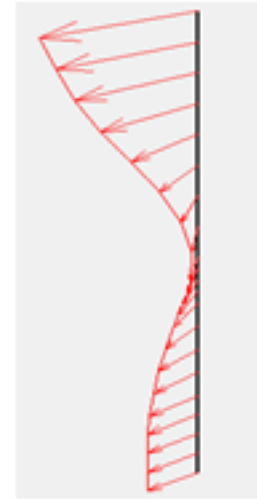
RIDEAU DE PALPLANCHE :



Déplacement verticale
 $-275,44 \times 10^{-6} \text{m}$



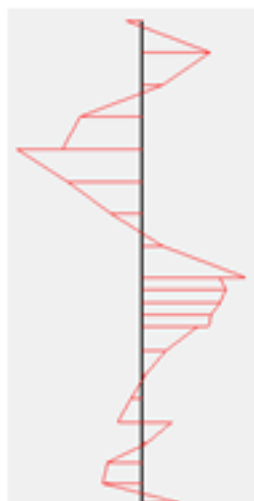
Déplacement horizontale
 $-1,11 \times 10^{-3} \text{m}$



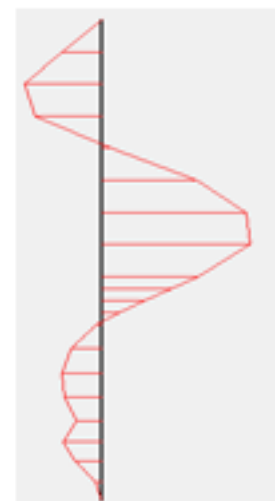
Déplacement totale
 $1,14 \times 10^{-3} \text{m}$



Effort normale
-45,03 KN.m

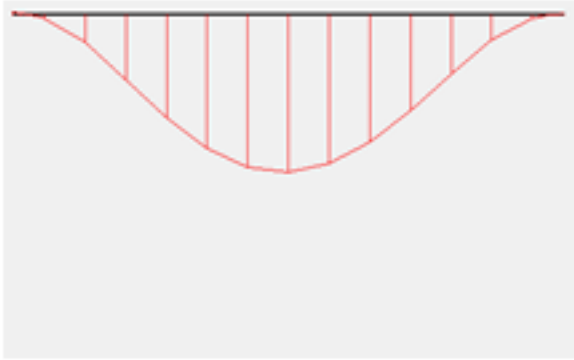


Effort tronçon
3,44 KN.m

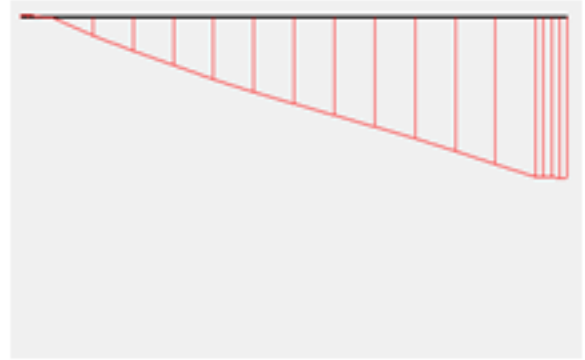


Moment
-4,58 KN.m.m

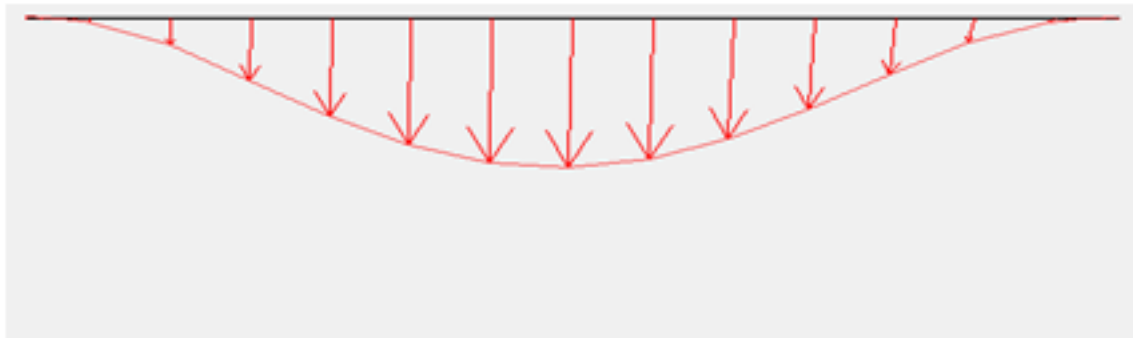
DALLE :



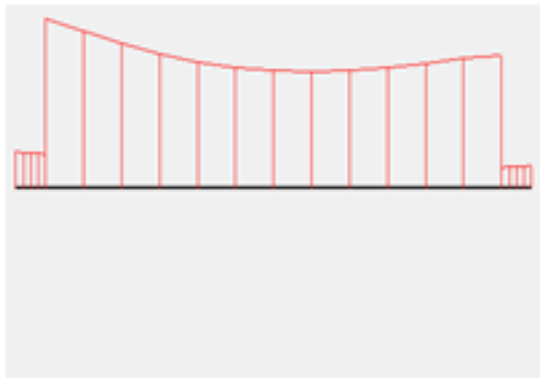
Déplacement verticale
 $-17,88 \times 10^{-6} \text{ m}$



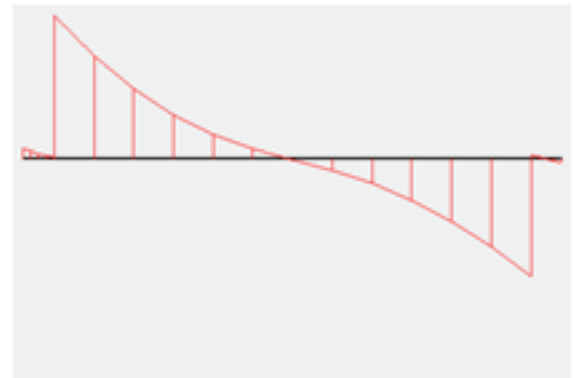
Déplacement horizontale
 $-518,28 \times 10^{-6} \text{ m}$



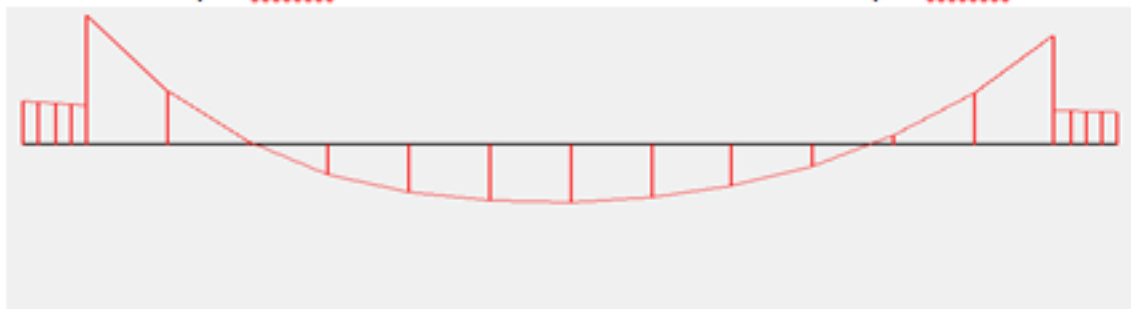
Déplacement totale
 $17,88 \times 10^{-6} \text{ m}$



Effort normale
 $-437,97 \text{ KN.m}$



Effort troncçon
 $-563,77 \text{ KN.m}$

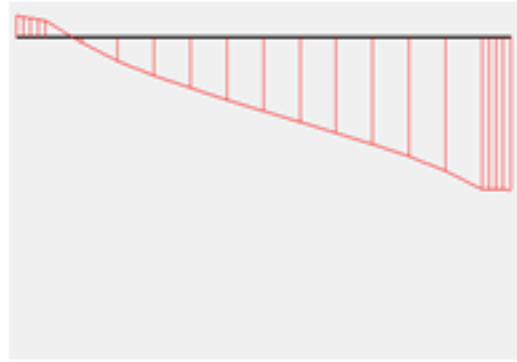


Moment
 $-830,44 \text{ KN.m.m}$

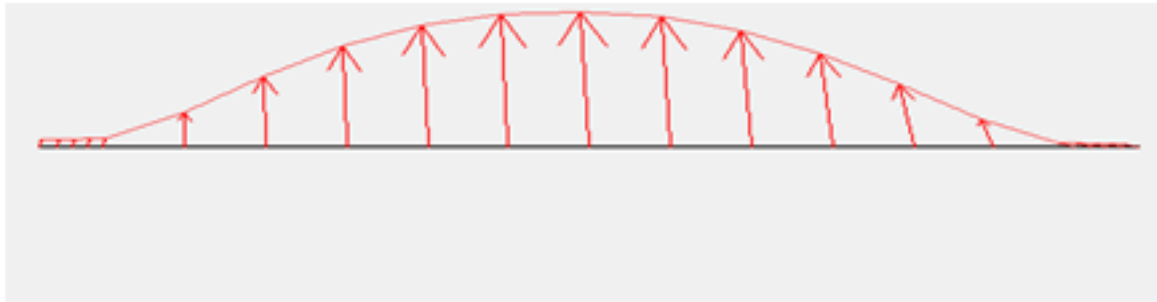
RADIER :



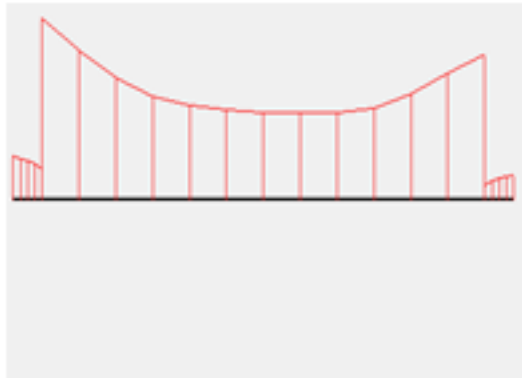
Déplacement verticale
 $-6,07 \times 10^{-3} \text{ m}$



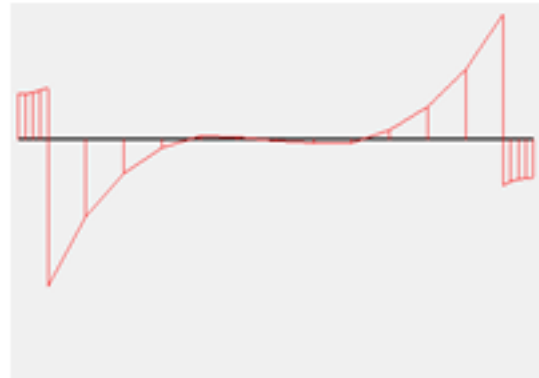
Déplacement horizontale
 $-383,74 \times 10^{-6} \text{ m}$



Déplacement totale
 $6,07 \times 10^{-3} \text{ m}$



Effort normale
 $-295,12 \text{ KN.m}$



Effort tranchon
 $392,95 \text{ KN.m}$



Moment
 $387,58 \text{ KN.m.m}$

GLOSSAIRE DES PRINCIPAUX TERMES UTILISES POUR LES TUNNELS

A

Abattage (cutting) :

Opération de désagrégation du terrain à excaver provoquant sa chute au pied de la paroi attaquée où les déblais sont repris par les engins de marirage.

Abattage par jet d'eau a haute pression (water jet cutting) :

Procédée désagrégation de la roche par jets d'eau pulsés à haute pression. Parfois associé à l'abattage mécanique sous formes de buses réparties sur le plateau porte-outils de la machine.

Adaptabilité (adaptability) :

Possibilités de modification présentées par une machine pour s'adapter à d'autres conditions de travail. Par exemple : changement du système de soutènement.

Anneau (ring) :

Tranche élémentaire du revêtement d'un tunnel creusé au moyen d'un tunnelier.

Avancement (penetration) :

Longueur de tunnel sur laquelle une opération est effectuée pendant un temps donné (heure, jour, mois, poste). L'opération peut être une opération élémentaire (excavation, petite galerie, bétonnage, demi-section supérieure) ou l'ensemble d'un cycle d'opérations concourant à l'exécution de tout ou partie d'un tronçon d'ouvrage.

B

Béton coule en place sous pression (extruded concrete lining) :

Procédé d'exécution du revêtement du tunnel, improprement appelé "béton extrudé". Il consiste à pomper un béton qui constituera en totalité ou en partie le revêtement définitif du tunnel, directement entre le terrain et un coffrage.

Blindage :

Opération consistant à bloquer les terrains instables autour de l'excavation. Le blindage est obtenu la plupart du temps à l'aide de plaques en métal ou en béton, jointives ou non, bloquées au terrain encaissant et s'appuyant sur les cintres.

Ce terme peut aussi désigner le matériel utilisé pour cette opération.

Blocage :

Opération de mise en place d'un matériau (généralement du béton) utilisé pour le remplissage de l'espace vide entre un soutènement et la surface excavée.

Bouchon :

En galerie ou en puits, les mines disposent d'un plan unique de dégagement, constitué par le front d'abattage. Le bouchon est le plus petit ensemble de mines susceptible d'engendrer une seconde surface de dégagement en créant une cavité de forme donnée dont la profondeur atteigne la longueur choisie pour l'abattage. Le bouchon peut être creusé manuellement, mécaniquement, ou à l'explosif.

Bouclier (shield) :

Système de protection constitué d'une structure métallique complète ou partielle à l'abri de laquelle s'effectuent les opérations de terrassement. Le soutènement ou le revêtement peuvent également être mis en œuvre à l'abri du bouclier.

Bouclier a air comprime (compressed air shield) :

Bouclier travaillant sous enceinte d'air comprimé. La pression d'air comprimé peut être limitée, soit au seul front de taille soit à l'ensemble du chantier d'avancement.

Bouclier a attaque globale (cutter head shield) :

Bouclier mécanisé équipé d'une tête rotative pleine section.

Boue de forage (slurry) :

Boue (dans les circuits d'alimentation et d'évacuation) servant au confinement du front et au transport des déblais dans les canalisations.

Boulon (bolt) :

Tige métallique destinée à renforcer la roche. Mise en place dans un forage, elle est ancrée dans la roche à une extrémité ou sur toute sa longueur et serrée sur la surface rocheuse au moyen d'une plaque et d'un écrou à l'autre extrémité qui est filetée. Pour renforcer le front de taille des tunnels on utilise des boulons en fibre de verre de grande longueur, faciles à détruire lors de l'abattage.

C

Cake (cake) :

Fine membrane d'imprégnation de boue se formant sur la surface du front de taille et assurant sa stabilité.

Calotte :

Partie supérieure et centrale de la voûte.

Cintre (ring beam) :

Support en forme d'arc réalisé au profil du tunnel et mis en place contre la paroi pour soutenir le terrain, soit directement avec des calages, soit par l'intermédiaire d'un blindage. Il est généralement en acier.

Cintre lourd :

Cintre réalisé à partir d'un profilé métallique (généralement de type IPN, HEA, HEB).

Cintre reticule :

Cintre constitué de barres d'acier à haute limite élastique (généralement armatures pour béton armé) liées par des aciers secondaires constituant une "réticulation".

Cle (de voûte) :

Section de la voûte située dans son plan de symétrie.

Collage (sticking) :

Adhérence de matériau (argile) sur différents organes du tunnelier (tête, vis, tapis, virole...).

Colmatage (clogging, blinding) :

Obstruction par des bouchons de matériau des orifices d'extraction des déblais.

Concasseur (crusher) :

Système permettant de broyer des blocs ou cailloux pour en réduire la granulométrie.

Confinement (contrainte de) :

Contrainte qui apparaît à l'interface entre le terrain encaissant et le soutènement (ou le revêtement) et qui résulte de leur interaction.

Confinement (confinement) :

Désigne le phénomène générateur des contraintes de confinement et éventuellement les moyens mis en œuvre pour le provoquer.

Confinement (pression de) :

Pression appliquée au front de taille dans les boucliers à front pressurisé.

Connecteur (connector, pin, dowel) :

Système de positionnement et de blocage longitudinal de voussoirs.

Exemple : cheville et insert, goujon.

Convergence :

Variation de longueur de toute corde d'une section droite d'une cavité souterraine, mesurée après excavation.

S'utilise aussi pour mesurer le déplacement radial d'un point de la paroi.

Désigne également le phénomène qui provoque ces variations de longueur.

Couple (torque) :

Produit d'une force par la longueur du bras de levier.

Exemple : le couple de la tête de foration est exprimé en t^*m .

Creusement :

Ensemble des opérations d'abattage et de marinage.

Au sens large, peut désigner l'ensemble des opérations de réalisation d'un tunnel.

Cuvette de tassement :

Dépression provoquée à la surface du sol par le creusement d'un tunnel.

D

Deblais (muck) :

Débris de sols ou de roches provenant de l'excavation et devant ensuite être enlevés.

Autre dénomination : marin.

Decompression (zone decomprimée) :

Phénomènes qui accompagnent la modification des contraintes naturelles dans le terrain au voisinage de l'excavation. Dans les roches, la décompression peut se traduire par l'ouverture ou la création de fissures dans certaines zones et par le dépassement de la limite de rupture en compression dans d'autres zones.

Deconfinement :

Phénomène de diminution de contrainte à la paroi d'une cavité.

Delitage :

Action de se désagréger sous l'action de l'air humide ou de l'eau.

E

Enfilage :

Soutènement réalisé avant abattage par enfoncement dans le terrain de barres ou profilés métalliques en pourtour de la future excavation.

Erecteur (erector) :

Dispositif mécanique permettant la mise en place du soutènement provisoire ou définitif (et notamment des anneaux de voussoirs dans le creusement au tunnelier).

Etanchement :

Opération visant à limiter à une valeur acceptable ou à annuler le débit d'eau qui traverse un revêtement.

Excavation :

Ensemble des deux opérations d'abattage et de marinage. Peut désigner résultat, c'est-à-dire le volume vide laissé par celles-ci.

Extrusion :

Déplacement axial vers la cavité du noyau de terrain non encore excavé situé en avant du front de taille.

F

Foration :

Opération consistant à réaliser un trou à l'aide d'un outil animé d'un mouvement de rotation et/ou de percussion (pour mise en place de mines ou de boulons).

Fraise d'abattage (milling head) :

Outil tournant monté sur un bras excavateur.

G

Grippeur (gripper) :

Ensemble destiné à supporter la poussée d'un tunnelier en bloquant la machine contre le terrain au moyen d'un patin d'appui mû par un vérin. S'utilise sur les machines pleine face en roche dure.

Guidage (dispositif de) (guiding system, guidance):

Dispositif permettant au conducteur de corriger la trajectoire de progression du tunnelier en fonction des données du système de navigation.

H

Habillage :

Structure légère (ou même simplement peinture) mise en place contre la paroi du tunnel et n'ayant pas de rôle de soutènement.

Hors-profils :

Volume excavé à l'extérieur d'un contour prévu.

I

Injecteur (water spray nozzle, injector) :

Dispositif destiné à abattre les poussières, à refroidir les outils (machines à terrain dur) ou bien à injecter des additifs (en général dans la chambre d'abattage).

Injection de bourrage (back grouting) :

Injection de remplissage du vide annulaire laissé à l'arrière du tunnelier, à l'échappement du joint de queue, dans le cas d'un tunnel revêtu par voussoirs.

J

Joint principal (main seal) :

Système d'étanchéité protégeant le roulement principal et la couronne dentée d'entraînement et permettant leur lubrification.

Jupe a peigne (finger shape shield tail) :

Jupe présentant des découpes parallèles à l'axe du tunnel, lui assurant une certaine flexibilité (passage de courbes) et permettant la mise en place éventuelle de boulons à travers celle-ci.

L

Lame de nettoyage (scraper blade) :

Lame destinée à nettoyer la partie inférieure du trou foré. Autre dénomination : bras racleur.

M

Machine a attaque ponctuelle (roadheader machine) :

Machine n'attaquant qu'une partie du front de taille et dont la conception initiale n'est pas liée à une forme de section déterminée à priori.

Machine a pleine face (tunnel boring machine, tbm, full face boring machine) :

Machine excavant en une seule fois la totalité du front de taille et assurant le ramassage des déblais. On emploie aussi le terme : machine foreuse pleine section.

Marinage (mucking) :

Opération comprenant le chargement et l'évacuation à l'extérieur du tunnel des déblais provenant de l'abatage, ou "marin".

Marinage hydraulique (hydraulic mucking) :

Transport des déblais effectués par mise en circulation de fluides dans des canalisations au moyen de pompes. Il est généralement associé à un tunnelier à pression de boue.

Molette a deux disques (twin disc-cutter) :

Molette équipée de 2 disques.

Mousse (foam) :

Additif de forage fabriqué à partir d'une solution moussante et d'air, permettant :
-de lubrifier les déblais à l'intérieur de la chambre et de la vis d'extraction;
-de stabiliser la pression dans la chambre.

N

Navigation (navigation) :

Ensemble des opérations consistant à relever la position du tunnelier, à la comparer à la position prévue et à en déduire les consignes de guidage.

O

Outil (cutter, drag bit, cutting tool) :

Outil de creusement monté sur la roue de coupe et servant à la désagrégation du terrain (de type molette, pic, dent, couteau).

P

Piedroits :

Parties verticales de la section transversale du tunnel, comprises entre la voûte et le sol de fondation de l'ouvrage. Par extension, parties latérales de la section transversale d'un tunnel.

Plan de tir :

Plan donnant la position, la profondeur, le diamètre et la direction des trous de mine dans le front de taille d'un tunnel ou d'un puits. Le plan de tir indique les charges mises en place dans chaque trou, le bourrage et l'amorçage utilisé.

Predecoupage :

Réalisation d'une saignée ou d'une ligne de découpe le long du contour de l'excavation avant l'abatage de celle-ci ; elle peut être réalisée :
-soit à l'explosif (prédecoupage à l'explosif)
-soit par havage mécanique (prédecoupage mécanique), notamment en vue de réaliser une prévoûte par replissage de béton dans la saignée.

Pre-soutènement :

Soutènement mis en place à la périphérie de la section à excaver, en avant du front de taille (par exemple :prévoûte, voûte-parapluie).

Presse a bande (filter band press) :

Dans une centrale de traitement de boue, filtre presse assurant une séparation des fines de l'eau, par pressage des déblais entre deux feuilles, de manière continue ou semi-continue.

Pression d'ancrage (gripping pressure) :

Pression développée par les gripeurs contre les parois du tunnel pour encaisser les réactions de la machine.

Prevoute :

Voûte réalisée par mise en place de béton dans une saignée pratiquée dans le terrain en avant du front de taille selon le contour de la section à excaver.

Purge :

Elimination des blocs instables de la paroi de l'excavation.

R

raclage (scraping) :

Opération d'enlèvement des déblais effectuée à l'aide de lames ou de palettes.

reprise d'ancrage (regripping) :

Ensemble des opérations que comporte la manœuvre de déplacement vers l'avant des gripeurs de machine.

S

Scalpeur (scalping unit) :

Organe de séparation dans une installation de traitement de boue assurant l'élimination des déblais les plus grossiers (tamis).

Stross :

Terrain à excaver situé dans la partie inférieure du profil comprise, en hauteur, entre la demi-section supérieure et le radier et, en largeur, entre les piédroits.

T

Tir :

Opération consistant à mettre à feu l'explosif.

Tourelle (turret) :

Ensemble du dispositif mobile supportant le bras de la tête de foration (machine à attaque ponctuelle).

Train suiveur (back-up equipment, back-up train) :

Installation située à l'arrière de la machine et généralement hâlée. Destinée à assurer les fonctions logistiques.

Trains de marinage (mucking trains) :

Trains permettant le transport des déblais à l'extérieur du tunnel.

Tunnelier (tbm, tunnel boring machine) :

Machine destinée à réaliser des tunnels assurant des fonctions étendues pouvant aller de l'excavation à la pose du revêtement final.

V

Virole :

Enveloppe extérieure du bouclier.

Voiee :

Ensemble des trous de mines chargés.

Désigne également le volume de terrain abattu au cours d'un tir ou la longueur de l'excavation correspondante.

Voussoir (segment) :

Élément préfabriqué dont l'assemblage avec d'autres constitue le soutènement et/ou le revêtement d'un tunnel (généralement creusé au moyen d'un tunnelier). Il peut être en acier, en béton, en fonte ou en fonte ductile.

Voûte active :

Procédé consistant à réaliser une voûte constituée d'éléments de voussoirs préfabriqués mis en place par un portique de pose et mis en compression contre le terrain par l'intermédiaire d'une clé de voûte munie de vérins.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] CETU - Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement "Dossier pilote des tunnels" Spécifique, Lyon, 1998.
- [2] Rennotte. Didactu, les bases d'un didacticiel sur les tunnels et KBT, recueil de connaissances internationales sur les tunnels. Travail de fin d'étude (UCL), 2002.
- [3] OUVRAGES SOUTERRAINS (Conception-Réalisation-Entretien), 1992.
- [4] Dewez et U. Gérardin. Réalisation d'un outil d'aide à la décision dans le cadre de l'exécution de tunnels. Travail de fin d'étude (UCL), 2002.
- [5] Lousberg et J.F. Thimus. Mécanique des roches. Notes de cours, Unité de Génie Civil, UCL, Louvain-la-Neuve, 1985.
- [6] J. Collas et M. Havard. Guide de géotechnique : lexique et essais. Editions Eyrolles, 1982.
- [7] AFTES : Recommandations du Groupe de Travail n°1. Caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains. Tunnels et ouvrages souterrains, (177) :pp 138-170, mai-juin 2003.
- [8] AFTES. Le choix des paramètres et essais géotechniques utiles à la conception, au dimensionnement et à l'exécution des ouvrages creusés en souterrain. Tunnels et ouvrages souterrains, (123), mai-juin 1994.
- [9] AFTES. Tunnels et ouvrages souterrains, (132), novembre-décembre 1995.
- [10] J. Robert. L'analyse des risques pour la maîtrise des incertitudes lors de la construction d'un tunnel. AFTES, journées d'études internationales de Toulouse, octobre 2002.
- [11] Recommandations Clouterre 1991, pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols, 1991.
- [12] A.MAYER « les parois moulées dans le sol », Editions Eyrolles, 1972.
- [13] Ministère de l'équipement, des transports et du logement, Dossier pilote des tunnels - Génie Civil, CETU, juillet 1998
de tunnels en milieu urbain », U.L.B- Faculté des Sciences Appliquées.
- [14] « Note de calcul DYWIDAG SF- Notice Technique », DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL, 1Janvier 2003.
- [15] N.CHELGHOU « Les ouvrages de soutènement en mécanique des sols », Publications De l'Université BADJI MOKHTAR- Annaba2006.
- [16] G.PHILIPPONAT, B.HUBERT « Fondations et ouvrages en terre », Editions Eyrolles, 1997.

- [17] J.KERISEL, E.ABSI « Tables de poussée et de butée des terres », Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1990.
- [18] Groupement GDCT, Metro d'Alger – Ligne 1 – Lot 1 – Extension B – Passage sous l'Oued – Procédure d'exécution, Doc. L1B GCG DCT 199 M1 50 002 Rév. 0, 2008.
- [19] J.P. GODART, « Pourquoi aller en souterrain », Tunnels et ouvrages souterrains, n° 170, Mars/Avril 2002, pp. 56-63.
- [20] BENARFA Fouad ; KERIKECH Ismail, Mémoire de fin d'études 2006/2007.
Conception et calcul d'un tunnel cas du métro d'ALGER. « Projet de fin d'études » département de génie civil. École Nationale Polytechnique d'Alger.
- [21] P.BOUQUET « Pieux et palplanches », Techniques de l'Ingénieur, traité de Construction.
- [22] A.BOUAFIA, Conception et calcul des ouvrages géotechniques, Edition Page Bleu, p386.
- [23] A.BOUAFIA, Introduction a la dynamique des sols, Tome 2 (Calcul dynamique des ouvrages géotechniques, Edition 2.03.5108, p407.
- [24] DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE (D.T.R), REGLES PARASISMIQUES APPLIQUABLES AU DOMAINES DES OUVRAGES D'ART (RPOA 2008).
Adresses site Internet :
- [25] <http://members.lycos.fr/himi/GEOTEC.htm>
- [26] <http://www.safege.fr/french/dom/act/env/sol/sol1a.htm>
- [27] [http://ema.dz/pdf/Entriprise métro d'Alger.pdf](http://ema.dz/pdf/Entriprise_métro_d'Alger.pdf)

المخلص :

يكتنف إنجاز مقطع نفق العاصمة تحت واد الحراش الذي عرضه 71 متر عدة صعوبات خاصة على مستوى الأساسات (الجدران المقولية) وألواح الدعم حيث يهدف هذا العمل إلى دراسة تقنية للعناصر المكونة لهذا النفق مع مقارنة النتائج و التحقق من سلامة المنشأة داخل التربة.

كلمات مفتاحية :

نفق، أسس، دعامة، جدار مقولب، ألواح تدعيم.

Résumé :

Le tronçon du tunnel du métro d'Alger passant par oued El-Harrach, sur une longueur de soixante et onze (71) mètres, outre les difficultés liées à la structure, il présente pas mal d'ouvrages, aussi bien sur le plan fondation du tunnel (parois moulées), que sur le plan soutènements (Rideau de palplanches), qui nécessitent une étude approfondie sur le plan géotechnique.

Il s'agit dans le cadre de ce projet de fin d'étude, d'étudier techniquement tous les éléments à réaliser dans ce projet. Et faire une vérification de la compatibilité de l'ouvrage étudié par rapport au sol.

Mots clés :

Tunnel, fondations, soutènements, parois moulées, rideaux de palplanches.

Abstract:

The section of subway tunnel through Algiers watercourse of El-Harrach, a width of seventy (71) meters, besides the difficulty to the structure, both on the foundation tunnel (diaphragm walls), and in terms retaining structures (Sheet pile wall), which require a thorough study on the geotechnical.

This is part of this project end of study; study all the technical elements to realize this project.

Key words:

Tunnel, structure, foundation, retaining structures, diaphragm walls, sheet pile walls.

REMERCIEMENTS

Avant de faire de quelconque développements au sujet de cette expérience professionnelle, il apparaît opportun de débiter ce mémoire par des remerciements adressés aux personnes qui nous ont beaucoup aidés au cours de ce mémoire.

On dit souvent que le trajet est aussi important que la destination. Les quatre années de maîtrise nous ont permis de bien comprendre la signification de cette phrase toute simple. Ce parcours, en effet, ne s'est pas réalisé sans défis et sans soulever de nombreuses questions pour lesquelles les réponses nécessitent de longues heures de travail.

Remerciement tout d'abord à Allah exalté soit-il, on a dit, par erreur, remerciement mais si plus d'intention nous été offerte nous aurions dit "louange".

On remercie en second lieu

MR.Nacer Tabarout, pour la précieuse contribution qu'il nous a apportée.

À l'ensemble de l'équipe de l'entreprise Métro d'alger, pour l'expérience qu'ils nous ont permis d'acquérir, ils nous ont ouverts les yeux sur ce domaine et nous leur en somme considérablement redevable.

À toute l'équipe : en particulier Mr Farid Gani, Nous n'oublierons pas de souligner dans ce mémoire, la compétence de Mr.Boudar elle aussi, une très bonne pédagogue et mille merci à Mr. Zitouni qui nous à énormément aider.

À toutes les personnes que avons eu l'honneur de connaître, nous avons passés de très bon moments ensemble. On en garde un profond souvenir. Plus singulièrement : Mr.Hicham Toudji, pour l'entraide qui régnait entre nous.

On remercie infiniment aussi tous les employés de l'université pour leur générosité et leur esprit d'ouverture qu'ils ont manifestés à notre égard.

Une pensée particulière revient à notre promoteur : Mr. Ammar Bouikni, pour son soutient et son aide inestimable, sans quoi ce mémoire n'aurait jamais vu le jour.

À toute personne nous ayant permis de boucler notre formation avec ce mémoire et à tourner cette page de nos vies.

DÉDICACES

À la mémoire de ma mère, rien au monde ne vaut les efforts fournis pour mon éducation. Ce travail est le fruit des sacrifices qu'elle a fait de son vivant et qu'elle a consenti pour mon éducation et ma formation. Puisse Dieu l'accueillir dans son vaste paradis.

À mon père, l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.

À ma soeur Hadjer ainsi qu'a son fils Bachir et mon frère Mohamed qui ont toujours sue me soutenir à leur manière.

À mes professeurs : Z.Zitouni, A.Bouafia, N.Chemelal, Y.Abed. Mr.Miles, K.Grine.

À mes camarades : M.Saadaoui, M.Driouech, H.Baba slimane

Amine

DÉDICACES

Toutes les lettres ne seraient trouver les mots qu'il faut pour exprimer ma gratitude, mon amour, mon respect ainsi que ma reconnaissance. Tous ces profonds sentiments que je ressens pour les personnes que ma plume peine à cité.

À mon épouse: qui impatiente que je finisse mes études pour que je puisse la prendre.

À mon frère Hamid qui m'a éclairé mon chemin, encourager et soutenu toute au long de mes études.

À ma soeur Djazzira qui a toujours sue m'encourager à sa maniere

À mes chers amis, veuillez reconnaître ici l'expression de ma sincère reconnaissance.

À toute ma famille pour leur perpétuelle présence à mes côtés.

Mes cousins

À mes parents qui m'ont offert leur soutient morale et financier et à l'éducation exemplaire qu'il m'est été donner l'honneur de recevoir.

Yazid

TABLE DES MATIÈRES

PREMIERE PARTIE : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I : GENERALITE

CHAPITRE II : ETUDES ET RECONNAISSANCES DU SITE

CHAPITRE III : METHODES DE CREUSEMENT

CHAPITRE IV : TECHNIQUE DE SOUTÈNEMENTS ET REVÈTEMENTS
DE TUNNELS

CHAPITRE V : METHODES DE DIMENSIONNEMENT

DEUXIEME PARTIE : MODELISATION

CHAPITRE VI : PRÉSENTATION DES OUTILS INFORMATIQUES

CHAPITRE VII : CONCEPTION DE L'OUVRAGE

CHAPITRE VIII : VERIFICATION DE STABILITE DE LA STRUCTURE

INTRODUCTION GÉNÉRALE..... 2

CHAPITRE I : GÉNÉRALITE

I.1. INTRODUCTION.....	4
I.1.1. Souterrains de l'antiquité	4
I.1.2. À la Renaissance, des améliorations techniques apparaissent	4
I.1.3. Des tunnels récents	5
I.1.4. L'avenir des tunnels	5
I.2. PRESENTATION DU METRO D'ALGER	5
I.2.1. Historique	5
I.2.2. Constitution de Métro d'Alger	7
I.3. PRESENTATION DE L'OUVRAGE	8
I.4. TRACE DE MÉTRO D'ALGER.....	8
I.4.1. Tracé en plan.....	8
I.4.2. Profil en long	9
I.4.3. Profil en travers.....	10
I.5. CONCLUSION.....	10

CHAPITRE II : ETUDES ET RECONNAISSANCES DU SITE

II.1. INTRODUCTION.....	12
II.2. RECONNAISSANCES GEOLOGIQUES.....	12
II.2.1. Objectifs.....	12
II.2.2. Moyens de reconnaissances géologiques.....	12
II.3. RECONNAISSANCES HYDROGEOLOGIQUES.....	14
II.3.1. Inventaire des données existantes.....	14
II.4. RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES.....	14
II.4.1. Objectifs.....	14
II.4.2. Moyens de reconnaissances géotechniques.....	15

II.5.DONNEES GEOLOGIQUES, HYDROGEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES AU DROIT DE L'OUVRAGE.....	16
II.5.1. Données géologiques.....	16
II.5.2. Données hydrogéologiques.....	18
II.5.3. Données géotechniques.....	19
II.6. CONCLUSION.....	24

CHAPITRE III : METHODES DE CREUSEMENT

III.1. INTRODUCTION.....	26
III.2. PROCESSUS DE CHOIX.....	26
III.2.1. Première phase.....	26
III.2.2. Deuxième phase.....	26
III.2.3. Troisième phase.....	27
III.3. OUVERTURE ET ACCES.....	27
III.3.1. Le puit.....	27
III.3.2. Rameaux.....	27
III.3.3. Galerie de pilote.....	27
III.4. LES DIFFERENTES METHODES DE CREUSEMENTS.....	27
III.4.1. Méthode a pleine section.....	28
III.4.2. Méthode de demi-section.....	29
III.4.3. Méthode de section divisée.....	29
III.5. MODES DE CREUSEMENT DES TUNNELS.....	30
III.5.1. Exécution du creusement dans les terrains meubles et aquifères.....	30
III.5.2. Exécution du creusement dans les terrains durs	31
III.6. EXECUTION DE L'OUVRAGE.....	33
III.7. CONCLUSION.....	34

CHAPITRE IV : TECHNIQUE DE SOUTENEMENTS ET REVETEMENTS

IV.1. INTRODUCTION.....	36
IV.2. METHODE DE SOUTENEMENTS A CIEL OUVERT.....	36
IV.2.1. Tranchée ouverte.....	36
IV.2.2. Tranchée couverte.....	36
IV.3. SOUTENEMENT DES FOUILLES.....	37
IV.3.1. Parois moulées.....	37
IV.3.2. Parois préfabriqués.....	39
IV.3.3. Parois à grande inertie.....	39
IV.3.4. Rideaux de palplanches.....	40
IV.3.5. Parois berlinois.....	41
IV.3.6. Pieux sécants.....	41
IV.3.7. Pieux forés.....	42
IV.4. REVETEMENT.....	44
IV.4.1. Introduction.....	44
IV.4.2. Fonction de revêtement.....	44
IV.4.3. Types de revêtement.....	44
IV.5. CONCLUSION.....	45

CHAPITRE V : MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT

V.1. INTRODUCTION.....	47
V.2. HISTORIQUE DES MÉTHODES EMPIRIQUES DE DIMENSIONNEMENT.....	47
V.2.1. Méthode empirique de K. TERZAGHI.....	47
V.2.2. Méthode de M.PROTODIAKONOV.....	49
V.2.3. Recommandations de l'AFTES.....	50
V.2.4. méthode de Z.BIENIAWSKI.....	51
V.2.5. Critère de rupture de HOEK et BROWN.....	54
V.2.6. Méthode de N. BARTON.....	57
V.3. CLASSIFICATION DES SOLS RELATIVE AU MODE D'EXCAVATION D'APRES C. LOUIS.....	68
V.4. COMMENTAIRES SUR LES CLASSIFICATIONS ET LEUR UTILISATION AU PRÉDIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES SOUTERRAINS.....	69
V.5. CONCLUSION.....	69

CHAPITRE VI : PRÉSENTATION DES OUTILS INFORMATIQUES

VI.1. INTRODUCTION.....	71
VI.2. PLAXIS.....	71
VI.2.1.Options par défaut et solutions approchés.....	71
VI.2.2. Les modèles et comportement utilisés dans Plaxis.....	72
VI.3. AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL.....	78
VI.3.1. Les avantages du Robot.....	79
VI.3.2. La modélisation.....	80
VI.3.3. Analyse modale.....	83
VI.3.4. Analyse sismique.....	84
VI.3.5. Dimensionnement des semelles.....	84
VI.4. CONCLUSION.....	84

CHAPITRE VII : CONCEPTION DE L'OUVRAGE

VII.1. INTRODUCTION.....	86
VII.2. LES PRESSIONS SOUTERRAINS.....	86
VII.3. ETUDES DES CHARGES AGISSANTES SUE LE TUNNEL.....	89
VII.3.1. Caractéristiques des matériaux.....	89
VII.3.2. Etude statique.....	90
VII.3.3. Etude dynamique E.....	91
VII.4. COMBINAISONS D'ACTIONS.....	92
VII.5. CONCLUSION.....	93

CHAPITRE VIII : VERIFICATION DE STABILITE DE LA STRUCTURE

VIII.1 INTRODUCTION.....	95
VIII.2. HYPOTHESES ET GEOMETRIE.....	95
VIII.3. LA GEOMETRIE DU MODELE.....	95
VIII.4. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	96
VIII.4.1. Éléments structuraux.....	96
VIII.4.2. Caractéristiques des couches de sols et des interfaces.....	97

VIII.5. GENERATION DU MAILLAGE.....	98
VIII.6. CONDITIONS INITIALES.....	98
VIII.6.1. Conditions hydrauliques.....	98
VIII.6.2. Contraintes initiales.....	98
VIII.6.3. Procédure de calculs.....	98
VIII.7. PRINCIPAUX RESULTATS.....	100
VIII.7.1. Gradient hydraulique.....	100
VIII.7.2. Déformation du maillage et des éléments structuraux.....	100
VIII.7.3. Récapitulatif des résultats.....	101
VIII.8. ANALYSE DE LA LIQUEFACTION.....	101
VIII.8.1. Introduction.....	101
VIII.8.2. Susceptibilité des sols a la liquéfaction.....	102
VIII.8.3. Les conditions de liquéfaction.....	102
VIII.8.4. Aspect de la liquéfaction sismique.....	102
VIII.9. CONCLUSION.....	103
CONCLUSION GENERALE	105
Annexe A	
Annexe B	
Annexe C	
Annexe D	
Annexe E	
Bibliographie.....	154