République Algérienne Démocratique et Populaire
Université ABDERHAMANE MIRA de Bejaia
Faculté de Technologie
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Géotechnique

Thème

Creusement d'un tunnel à ciel ouvert

Cas : Métro d'Alger

Élaboré par :

- ***BAHRI Ahmed Zakaria***
- ***BOUMEZOUED Abdelaadhim***

Nombre jury :

- ***Melle BOUAIAD***
- ***Mr ELHADI***

Encadré par :

- ***Mr KHEFFACHE T***

SESSION : Juin 2013

Remerciements

Nous tenons à remercier notre encadreur **Mr KHEFACHE TOUFIK,** pour sa disponibilité et son dévouement pour la réalisation de ce modeste travail.

Nous tenons aussi à remercier le directeur de **Cosider TP** et l'ensemble du personnel, particulièrement **Mr Boumezoued Nadjim** et **Mr Mohand Cherif riadh.**

Sans oublie tous ceux qui nous ont aidées de loin ou de prés pour mener à bien ce travail, nous pensons notamment à : Amar, Sofien, Amine, Yousri, Mamine, Salim, Ahmed.

A l'ensemble des enseignants qui nous ont transmis leurs connaissances et sympathies.

Dédicaces

Toutes les lettres ne seraient trouver les mots qu'il faut pour exprimer ma gratitude, mon respect ainsi que ma reconnaissance. Tous ces profonds sentiments que je ressens pour les personnes que ma plume peine à citer.

A mon cher père qui n'a pas cessé de m'encourager et de se sacrifier pour que je puisse franchir tout obstacle durant toutes mes années d'études, que dieu me le garde en très bonne santé

.

A ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie et à l'éducation exemplaire qu'il m'est été donner l'honneur de recevoir, que dieu le tout puissant te protège et te garde cher maman

.

A mes frères YOUSRI et RAOUF qui m'ont éclairé mon chemin, encourager et soutenu toute au long de mes étude

.

A mes sœur YOUSRA et TAOUS qui mon soutenu à leur manier.

A mes amis med-sghir, nassim, farid, nazim, nouri, popé, didis, idir, fati, mounir, khaled, fofo, amine, latif

.

A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de formation.

Merci à tous.

B.Abdelaadhim

Dédicaces

Toutes les lettres ne seraient trouver les mots qu'il faut pour exprimer ma gratitude, mon respect ainsi que ma reconnaissance. Tous ces profonds sentiments que je ressens pour les personnes que ma plume peine à citer.

A mon cher père qui n'a pas cessé de m'encourager et de se sacrifier pour que je puisse franchir tout obstacle durant toutes mes années d'études, que dieu me le garde en très bonne santé

A ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie et à l'éducation exemplaire qu'il m'est été donner l'honneur de recevoir, que dieu le tout puissant te protège et te garde cher maman

A mon frère MAMINE qui m'a éclairé mon chemin, encourager et soutenu toute au long de mes études ainsi que sa femme sans oublié la petite RITEDJ.

A mes sœurs et leurs maries ainsi que tous mes neveux.

A mes Amis, fahem, mounir, alilou, amine, fouad, khaled, mina, Hayat, brucely, nouri, fofo, fawzi, aboud, Adel, fayouz.ibrahim, fares.

A ma famille pour leur perpétuelle présence à mes côtés.

B.Ahmed zakaria

Sommaire

Sommaire……1

Introduction générale …….5

Chapitre I : Généralité et présentation du site

I.1.Souterrains de l'antiquité ……..7

I.1.1. A la Renaissance, des améliorations techniques apparaissent……...7

I.1.2.1.L'utilisation de l'air comprimé……8

I.1.2.2. L'utilisation des perforatrices à l'air comprimé……8

I.1.4.L'avenir des tunnels……...8

I.2.Presentation du projet métro d'Alger……...9

I.3. Reconnaissances géologiques……11

I.3.1. Objectifs……...11

I.3.2. Moyens de reconnaissances géologiques……12

I.4. Reconnaissances hydrogéologiques……13

I.4.1. Inventaire des données existantes……13

I.5. Reconnaissances géotechniques……14

I.5.1. Objectifs……...14

I.5.2. Moyens de reconnaissance géotechnique……14

I.6. Données géologiques, hydrogéologique et géotechnique au droit de l'ouvrage……16

I.6.1. Données géologique……16

I.6.2. Données hydrogéologique……...18

I.6.3.Données géotechniques……19

Chapitre II : Méthodes de creusement et de soutènement

II.1. Méthode d'exécution……22

II.1.1. Exécution en souterrain……..22

II.1.2. Exécution à ciel ouvert……...24

II.1.3. Processus de choix……..26

II.1.4. Modes de creusements des tunnels……27

II.1.5. Ouverture et accès……..27

II.2. Méthodologie de soutènement……...28

II.2.1. Les méthodes de construction d'un tunnel à ciel ouvert……28

II.2.1.1. Tranchée ouverte……29

II.2.1.2. Tranchée couverte……...29

II.2.2. Soutènement de fouilles…….31
II.2.2.1. Méthodes sans blindage……...31
II.2.2.2. Méthodes avec blindage…….31
II.2.3. La nouvelle méthode autrichienne(NATM)……...38
II.2.4. La technique du soutènement mis en place……39
Chapitre III : Phasage d'exécution du projet
III.1. Tunnel cadre Hai El Badre-Ain Naadja……...42
III.2. Etapes de réalisation de tunnel cadre…….42
III.2.1. les pieux forés……...43
III.2.2. Les tirants d'ancrage…….44
III.2.3. Excavation…….46
III.2.4. Béton projeté…….47
III.2.5. Drainage de la voie……...47
III.2.6. Béton de propreté……..48
III.2.7. Le radier……48
III.2.8. Voute……..50
III.2.9. Etanchéité……..51
III.2.10. Remblais……..52
Chapitre IV : Calcul des charges
IV.1. Calcul des poussées des terres…….54
IV.1.1. Définition de la poussée et de la butée……54
IV.1.2. Choix d'une méthode……55
IV.1.3. Comparaison des différentes méthodes……55
IV.1.4. La méthode de calcul des poussées (Coulomb)……56
IV.1.5. Évaluation des coefficients de poussée et de butée……..56
IV.1.6. Calculs des poussées des terres…….58
IV.1.7. Représentation des diagrammes des poussées des terres par logiciel Cype Ingenieros……..61
IV.2. Etapes d'excavation……63
IV.2.1. Force de Tirants d'Ancrage…….64
IV.2.2. Dimensionnement d'armature……...64
IV.2.2.1. Déformation de la longueur libre des tirants d'ancrage……65
IV.2.2.2. Phase de construction…….65
IV.2.2.3. Longueur de tirant d'ancrage et longueur de scellement……...65
IV.2.3. Critère de dimensionnement et vérification…….67

IV.2.3.1. Evaluation de la résistance interne de calcul…….67
IV.2.3.2. Evaluation de la résistance externe de calcul……67
IV.2.4. Force de Tirants d'Ancrage……..70
IV.2.5. Le calcul de nombre de torons pour chaque coupe…….70
Chapitre V : Modélisation de la structure
V.1. Présentation du logiciel CYPE……74
V.1.1. Présentation du programme……..74
V.1.2. Entrée des données……74
V.1.3. Modèle de calcul……75
V.1.4. Méthode de calcul……..75
V.2. Modélisation……..76
V.2.1. Coupe 4-4……...76
V.2.2. Coupe 5-5……...90
V.2.3. Coupe 6-6……101
Conclusion générale……117

Introduction générale

Le développement et l'augmentation des flux (humains, automobiles,…) dans les villes nous poussent à aller en souterrains pour la réalisation d'infrastructures de transports (métros, autoroutes, voie ferrées et le développement de réseaux enterrés). Les tunnels offrent la solution la plus pratique car ils ont la particularité d'être entièrement construits dans les sols.

La conception, l'étude puis l'exécution d'un tunnel à ciel ouvert nécessite des connaissances approfondies dans les domaines de la géotechnique de la géologie et l'hydrogéologie, avant de choisir la méthode d'excavation du tunnel et le type de soutènement provisoire plusieurs essais sont faite afin d'avoir tous les données concernant le terrain encaissant et les différentes couches constituent le sol ainsi les caractéristiques géotechniques hydrogéologiques et géologiques du terrain. Les résultats obtenue sont utilisés pour avoir une idée sur la constitution du massif afin de prévoir son comportement et de caractériser le choix de la méthode de creusement et le type de soutènement provisoire à adopter pour assurer le bon déroulement des travaux pendant l'exécution.

Un calcul des poussées des terres est nécessaire pour déterminer le type de soutènement mis en place afin d'assurer la stabilité du terrain pendant l'excavation pour cela les ingénieurs sont confrontés à un problème très délicat concernant le contrôle des mouvements de terrains, une bonne estimation de ces mouvement de terrain est assurer grâce à des outils de calcul numérique très puissant ont étés développés pour l'estimation et la vérification de l'admissibilité de ces mouvements.

Pour bien mener cette étude et afin de cerner tous les aspects du projet, nous avons proposé un plan de travail qui résume l'ensemble des phases de conception et d'exécution. Un aspect pratique relatif à l'exécution du tunnel d'Alger, et un aspect numérique relatif à la modélisation ayant pour but la prévision du comportement du terrain. A cet effet, ce mémoire est structuré en deux parties :

La première partie est consacrée à la recherche bibliographique sur le contexte du problème, elle traite des généralités sur les tunnels et une présentation du tunnel à ciel ouvert d'Alger. Ensuite, les différentes méthodes de creusement et de soutènement d'un tunnel faisant partie de la ligne 1 extension C, hai el badr-ain naadja, du métro d'Alger.

La deuxième partie est réservée à l'aspect pratique, on développera la méthodologie de l'exécution des travaux de creusement d'un tunnel à ciel ouvert. Pour la vérification de la stabilité du terrain pendant le creusement une modélisation sera faite à l'aide du logiciel Cype Ingenieuros.

Introduction :

Il a toujours été plus facile de réaliser un ouvrage en surface d'après l'accessibilité au chantier. 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 n'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 hydraulique, réalisés dans des régions désertiques.

I.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'Egypte, 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.1.1. A 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 pas qu'au XVe siècle, qu'elles 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 pas 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'apparaitront qu'à l'époque moderne, à partir de la fin du XVIIIe 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.1.4.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 permettant aussi bien de résoudre certains problèmes d'urbanisme que rencontrent les grandes agglomérations des pays industrialisés que le franchir des montagnes et des bras de mer. Les couts 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.**[2]**

I.2.Presentation du projet métro d'Alger :

I.2.1.Historique :

Le métro d'Alger devrait être long de plus de 50 kilomètres. Un projet immense mais qui ne fait plus peur aux ingénieurs algériens, aguerris à l'amère expérience de la première ligne. Virée dans les entrailles d'un métro en chantier.

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 « Hai 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 1 er novembre 2011. Le métro d'Alger constitue, avec le métro du Caire, le seul métro lourd du continent africain.

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 million de francs.

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.

A 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.

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 aout 1989, les travaux tarderont à commencer à cause de la situation politique du pays.

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 Aissat Idir, les travaux ne débutent qu'en mars 1993, pour la station Hamma ce sera mars 1994.

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.

En janvier 2006, l'Entreprise du Métro d'Alger (EMA) confie la réalisation du « système intégral » (clé-en-main) au groupement constitué des entreprises françaises Siemens transportation Systems pour la pose du matériel fixe, la signalisation et l'électrification, entreprise Construction Grands Projets et DYWIDAG International GmbH pour le génie civil, ainsi que l'entreprise espagnole Construcciones y auxiliar de ferrocarriles (CAF) pour le matériel roulant (14 trains de 6 voitures).

En2010, un conflit financier entre EMA et le groupe Siemens-Vinci provoque un arrêt des travaux de plusieurs mois, Une nouvelle branche de la ligne 1, d'une longueur de 3,70 km, est en construction depuis l'été 2011. Cette branche reliera la station de Haï El Badr au quartier d'Aïn Naâdja et comportera deux stations. L'appel d'offre, lancé en 2009, a été remporté par le groupement COSIDER-DYWIDAG comme pour le reste de la ligne 1. Ce tronçon comprendra un viaduc de 132 m au-dessus de la rocade sud d'Alger.

L'entreprise Métro d'Alger (EMA), maitre d'ouvrage du métro, a lancé le 3 novembre 2011 un avis d'appel d'offres national et international pour le choix de bureaux d'études pour la réalisation des études préliminaires des extensions de la ligne 1, Le 7 juin 2012, les contrats de réalisation des études de ces trois extensions ont été attribués pour un délai de 24 mois. **[23]**

I.2.2. Description du Métro d'Alger :

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

1- La grande poste- Haï El Badr :

La première ligne du métro d'Alger, reliant la Grande Poste à Haï El Badr sur plus de 9,5 km, dessert depuis sa mise en service, dix stations implantées dans les communes de Bachdjarah, El Magharia, Hussein Dey, Sidi M'hamed et Alger-Centre. Les travaux de réalisation de l'extension, reliant la Grande Poste à la place des Martyrs (1,69 km), avancent à un rythme "correct", et ont atteint 30%.
Elle est constituée de 10 stations :

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

2- Hai El Badr-Harrach : cette ligne est constituée de 4 stations :

Cette extension, longue de 4 kilomètres compte quatre stations implantées dans les communes de Bachdjarah et El Harrach traversant l'Oued El Harrach à une profondeur de 12 m sous-sol. Ces stations, construites selon les normes internationales, seront équipées d'ascenseurs pour handicapés, une nouveauté introduite par le métro d'Alger qui n'existe pas dans les stations de la première ligne en service.

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

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.

3- L'extension Hai El Badr-El Harrach : elle 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.

4- L'extension(C) Hai El Badr-Ain Naadja :

Le tronçon Hai el Badr – Ain Naadja l'extension (C) du métro d'Alger à une longueur d'environ 3610m. Il comprend essentiellement les ouvrages suivants :

- Section D1, D2, D3:

Murs de soutènements d'une longueur de 720.0m.

D4.4 et D4.5 Tunnel à ciel ouvert de longueur 155m ou se trouve notre site.

- Section D5:

D4.6 et D4.8 tunnel en mine de longueur 789.5m.

D4.7 puits d'extraction d'air PV4 de longueur 38m.

La Station Ain Naadja de longueur 122.4m.

- Section D6 :

D6.1 tunnel en mine de longueur 707.95m.

D6.2 puits d'extraction d'air pv5.

- Section D7 :

Station Ain Naadja 02 longueur 113m.

- Section D8 :

Tunnel en mine longueur 281.10m.

D6.8 puits d'extraction d'air PV6

Figure 1.*vue du tracé du métro d'Alger*

I.3. Reconnaissances géologiques :

I.3.1. 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 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 et leurs discontinuités. **[14]**

I.3.2. Moyens de reconnaissances géologiques :

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

I.3.2.1. Géologie :

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) ;
- photographie 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 à proximité, et éventuellement des constructions de surface ;
- relevés de carrières souterraines. **[14]**

I.3.2.2. Levé géologique de surface :

Le géologue doit l'effectuer avec le plus grand soin. Ceci permet souvent d'éviter des travaux d'investigation couteux et permet une interprétation optimum des résultats de ces investigations. L'étendu de la zone à lever dépend de la complicité de l'environnement géologique de l'ouvrage. **[14]**

I.3.2.3. Géophysique :

Les prospections géophysique sont des compliments habituels 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 reconnaissance. De l'avis des auteurs, les résultats sont difficilement interprétables et utilisables efficacement au-delà de quelques certaines 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. **[14]**

I.3.2.4. Télédétection :

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

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. **[14]**

I.3.2.4. Sondages :

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

En effet le nombre des sondages est forcément limité vu leur cout 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. **[14]**

I.4. Reconnaissances hydrogéologiques :

I.4.1. 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, …

I.4.1.1. Levé hydrogéologique de surface :

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

- le relevé des sources, puits … ;
- le relevé des zones d'infiltration ;

- les mesures de débit des sources et puits, 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. **[14]**

I.4.1.2. 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. **[14]**

I.4.1.3. Sondages :

Les sondages, quelques soit leur type, vont permettre d'effectuer des observations et des mesures en 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). **[14]**

I.5. Reconnaissances géotechniques :

I.5.1. Objectifs :

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

I.5.2. Moyens de reconnaissance géotechnique :

Elles 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.

I.5.2.1. Inventaires des données existantes :

- document 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.

I.5.2.2. 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.

I.5.2.3. 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 sur-carottage, 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 structure, à des prix bas (coût relativement peu élevé des sondages destructifs et 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 dimensionnement des ouvrages de tête situés dans des sols. **[14]**

I.5.2.4. 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'Aterberg, granulométrie et sédimentométrie, minéralogie.

Pour déterminer les caractéristiques mécaniques des sols et calculer la déformation de la surface : essais de cisaillement à la boite, essais triaxiaux, essais œnométriques, essais de gonflement, essais de compression simple,…

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 boite pour la détermination des caractéristiques de joints. Essais triaxiaux, œnométriques, essais de gonflement, essais d'altérabilité, analyses minéralogiques pour les roches tendres et

susceptibles d'évoluer rapidement (marnes, anhydrites, …), essais particuliers 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. **[14]**

I.6. Données géologiques, hydrogéologique et géotechnique au droit de l'ouvrage :

I.6.1. Données géologique :

L'ensemble lithologique traversé par le tracé actuel du tunnel peut être réduit à deux unités litho-stratigraphique principale (Quaternaire, Tertiaire). D'un point de vue global ces deux couches se superposent plus au moins horizontalement. **[14]**

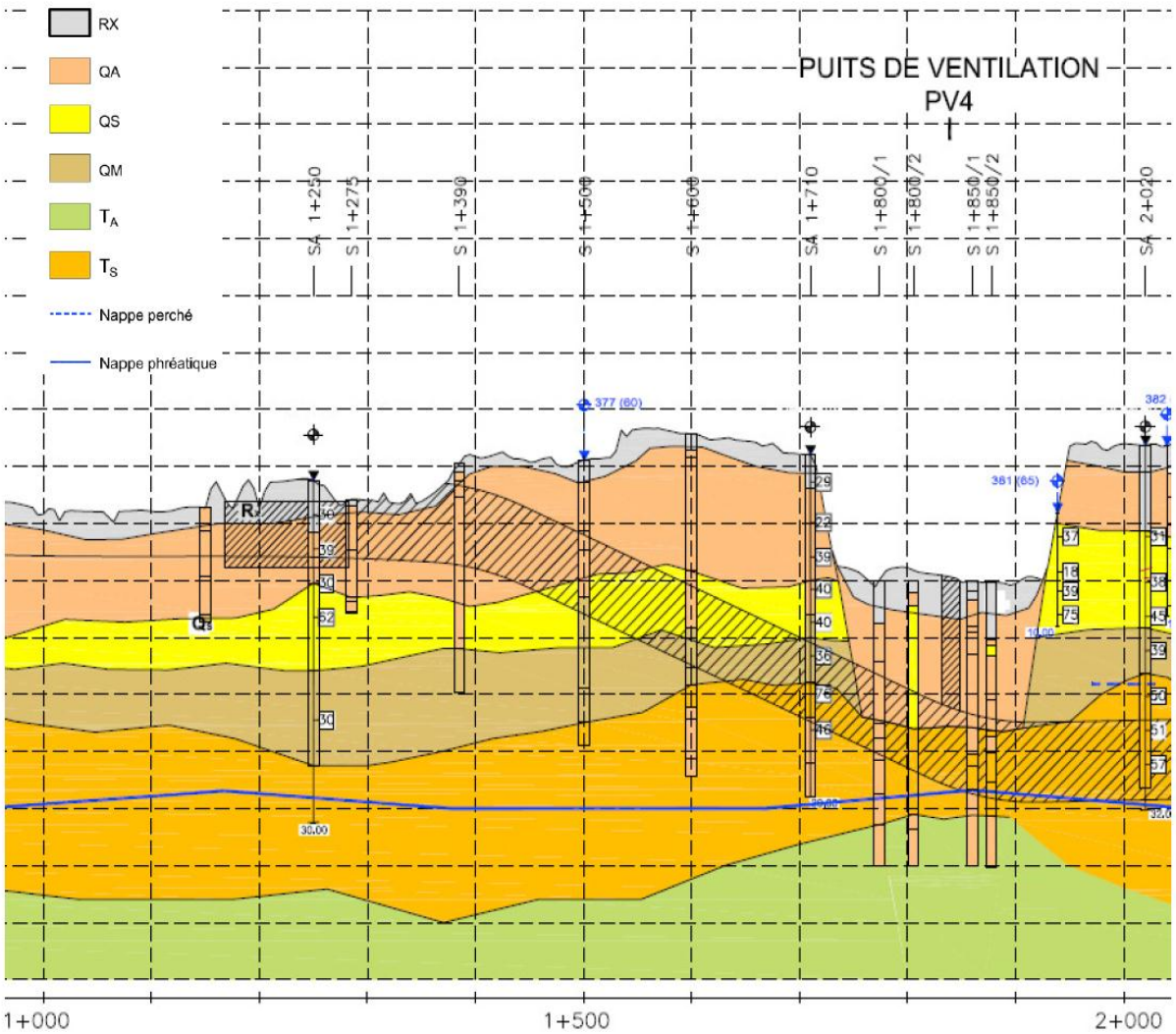


Figure 2. Coupe *géologique longitudinal tunnel cadre* **[15]**

I.6.1.1. Quaternaire et dépôts récents :

Le Quaternaire consiste pour la plus grande partie en des sédiments argileux et cohésifs, qui peuvent atteindre des épaisseurs considérables, spécialement dans la partie moyenne du tracé du tunnel. Les dépôts supérieures de cette unité litho -stratigraphique parfois d'une épaisseur de quelques mètres, se compose des dépôts récents moyennement compacté et consolidé, avec une faible cohésion (RX – Remblais). **[14]**

Elle est riche en éboulis et peut être issue de changements anthropogènes, de même qu'elle peut contenir des débris de matériaux de construction. Un groupe de valeurs caractéristiques unique (RX - Remblais), caractérisé par des paramètres réduits a été défini spécifiquement pour cette zone fortement remaniée. Pour des grandes zones, il est difficile de différencier entre les matériaux de remplissage d'origine anthropogène et les sédiments quaternaires, situés en dessous.

Les dépôts quaternaires au-dessous des dépôts anthropogène sont caractérisés par une prédominance des argiles sableux et limoneux et des sables limoneux et dans un plus grand part légèrement argileux subordonné (QA – Quaternaire argileux, QS – Quaternaire sableux).

Les argiles jaunâtres, rougeâtres et brunâtres montrent une bonne consistance, et due à leur teneur sableux et des conditions sèches présumées, une plasticité modérât (QA – Quaternaire argileux).

La couche (type de sol) plus basse du Quaternaire se compose n par des marnes grises et légèrement sableux (QM – Quaternaire marneux). Ils forment la limite inferieur du Quaternaire, et séparent les sédiments Quaternaire de sédiments Tertiaire. De minces couches de grès sont intercalées de manière répétée et d'une façon irrégulière dans les sédiments du Quaternaire.

Les types des sols rocheux dans les dépôts du Quaternaire sont caractérisés par des bancs d'épaisseur variable au-dedans des sédiments sableuse. À l'exception du tronçon Hai El Badr, les grés présumable ne forment pas une couche continue sur le long du tracé. Pour cette raison, les grés n'ont pas été différentiés en vue d'un type de sol indépendant, mais incorporer dans l'unité homogène (type de sol) des sables Quaternaires (QS). **[14]**

I.6.1.2. Tertiaire - Molasse :

Comme les sédiments de la quaternaire, le dépôt tertiaire de la Molasse a caractérisée par une mélange des couches des sables limoneux et argileux (TS – Tertiaire sableux) et des argiles sableux et graveleux (TA – Tertiaire argileux). Des sables pulvérulent et vraiment non cohésive n'ont pas trouvée dans des forages exécute.

De minces couches de grès sont intercalées de manière répétée et d'une façon irrégulière dans les sédiments de la molasse. En de nombreux endroits dans la ville d'Alger la molasse affleure sous forme de murs verticaux de plusieurs mètres de hauteur, constitués de sables en alternance avec des bancs de grès. Ces murs ne sont jamais ancrés et montrent peu voire

aucune trace d'érosion. Ceci permet d'affirmer que les unités de la molasse sont plutôt bien consolidées.

Dans la documentation des forages, ces grès sont souvent décrits seulement comme des minces intercalations dans les sédiments sableux à argilo-sableux de la molasse, ou bien comme des graviers gréseux dans une matrice sableuse.

Apparemment les sables bien consolidés de la molasse s'érodent pendant le forage en cours, ou sont érodés par des concrétions singulières directement dans le tube de forage. C'est pour cela que des carottes récupérées en continu forment des exceptions.

Il est probable, qu'aussi une grande partie des grès friables soit dissoute pendant l'opération de forage, ou érodés dans le tube par des composants plus durs, de manière comparable à ce qui fut le cas pour les sables consolidés.

Les types des sols rocheux dans les dépôts du Tertiaire sont caractérisés par des bancs d'épaisseur variable au-dedans des sédiments sableuse. À l'exception du tronçon Hai El Badr, les grés présumable ne forment pas une couche continue sur le long du tracé. Pour cette raison, les grés n'ont pas été différentiés en vue d'un type de sol indépendant, mais incorporer dans l'unité homogène (type de sol) des sables Tertiaires (TS). **[14]**

I.6.2. Données hydrogéologique :

La situation hydrologiques sur le long de la tracé est caractériser dans une vue global par la morphologie du terrain même, et par la répartition verticale des couches perméable et imperméable.

Les piézomètres installés indiquées un niveau d'eau plus ou moins continue dans des sédiments sableux de Tertiaire dans une profondeur des 25 - 30 m NGA. Ce niveau d'eau doit être classifié comme une nappe phréatique continue et permanente sans des changements saisonniers considérables.

Les ouvrages entre la Station Hai El Badr et le Puits de Ventilation 6 sont situés au-dessus de la nappe phréatique. Seulement la station Ain Naadja 1 reste avec sa fondation dans des sables du Tertiaire et pour cette raison proche de la zone influencé par l'eau souterrain.

Au-dessus de ce niveau continue, au dedans des sédiments Quaternaire, la situation hydrologique est caractérise par des petites nappes locales, isolées et temporaires sans des volumes considérables (nappes perchées).

En général les conditions en vue de la construction des ouvrages doivent être supposé sèches pour la plus part, dû au fait que le niveau d'aquifère permanent se situe en dessous des ouvrages au dedans des sédiments de la molasse sableux. Néanmoins par temps de fortes pluies, l'apparition d'inclusions d'eaux élevées au sein des parties perméables sableuses est possible. **[14]**

I.6.3.Données géotechniques :

L'hypothèse géotechnique résume les résultats des investigations concernant le calcul statique portant de tous les ouvrages sur la ligne planifiée du Métro d'Alger extension C entre les stations Hai El Badr et Ain Naadja 2. Les investigations ont été faites dans les cadres de la reconnaissance géotechnique APD et de la reconnaissance géotechnique supplémentaire 2010/2011.

L'ensemble lithologique, traversé par le tracé planifié du tunnel, peut être réduit à deux unités litho -stratigraphiques principales (Quaternaire, Tertiaire).

Les couches litho -stratigraphiques ont été sou groupées en 6 unités homogènes (types des sols différents) à base de leurs caractéristiques mécanique du sol prédominant. Les 6 unités homogènes (types de sols différents) forment la base d'un modèle de sous-sol simplifié nécessaire pour le dimensionnement statique des ouvrages planifié.

L'unité litho -stratigraphique supérieure se compose des sédiments quaternaires prédominant de caractère cohésif avec des intercalations sableuse à gréseuse. Cette couche contient en plus un grand nombre d'éboulis. Il se peut qu'il s'y trouve des changements (remplissages) anthropogènes.

En somme 4 types des sols différents (unités homogènes) ont été séparé dans cette unité supérieure (RX – Remblais, QA – Quaternaire argileux, QS – Quaternaire sableux, QM – Quaternaire marneux) L'unité litho-stratigraphique inferieur consiste en des sédiments de type sableux à argileux avec des intercalations gréseuse d'une grande hétérogénéité, rassemblés sous le terme de molasse.

En somme 2 types des sols différents (unités homogènes) ont été séparés dans cette unité inferieur (TA – Tertiaire argileux, TS – Tertiaire sableux). **[14]**

Le tableau si dessous nous donne tous les donné de la reconnaissance géotechnique :

Type de sol	**RX**	**QA**	**QM**	**QS**	**TA**	**TS**
Densité humide [KN /m³] (laboratoire)	19	20.5	20.5	20.5	21	21
Module E [MN/m²] (SPT + Menard)	15	30	45	50	60	100
Module Es [MN/m²] (SPT + Menard)	25	45	60	70	90	160
Cohésion c' [MN/m²] (laboratoire)	5	40	50	10	60	15
Cohésion c_u [MN/m²] (laboratoire + SPT)	15	160	200	20	240	30

Angle de frottement [°] (laboratoire + SPT)	30	25	27.5	32.5	27.5	32.5
Résistance de pointe des pieux Qb,k [KN/m²] (Eurocode / DIN)	1000	1500	1500	3000	2000	3500
Friction superficielle des pieux Qs,k [KN/m²] (Eurocode / DIN)	80	80	80	120	100	150
Force de service des tirants d'ancrage [KN/ancre] (EC7/DIN)	400	600	600	800	800	1000
Friction superficielle des tirants d'ancrage [KN/ancre] (EC7 / DIN)	200	300	300	500	400	750
Angle de friction de mur [-] (EC7/DIN)	2/3φ	2/3φ	2/3φ	2/3φ	2/3φ	2/3φ
Perméabilité [m/s] (Lefranc)		2.0 E-08	2.0 E-08	1.0 E-04	3.0 E-07	1.0 E-04
Niveau d'eau [m NGA] (Sondage)	30 m NGA					
Niveau d'eau calculatoire (état temporaire) [m NGA] (Sondage)	30 m NGA					
Niveau d'eau calculatoire (état finale) [m NGA] (Sondage)	35 m NGA					

Tab 1. *Données géotechnique du site* **[14]**

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.

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

1. amélioration (en qualité et en quantité) des études de reconnaissances géotechnique 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 :

- Ceux qui sont basés sur les opérations d'avancement cycliques : creusement, soutènement, marinage ;

- Ceux ou 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 manier générale, les ouvrages doivent être conçus en tenant compte de ces divers impératifs et les procédés d'exécution doivent être adaptés le mieux possible aux caractéristique du sol (tant en surface qu'en profondeur).

II.1. Méthode d'exécution :

Il existe deux méthodes d'exécution des tunnels :

1- Creusement à ciel ouvert
2- Creusement en souterrain

II.1.1. Exécution en souterrain :

La méthode consiste à l'excavation du tunnel en souterrain par le creusement en front d'attaque et par des puits d'attaque afin de faciliter l'exécution des travaux de déblais lors du marinage (meilleur circulation des engins dans le tunnel). Le phasage des travaux en souterrain et le suivant :

II.1.1.1. Creusement a pleine section :

Par méthode de creusement a pleine section, il convient de comprendre des techniques d'avancement donnant lieu à dégagement complet de la section principale de l'ouvrage en une seule fois.

Cette méthode est plus favorable à la maitrise des déplacements puisqu'elle évite les problèmes liés aux reprises d'excavation dans un terrain déjà déconfiné.

Figure 3.*creusement plein section*

Avantage :

- Facilite les travaux de pose du soutènement provisoire
- Meilleur organisation dans l'opération du marinage

Inconvénients :

Nécessite des gros moyens de creusement (cout et délais de l'opération et des grosses machines pour les grandes sections). **[22]**

II.1.1.2. Creusement en demi-section :

On réalise d'abord le creusement de la partie supérieure de la section, la partie inférieure étant réalisée avec un décalage de temps.

Le creusement par demi-section est beaucoup plus indiqué dans des terrains hétérogènes nécessitant l'emploi d'un soutènement important.

Figure 4. *Creusement demi-section*

Avantage :

Elle permet :

- De mieux maitriser les problèmes de stabilité du terrain.
- Une meilleure exécution des travaux du soutènement.
- Une meilleure organisation dans les travaux de marinage. **[22]**

II.1.1.3. Creusement en section divisée :

Cette méthode consiste en l'ouverture préalable d'une (ou plusieurs) galeries de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement de l'excavation totale à réaliser. La section peut être divisée de différentes façons.

Ces galeries peuvent être exécutées sur toute la longueur de la zone à réaliser en section divisée avant le début de l'excavation du reste de la section.

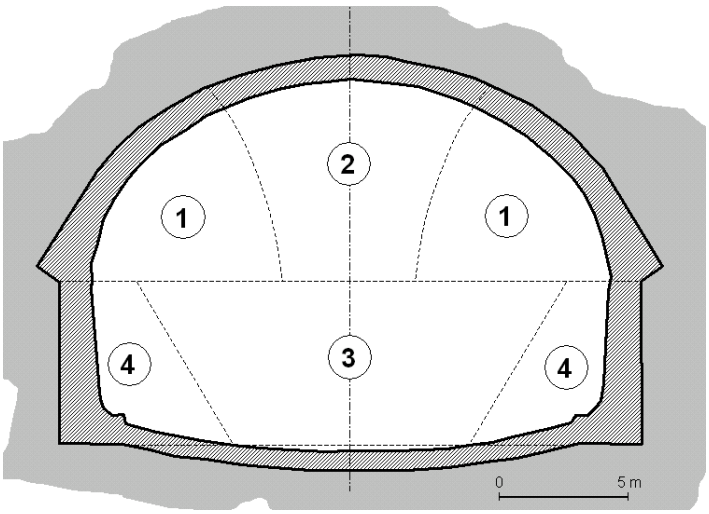


Figure 5. *Creusement en section divisée*

Avantage :

- Applicable pour les grandes excavations souterraines ;
- Applicable aux tunnels se trouvant dans les mauvais sols ;
- Limite la décomposition des terrains sus-jacents.

Inconvénients :

- Très couteuse ;
- Très lentes. **[22]**

II.1.2. Exécution à ciel ouvert :

La méthode consiste a une excavation du terrain naturel à ciel ouvert avec la réalisation des parois latéral en béton armé (parois moulée, pieux avec tirants d'ancrage et buttons métalliques) qui représentent le soutènement.

Après l'exécution des terrassements des fouilles en déblais, on entame les travaux du génie civil du tunnel avec la réception du fond de fouilles (en profondeur et essai de densité).

L'opération des remblais se fera en dernière phase des travaux, cette méthode est utilisée dans les conditions suivantes :

- Lorsqu'on a une faible couverture du tunnel (sécuriser les travaux).
- La nature du sol est meuble. **[1]**

- Le phasage des travaux approprié à l'ouvrage:

Le phasage de réalisation ce fait comme suit :

1. Préparation d'une plateforme de forage aux différents niveaux ;

2. Forage des pieux ;

3. Mise en œuvre de la cage d'armature et bétonnage des pieux ;

4. Excavation jusque 50 cm au-dessous du premier lit d'ancrage ;

5. Forage et installation de l'ancre ;

6. Mise en tension de l'ancre ;

7. Eventuellement : Excavation jusque 50 cm au-dessous du 2ième lit d'ancrage ;

8. Eventuellement : Forage et installation de l'ancre ;

9. Eventuellement : Mise en tension de l'ancre ;

10. Eventuellement : Excavation jusque 50 cm au-dessous du 3ième lit d'ancrage ;

11. Eventuellement : Forage et installation de l'ancre ;

12. Eventuellement : Mise en tension de l'ancre ;

13. Excavation finale ;

14. Installation d'un système temporaire de l'épuisement des eaux pluviales ;

15. Bétonnage de la couche de propreté ;

16. Coffrage, ferraillage et bétonnage du radier du tunnel en blocs d'une longueur d'environ 10m ;

17. Désactivation des tirants du deuxième et/ou troisième lit d'ancrage ;

18. Coffrage, ferraillage et bétonnage de la voute du tunnel en blocs d'une longueur d'environ 10m ;

19. Application de la couche d'étanchéité ;

20. Remblayage en couches et compactage du remblai ;

21. Désactivation des lits supérieurs d'ancrage ;

22. Finalisation de la surface.

Après le bétonnage du radier il faut désactiver les lits d'ancrage qui se trouvent sur la hauteur de la voute du tunnel, le radier reprend ces charges. Donc le radier est pris en compte dans les coupes de calcul comme un raidisseur. **[15]**

II.1.3. Processus de choix :

II.1.3.1. 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.

II.1.2.2. Deuxième phase :

La règle est alors en priorité l'étude de ceux, parmi ces 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 couteux) ;
- 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.

II.1.2.3. Troisième phase :

Ultérieurement, lors de la consultation des entreprises et du choix définitif, interviennent de nouveaux critère (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 ;

- cout 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, 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. **[6]**

II.1.4. Modes de creusements des tunnels :

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

II.1.4.1. L'exécution du creusement dans les terrains meubles et aquifères :

- **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 rencontrait des passages de terrains durs, on peut prévoir un changement de la pelle par un marteau piqueur.

II.1.4.2. L'exécution du creusement dans les terrains durs :

- **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 d'explosifs :

- Explosifs lents ou déflagrants tels que la poudre noire sont mis à feu par simple contacte d'une flamme, la vitesse de réaction est relativement faible et ils ne produisent aucun broyage du rocher ;
- 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 tire doit être défini afin de maitriser le découpage du plan de tire 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 microretard. **[6]**

II.1.5. Ouverture et accès :

II.1.5.1. Le puits :

Le puits peut être utilisé comme un moyen d'accès pour l'exécution d'un tunnel, sa section dépendra de la qualité 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. **[5]**

II.1.5.2. 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. **[5]**

II.1.5.3. 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 hydrogéologique, en particulier le type des venues d'eaux (ponctuelles ou diffusés) ;

- Les essais et mesures géotechnique in situ ;

- Les prélèvements d'échantillons pour des essais en laboratoire ;

- De préciser les méthodes d'exécution, 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. **[5]**

II.2. Méthodologie de soutènement :

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 couteuses tout en assurant la sécurité du chantier durant les travaux mêmes 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.

II.2.1. Les méthodes de construction d'un tunnel à ciel ouvert :

Que ce soit en ville ou ailleurs, les travaux de construction ont lieu après les divers sondages et autres opérations nécessaires à la décision de construire l'ouvrage. Passé cette étape, on prépare les environs immédiats à accueillir le chantier : déviations de la circulation, protection des bâtiments riverains, etc. le tout devant être accompli de la manière la plus efficace possible pour ne pas perturber inutilement la vie en surface.

Lorsque l'on construit à ciel ouvert, deux possibilités se présentent : on peut soit envisager de construire l'ouvrage à l'aide de la méthode des tranchées (tout l'ouvrage est à l'air libre jusqu'à l'édification de la superstructure, la dalle de toiture est alors en un seul tenant), soit en utilisant celle en tranchée couverte (on réalise la dalle de toiture à l'air libre, souvent en plusieurs tenants). La tranchée couverte est souvent la seule possible, surtout dans les villes à forte densité d'immeubles ou à trafic important (souvent impossible à détourner). Surtout que la méthode à ciel ouvert durant toute la durée des travaux n'offre plus d'avantages depuis que l'on est capable de construire la dalle de toiture en plusieurs tenants. **[1]**

II.2.1.1. Tranchée ouverte :

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

Les mauvais terrains, schistes et argiles (en particulier argiles consistantes fissurées et argiles contenant des couches de sable aquifère), 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 : revêtement en plaques de béton supportées par une poutre en béton armé en partie inférieure, stabilisation par liants hydrauliques … ou abandon de l'option des talus.

Il est alors possible de remplacer les talus par des parois verticales en prévoyant un soutènement, ce qui autorise des surcharges. Les principaux types de mur de soutènement sont bien connus : murs poids pour les petites hauteurs (jusqu'à 3 m environ) et, surtout, murs profilés et murs à contreforts intérieurs, acceptant des retenues plus importantes.

Lorsque l'on applique cette méthode, l'entièreté de l'ouvrage est réalisée (en préfabriqué ou non) puis la tranchée est recouverte. Cette méthode présente donc deux inconvénients majeurs:

- Pré-fabriquer l'ouvrage se révèle irréaliste étant donné les gabarits des tunnels à exécuter ;
- Appliquer cette méthode implique un encombrement très important en surface, ce qui n'a pas sa place dans une ville moderne.

Bien que tout à fait réalisable, elle soit la moins coûteuse et la plus simple à mettre en place, cette technique n'a tout simplement pas sa place dans une ville moderne. Mais elle reste cependant possible pour construire à moindre coût des tunnels souterrains. D'ailleurs il est courant de l'utiliser hors zone urbaine, là où la géologie le permet. **[1]**

II.2.1.2. Tranchée couverte :

Lorsque l'ouvrage est à construire dans une artère à grand trafic et qu'il importe donc de réduire significativement les entraves à la circulation, il est préférable d'utiliser la méthode d'exécution en tranchée couverte. Celle-ci est fortement inspirée de la méthode de construction en tranchée ouverte mais avec un encombrement en surface réduit dans le temps.

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.

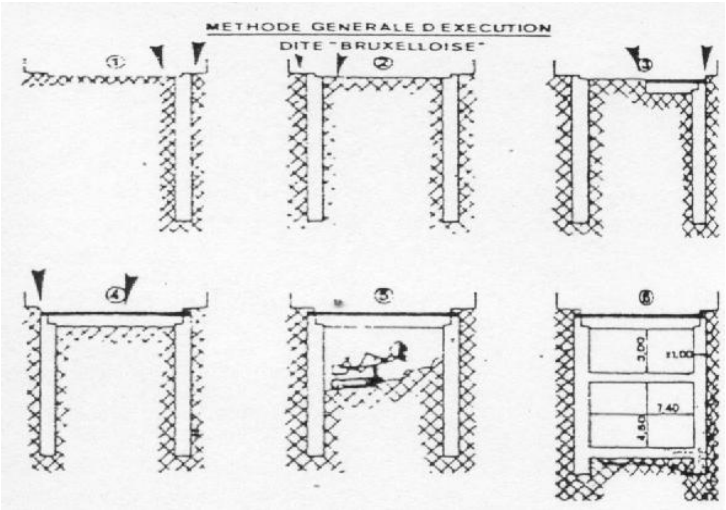


Figure 6. *La méthode «bruxelloise »*

Cette méthode dispense d'employer des platelages provisoires coûteux pour écouler la circulation pendant les travaux.
Lorsque les souterrains occupent une grande superficie, notamment les stations de métro, les dalles aux divers niveaux doivent prendre appui sur un réseau de colonnes intérieures, et ce en plus des murs périphériques. Dans ce cas, il y a intérêt à mettre en place ces colonnes intérieures en même temps que les murs, c'est-à-dire préalablement au terrassement. Ces colonnes peuvent être construites à l'abri d'une fouille blindée, être constituées de pieux en béton moulés dans le sol, ou encore de pieux forés.

Si la section des pieux est jugée trop encombrante dans le volume destiné à devenir utile dans l'ouvrage terminé, on a recours à la technique dite des « colonnes foncés ». Elle consiste à creuser un puits à partir de la surface jusqu'à un meilleur sol. Dans ce puits ainsi réalisé, on introduit les profilés métalliques de la colonne apparente dans le volume utile. Cette colonne est chargée de transmettre la charge au « faux puits » (partie inférieure du puits). On maintient la colonne suspendue pendant le bétonnage du « faux puits » jusqu'à en englober la base de celle-ci.

Les divers plateaux sont ensuite réalisés, du haut vers le bas, par terrassements successifs, en prenant appui sur les colonnes foncées, ce qui évite l'emploi d'étançons temporaires coûteux ou de tirants d'ancrages pour équilibrer la poussée des terres et de l'eau sur les murs périphériques.

Cette manière de procéder a été couramment utilisée en Belgique (à Bruxelles surtout) et porte le nom de « méthode bruxelloise ». **[1]**

II.2.2. Soutènement de fouilles :

En ville, l'espace restreint pour le passage des souterraines ou tranchée à faible profondeurs 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.

Les procédés d'exécution varient suivant quatre critères :

- la place disponible en surface ;
- la nature du terrain ;
- le niveau de la nappe aquifère par rapport au chantier ;
- la proximité de construction à fondations précaires.

Avant l'exécution, il faut dévier les canalisations de toute nature situées à l'emplacement de la future ligne. Les premières phases des travaux nécessitent une emprise au sol importante dont il est souhaitable (et généralement possible) de réduire la durée. **[8]**

II.2.2.1. Méthodes sans blindage :

Le cas le plus facile se présente lorsque l'ouvrage peut être exécuté dans une fouille talutée, l'angle du talus est déterminé en fonction de la nature du terrain qui doit impérativement être hors de la nappe phréatique (on peut éventuellement la rabattre). Cette méthode est rarement utilisable en zone urbaine puisqu'elle conduit, d'une part, à une emprise au sol importante sauf dans un terrain très cohérent ou rocheux, où il est possible de faire une fouille à parois verticales, et, d'autre part, à l'abaissement de la nappe sous les immeubles riverains, d'où danger de tassement.

II.2.2.2. Méthodes avec blindage :

Le blindage est indispensable quand le tunnel est construit dans un terrain peu cohérent ou en présence d'eau. Il procure en surface une réduction d'emprise sensible. Les parois latérales du pertuis doivent être conçues de manière à jouer le rôle de mur de soutènement et plonger profondément dans le sol. La longueur de la fiche est fonction du sol (portance, caractéristiques de frottement, nécessité de descendre dans la couche imperméable en vue d'assécher la fouille, s'opposer aux affouillements).

Le blindage est réalisé par :

- des murs en béton construits en fouilles blindés ;
- des parois moulées dans le sol ;
- des parois à grande inertie ;
- des rideaux de palplanches métalliques, récupérables ou non ;
- des pieux sécants en béton ;
- des parois en éléments préfabriqués ;
- des parois berlinoises.

II.2.2.2.1. Fouilles blindées :

Description du procédé :

Dans l'alignement des parois latérales du tunnel, des fouilles blindées, d'une largeur égale à l'épaisseur des murs, sont creusées par tronçons de 5 à 6 m, tout en maintenant entre deux fouilles un massif de terre de même importance pour réduire la décompression du terrain.

Lorsque la profondeur est atteinte (possibilité d'atteindre 20 m), on élargit la base de la fouille en forme de patte d'éléphant et par tronçons alternés de 1m de longueur. Le bétonnage s'opère par hauteur de 4 m avec une durée d'interruption correspondant au début de prise. Le blindage du côté extérieur est enlevé au fur et à mesure tandis que le blindage intérieur et récupéré lors de l'enlèvement du stross.

Après achèvement, les tronçons constituant les murs latéraux sont solidarisés par une poutre longitudinale en tête.

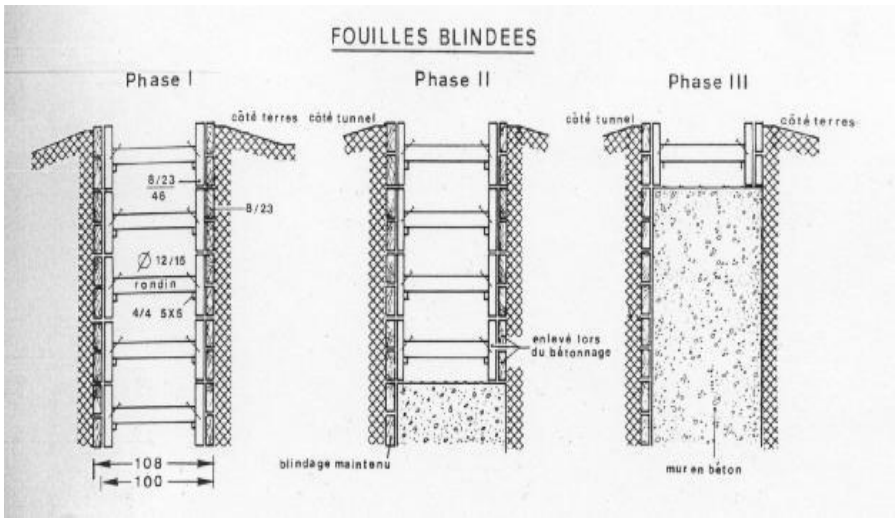


Figure 7. *La méthode des fouilles blindées*

Dans le cas de l'application en tranchée couverte, la dalle de toiture est bétonnée à même la surface du terrain, vient s'appuyer sur cette poutre. Lorsque la dalle de toiture a acquis une résistance suffisante, on procède à l'enlèvement du stross moyennant étançonné, grâce aux outils des différents niveaux, on bétonne petit à petit du haut vers le bas.

Avantages du procédé :

- Le matériel utilisé (treuils et engins de chargement des terres) étant d'un encombrement réduit, le procédé en fouilles blindées est peu néfaste à la circulation ;
- Les murs sont implantés avec grande précision et présentent un aspect acceptable une fois finis ;
- L'exécution s'adapte facilement à des situations difficiles, comme lors de la construction sous ou immédiatement à côté des voies de tramway ;
- Les bruits de trépidations sont pour ainsi dire inexistants.

Inconvénients :

- L'évacuation des déblais pose problèmes ;

- La descente des matériaux et l'évacuation des déblais s'opérant à l'aide de treuils, la technique exige de multiples précautions pour assumer la sécurité du personnel de fond.
- L'avancement est assez lent car le terrassement s'opère tout à fait manuellement mais la possibilité de multiplication des points d'attaque atténue cet effet.
- Le domaine d'application est limité aux terrains suffisamment cohérents, de bonne qualité et où le fond de fouille se situe au-dessus du niveau de la nappe. **[1]**

II.2.2.2.2. Parois moulée dans le sol :

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 le remplit au fur et à mesure de son creusement par une boue dénommée bentonite Il s'agit d'une suspension thixotropique (liquide tant qu'elle est maintenue en mouvement, rigide au repos).

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 réalisation du mur se schématisent comme suit (méthode bruxelloise) :

- 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 liaisonnement ;
- 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.

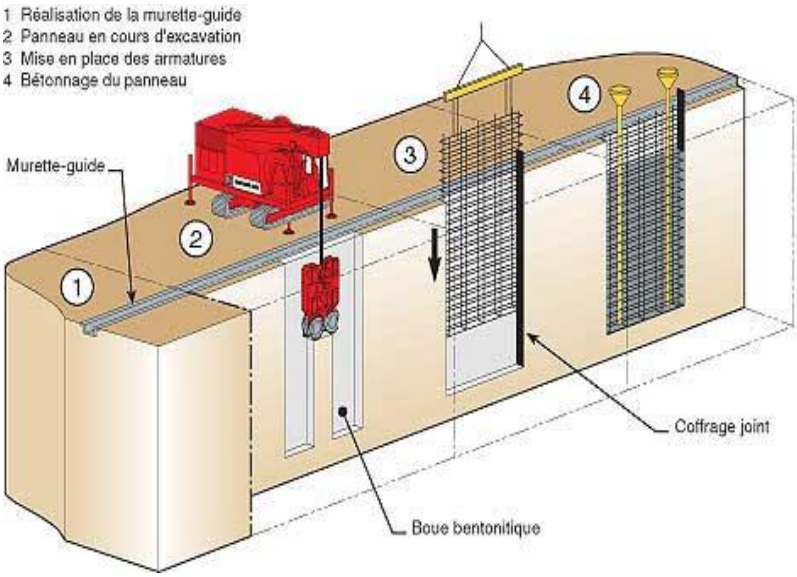


Figure 8. *Méthode des parois moulées*

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.

Avantage :

- 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. On construit alors une enceinte fermée dont les murs plongent dans le fond imperméable. A l'intérieur de l'enceinte, la fouille peut-être asséchée sans que l'épuisement de l'eau ne perturbe la nappe aquifère hors de l'enceinte.

Inconvénients :

- L'encombrement du chantier gêne fortement les circulations et l'accès aux propriétés riveraines. Pour en atténuer les inconvénients, il est nécessaire soit de n'opérer que d'un seul côté à la fois, soit d'éviter l'emploi d'excavatrices guidées par tiges rigides.

En terrain de compacité normale et homogène, une machine légère, composée d'une sorte de chèvre actionnant un grappin spécial agissant par son propre poids, permet l'obtention des panneaux de verticalité parfaite. Par contre, s'il y a présence de couches dures, tel que bancs gréseux, inclinés ou discontinus, il y a risque de déviation de l'excavation et perte de rendement.

Il est alors nécessaire de briser ces couches par trépanage ;

- 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 anti-vibrations, 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). L'élimination via l'égout ne peut être envisagée à cause des décantations qui s'y produisent et les entreprises de vidange ne possèdent pas un matériel spécialement adapté ;
- Le risque d'effondrement en cas de perte de bentonite par les canalisations non repérées est très présent. **[8]**

II.2.2.2.3. Parois à grand 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. On obtient ainsi des parois à grand 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. **[7]**

II.2.2.2.4. Palplanches métalliques :

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 étançons. 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 nappe d'étançons intermédiaires suivant la profondeur à atteindre.

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

Avantage :

- Ce procédé permet une exécution précise des parois verticales délimitant l'ouvrage, d'où épaisseur moindre de ses parois ;
- Les murs finis sont d'un bel aspect ;
- Le rendement est assez bon, s'il n'y a pas trop d'obstacles dont le sol.

Inconvénients :

- Les bruits et les trépidations au cours du battage ;
- Les difficultés de déplacer la sonnette en site dénivelé ;
- La nécessité d'enlever les obstacles aériens pour lever les palplanches ;
- Les problèmes des transports et d'approvisionnement de palplanches de grande longueur en pleine agglomération ;
- Le coût des palplanches qu'il est généralement impossible de récupérer et qu'on ne peut prendre en considération dans le calcul de la stabilité. **[11]**

II.2.2.2.5. 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 louvoyant angulaire. Les terres sont enlevées au fur et à mesure de l'enfoncement au moyen d'un grappin spécial.

Lorsqu'on travaille sous la nappe phréatique, le tube est rempli d'eau ou de boue benthonique 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.

Avantage :

- 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.

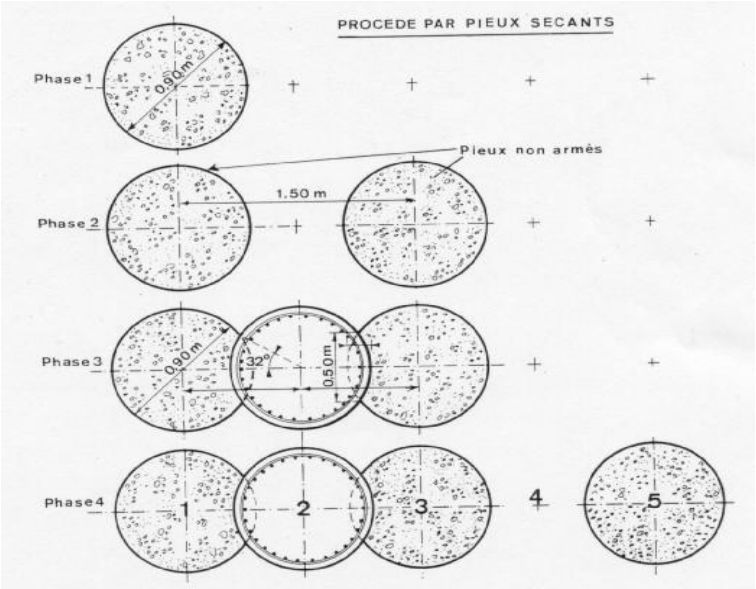


Figure 9. *L'agencement des pieux sécants*

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. **[11]**

II.2.2.2.6. 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 fouille au moyen de plaques s'appuyant sur ces profilés.

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. **[1]**

II.2.2.2.7. 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 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).

Avantage :

- Diamètre important jusqu'à (2.5 m et voir plus) et possibilité d'exécution des éléments de forme diverses résistant à la flexion ;
- Possibilité a traversé des bans durs ;
- Contrôle qualificatif des terrains traversés ;
- Adaptation facile 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. **[11]**

II.2.3. La nouvelle méthode autrichienne(NATM) :

Contrairement aux méthodes traditionnelles de soutènements, voici une méthode qui est nouvelle et efficace en terme de sécurité des travaux souterrains, cette méthode se caractérise par :

- La mise en place, aussi rapidement que possible, d'un soutènement déformable constitué de cintres métalliques armant le terrain et d'une couche de béton projeté.
- La réalisation de mesures des efforts et des déformations engendrées dans la voute et dans le terrain avoisinant dont l'interprétation permet d'adapter les dimensions, les

quantités et les phases de mise en place des éléments constituant le soutènement (béton projeté en voute, au front, en radier, boulons, cintres).

Le but de ce soutènement est de garantir la stabilité de l'excavation non pas en bloquant tout mouvement mais en créant un anneau porteur de terrain armé.

L'excavation se fait à pleine ou demi-section, et parfois en section divisée dans le but de mettre le soutènement en place aussi rapidement que possible. La mise en place d'un radier doit souvent être prévue dans les terrains ou cette méthode est compétitive.

Le soutènement comprend :

- Des ancrages scellés (mortier ou résine) contribuant à créer dans le terrain une voute armé.
- Une coque mince de béton projeté (5à25cm) (généralement armée de treillis soudé ou de fibres métalliques) solidaire du terrain. Son rôle est de projeter le terrain contre l'altération, de créer une continuité entre les éléments du terrain, d'apporter une certaine pression radiale de confinement et de répartir les efforts rapportés aux têtes des ancrages.
- éventuellement, des cintres lourds qui renforcent la coque de béton projeté.

Cette méthode de soutènement assure en principe la stabilité de l'ouvrage de façon définitive.

Le béton du revêtement éventuel, mise en place après stabilisation des déformations à l'intérieur de la voute de béton projeté, augmente la sécurité par un confinement supplémentaire, mais a essentiellement un rôle de conservation de soutènement, d'étanchéité, de protection de l'espace utile.

La Nouvelle méthode autrichienne est, en fait, une méthode qui peut s'adapter à la plupart des terrains. Elle est limitée :

- par le temps de décompression des terrains, qui peut faire que la plus grande section auto-stable pendant la mise en place du soutènement n'a pas des dimensions suffisantes pour des raisons pratiques (mise en place des boulons) ou économiques.
- Par l'hétérogénéité du terrain et sa fracturation, qui peut empêcher d'obtenir à l'abattage une excavation régulière ou produire des concentrations anormales de déformations ;
- Par l'inaptitude du terrain au boulonnage.
- Par l'importance, des venues d'eau et/ou de la charge piézométrique qui empêchent la mise en place du béton projeté.

II.2.4. La technique du soutènement mis en place :

Entre la Halte des Ateliers et la rue, les pieux seront forés dans le terrain existant taluté. Pour le forage il faut construire un niveau de forage. Entre la rue et le tunnel couvert, le terrain est plat et presque non construit. Les têtes des pieux se trouvent 1,50m au-dessous du niveau de terrain.

Un talus sera installé 5m derrière le blindage, dans l'étendue de la rue, un pont temporaire doit enjamber la fouille. La paroi est ancrée, compte tenue de la profondeur de la fouille et du terrain et du sol existants.

Ancrages: La paroi est retenue avec des tirants d'ancrage. Les ancrages de la paroi sont du principe temporaire, c'est-á-dire les ancrages ne servent que pour le temps de construction, ils seront détendus au cours de la construction de l'ouvrage et du remplissage. Après la construction de la dalle de fondation, relaxation des ancrages les plus bas (si existants).

La dalle de fondation est prise en compte dans le calcul comme bétonnage au fond de la paroi.

Après la construction du tunnel, relaxation des ancrages directement au-dessus du tunnel, au cours du remplissage, relaxation des ancrages supérieures).

La méthodologie et la spécification du matériel mis en œuvre sur site sont spécifiées par la gestion du chantier DYWIDAG/COSIDER. Les tirants d'ancrage s'appuient contre la paroi de pieux forés à traverses des plombs en béton armé coulés dans les fentes entre les pieux. **[15]**

III.1. Tunnel cadre Hai El Badre-Ain Naadja :

Le tunnel est réalisé à ciel ouvert sur la totalité de sa longueur entre Kilomètre PK 1+320 et PK1+532 dans la foulée de la halte des ateliers, l'enceinte de la fouille sera réalisée en paroi de pieux forés Ø 80/120 cm.

3 lits de tirants d'ancrage dans le secteur de remblais importants. La section de tunnel est constituée d'un radier plus une coque voûtée du tunnel qui sera construit avec un chariot de coffrage.

Dimensions générales :

• longueur total : 212m.

• largeur du tunnel : 8,92m.

• hauteur du tunnel : 8,39m.

• profondeur de la fouille : 11m à 19m.

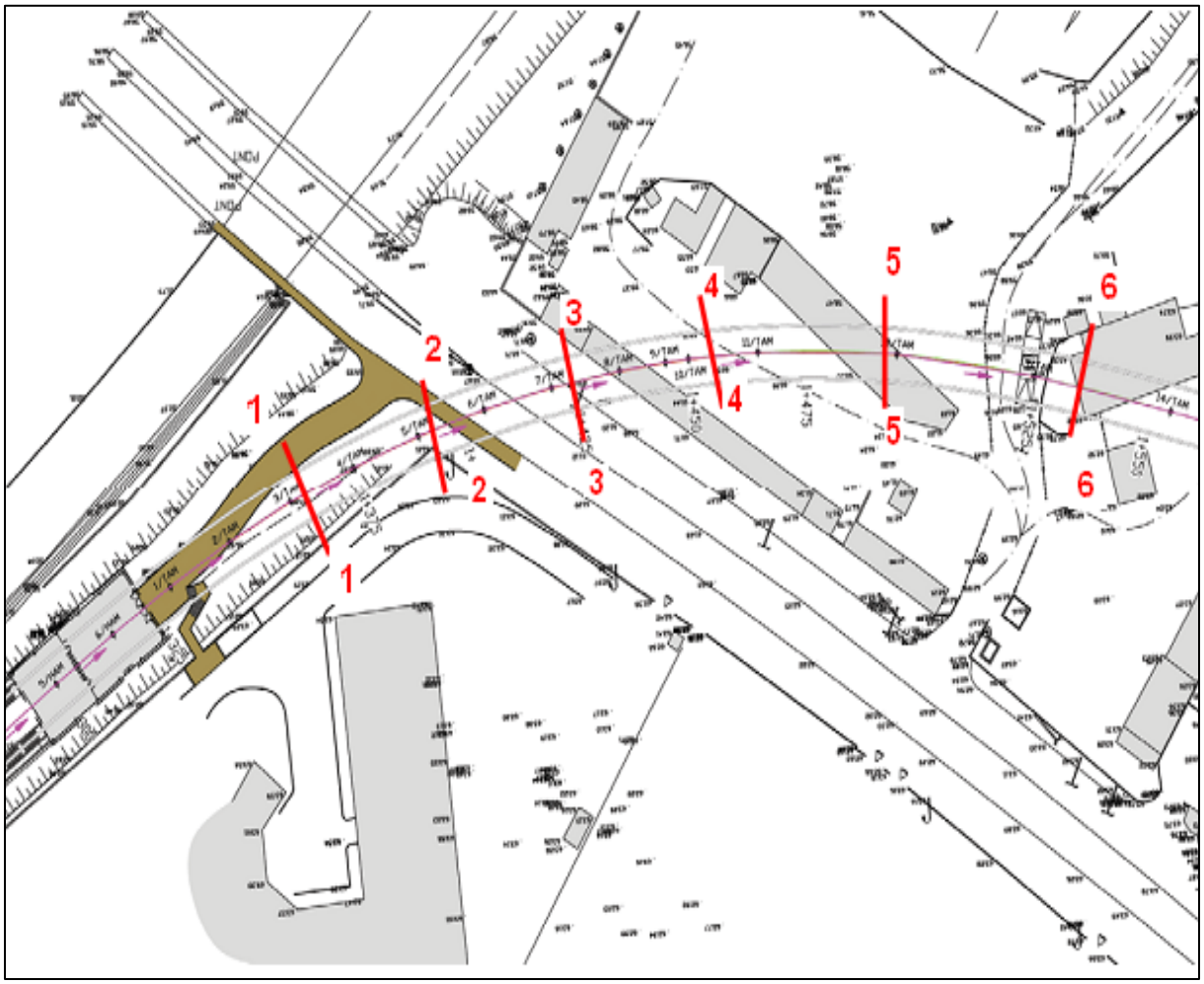


Figure 10. *Plan du tracé* **[16]**

III.2. Etapes de réalisation de tunnel cadre:

Avant de commencer les travaux il faut vérifier que tous les réseaux existants dans l'aire de travail sont déviés, l'implantation exacte des puits et des réseaux existants est à vérifier par

excavation locale. Il faut respecter les instructions des concessionnaires des réseaux pour la protection des ouvrages. Le tunnel cadre se construira à ciel ouvert, qui comprend les phases suivantes :

1. Excavation préalable, établir niveau de fourrage et bétonnage des murets guide.
2. Exécution des pieux.
3. Excavation jusqu'à 0.5 m à 1 m au-dessous le prochain lit des tirants d'ancrage.
4. Exécution des tirants d'ancrage à la côte excavée.
5. Répétition des phases 3) et 4) successivement jusqu'à arriver à la côte de la dalle de fond.
6. Exécution du radier.
7. Exécution de coque de tunnel à l'aide de un chariot de coffrage.
8. Remplissage.

Le soutènement joue un rôle déterminant dans la construction des tunnels puisqu'il assure pendant les travaux la stabilité des parois de l'excavation ou au moins y participer.

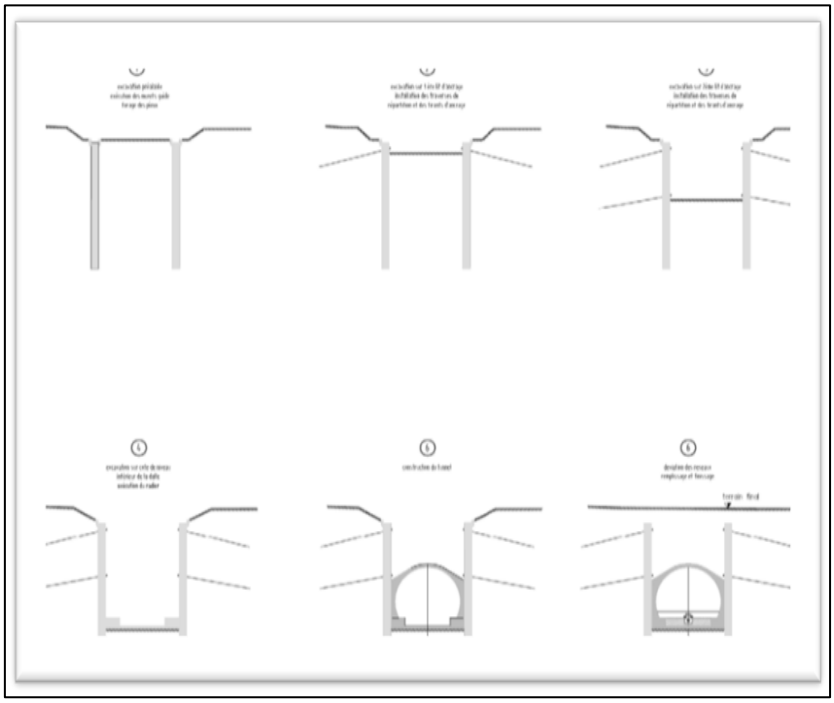


Figure 11. *Phasage d'exécution à ciel ouvert*

III.2.1. les pieux forés :

Avant l'exécution du soutènement provisoire ils ont choisi de réaliser un écran de pieux forés au lieu de la paroi moulée car cette dernière est couteuse et sa difficulté de réalisation à des grandes profondeurs, en plus vue le tracé de la voie qui effectue une courbe d'où la mise en place des pieux forés est obligatoire pour assurer la stabilité du sol aux cours du creusement.

Figure 12. *Pieux forés*

Ces pieux sont réalisés par extraction du sol à l'aide d'une foreuse, puis par mise en place d'une cage d'armatures et bétonnage de l'excavation ainsi créée, le dimensionnement de ces pieux a été fait par un bureau d'étude allemand qui prend en compte les caractéristiques du sol et les surcharges des engins qui circule pendant les travaux.

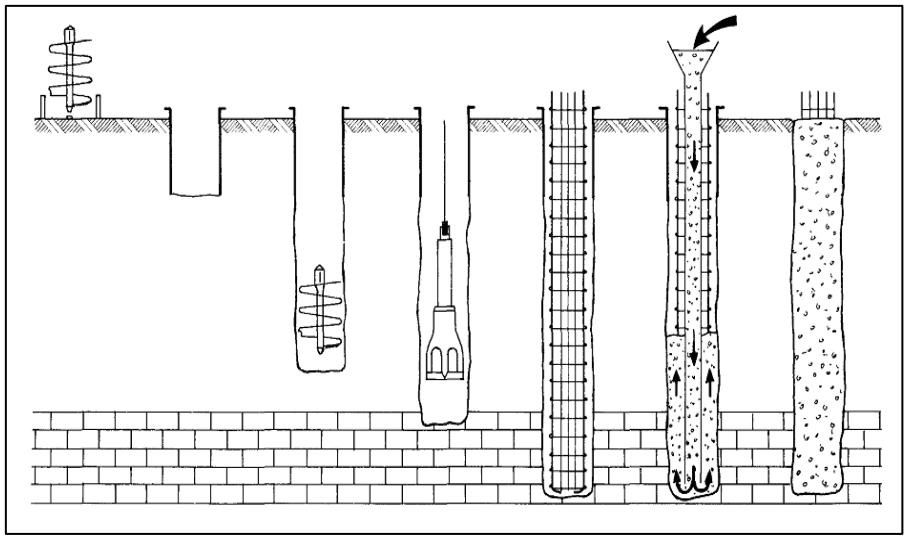


Figure 13. *Réalisation d'un pieu foré*

III.2.2. Les tirants d'ancrage :

On précise que le tirant d'ancrage est tout dispositif tendu servant assurer la stabilité d'un ouvrage auquel il est fixé à une extrémité, et l'autre étant ancrée dans le terrain, en plus il est capable de transmettre les forces de traction qui lui sont appliquées à une couche de terrain plus résistant.

III.2.2.1. Forage :

Le procédé de forage doit éviter toute modification des caractéristiques du sol et en particulier tout entrainement d'éléments fins qui pourrait provoquer des désordres dans le voisinage.

Dans les terrains les plus tendres incohérents ou cohésives le forage sera exécuté à la rotation avec ou sans l'utilisation de tubage. Dans ce cas le fluide de forage sera de l'eau ou du coulis de ciment. Dans les terrains les plus durs ou en présence de blocks le forage sera exécuté au marteau fond de trou.

Figure 14. *Forage des tirants*

III.2.2.2. Mise en place de l'armature :

Apres le nettoyage du forage, le tirant sera introduit manuellement avec le maximum de soin et d'attention, les torons seront laisses en dehors pour une longueur de 1m environ, d'une façon à permettre l'opération de mise en tension.

Apres l'installation du tirant le coulis de ciment sera injecte à partir du fond à travers le type d'injection (pvc). Le coulis de scellement peut être réalisé à partir de ciment plus un additif.

Figure 15. *Scellement des tirants*

III.2.2.3. Mise en tension :

Le matériel de mise en tension comprend un vérin hydraulique actionné par une pompe manuelle ou électrique, L'allongement de chaque toron dans la phase de traction et détente sera lu sur la règle millimétrique présente à l'intérieur des vérins.

La traction appliquée sera calculée par lecture au manomètre installé sur l'unité hydraulique compte tenu que la traction est donnée par le produit de la pression au manomètre pour la section du vérin.

En raison des particularités des processus de mise en tension et de l'interprétation faite ultérieurement, il importe que l'ensemble su matériel et de l'appareillage soit en parfait état de marche, sensible et précis. Il faut rappeler que, dans la plus part des cas, le même matériel et appareillage est utilisé pour la réalisation des essais préalable de conformité ou de contrôle qui exigent d'effectue des mesures particulièrement fines.

Figure 16. *Mise en tension des tirants*

III.2.3. Excavation :

Avant toutes excavations il faut vérifier les niveaux des fondations des bâtiments voisins, Cette opération consiste à l'extraction des terres par une pelle hydraulique (pelle sur chenille), les terrassements seront réalisés par niveau pour assurer la stabilité des pieux par des tirants d'ancrage. Les déblais seront évacués par des camions vers des aires de stockage.

Figure 17. *Excavation des terres*

III.2.4. Béton projeté :

Le béton projeté consiste à projeter le béton sur les parois d'un tunnel à l'aide d'une lance. Le béton projeté a deux principaux usages, qui peuvent s'additionner :

- Il a un rôle protecteur, et forme une coque mince épousant la géométrie du terrain. En cela il empêche les blocs de roche ou le sol de se détacher de la paroi.

- Il a un véritable rôle structurant, et reprend les charges issues du terrain. Son épaisseur est variable en fonction du terrain, de l'ordre d'une vingtaine de centimètres.

Seul, le béton projeté est de moins en moins utilisé. Il est souvent associé à des panneaux de treillis soudés ou, de plus en plus, à des fibres métalliques qui lui confèrent une certaine résistance en traction et en cisaillement.

Figure 18. *Béton projeté*

III.2.5. Drainage de la voie :

En phase de construction l'eau des couches est récoltée derrières les parois de pieux à l'aide d'une feuille à bulles. Puis il est évacué dans un drainage en gravier et infiltré dans le sol.

Dans l'état final l'eau arrivant à l'intérieure du tunnel, est récoltée dans les drainages longitudinaux.

Figure 19. *Système de drainage*

III.2.6. Béton de propreté :

Avant la mise en place du béton de propreté, un essai de compacité est obligatoire pour la réception de fond de fouille. Le béton de propreté est caractérisé par une faible quantité de ciment dans sa composition (150kg/m3).

Il est utilisé pour avoir une surface plate et pour éviter que le béton de l'ouvrage définitif (radier) ne se mélange avec le sol.

Figure 20. *Béton de propreté*

III.2.7. Le radier:

Les fondations sont des éléments de la structure destinées à transmettre les charges de la superstructure au sol, et assure la stabilité de l'ouvrage donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

On distingue deux types de fondations, superficielle et profonde, où la transmission des charges au sol se fait soit directement cas des semelles isolée ou radier, soit par l'intermédiaire d'autre élément cas des semelles sur des pieux.

Le choix de système de fondation dépend des facteurs:

- La capacité portante du sol.
- Le poids de la structure.

Figure 21. *Réalisation du radier*

- Essai d'affaissement au cône d'ABRAMS :

Le mode opératoire de l'essai consiste à remplir un moule tronconique en tôle (D=20cm;d=10cm;h=30cm) en quatre couches piquées de 25 coups par couche.

Le moule est ensuite soulevé verticalement sans secousses et on mesure l'affaissement.

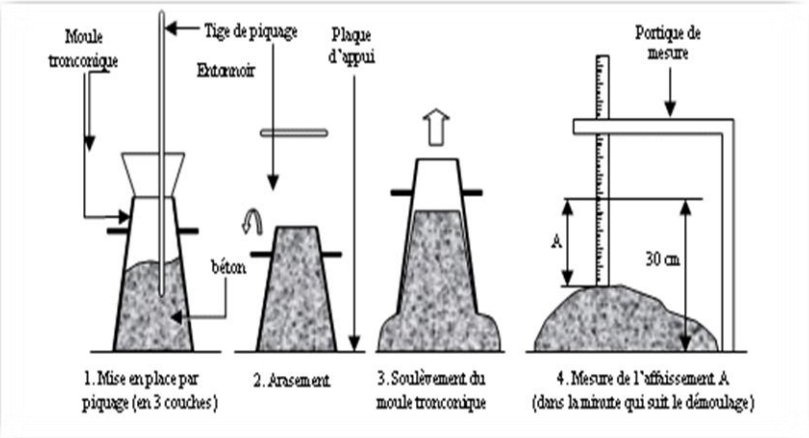


Figure 22. *Les étapes d'essai au cône d'Abrams*

III.2.7.1. Système 'Water stop":

Des joints "water-stop" en caoutchouc ou en chlorate de polyvinyle, de type approuvé, seront montés. Le procédé d'exécution de ces joints Les joints de bétonnage et de dilatation des structures étanches doivent être exécutés comme suit :

Dans les joints horizontaux et verticaux de bétonnage, les surfaces de béton doivent être préparées comme pour des joints de bétonnage ordinaires, et devront prendre en compte les précautions nécessaires, afin d'éviter la destruction ou la détérioration des joints "water-stop.

À la mise en place de la couche suivante, le béton de grain fin doit être soigneusement travaillé autour des joints "water-stop', en ayant soin de ne pas les distordre ou les détériorer, et en laissant des ouvertures dans les coffrages chaque fois que nécessaire.

III.2.7.2. Fonction :

LE WATER STOP avec bulbe, est utilisé comme joint dans les sols en béton, il assure une résistance à l'eau même sous pression, sans fuite et totalement étanche, il est utilisé pour la construction des canaux, aqueduc digues et bassins ainsi que pour la protection contre l'eau des fondations, tunnels et cuves.

Figure 23. *Mise en place du système water stop*

III.2.7.3. Joints de construction :

Le tunnel sera réaliser en 21 blocs d'une longueur de 10.15 m, chaque 3^{iem} joint entre deux blocs sera réalisé comme joint de dilatation. Les autres joints seront étanché avec une bande d'étanchéité, entre le dernier bloc du tunnel en mine et le premier bloc du tunnel en voute on prévoit un joint de dilatation.

III.2.8. Voute :

C'est un élément architecturale de couvrement intérieur d'un édifice présentant un intrados, la voute travaille comme un arc et son équilibre suppose la reprise des efforts de poussée par ses appuis.

Figure 24. *Ferraillage de la voute*

III.2.8.1. Chariot de ferraillage :

C'est un échafaudage temporaire destiné à permettre l'accès des ferrailleurs à une certaine hauteur, il est constitué de pieds et de traverses, qui se déplace sur des rails par un moteur électrique.

Figure 25. *Chariot de coffrage*

III.2.8.2. Coffrage voute:

C'une structure provisoire utile pour maintenir le matériau en place (béton) on attend sa prise, le coffrage est réglé par des vérins hydraulique afin d'assurer la forme géométrique de la voute.

Figure 26. *Voute près fabriqué*

III.2.9. Etanchéité :

Pour les tunnels nouveaux, l'objectif sera dans la plupart des cas d'obtenir un étanchement parfait de l'ouvrage, c'est à dire de ramener à une valeur nulle le débit pénétrant à l'intérieur de la section.

La voute est recouverte de géotextile, carbofole et une couche de béton de remplissage d'épaisseur de 10 cm pour assurer l'étanchéité en empêchant l'infiltration des eaux.

Figure 27. *Mise en place du géotextile*

III.2.10. Remblais :

Le choix des matériaux de remblaiement s'effectue après des essais au laboratoire , après la mise en place des remblais on passe au compactage , notons que pendant la phase du remblaiement à ne pas endommager les divers dispositifs de drainage ou d'étanchéité et a ne compromettre a aucun moment la stabilité de l'ouvrage.

Figure 28. *Remblaiement et compactage*

- **Essai sur Matériaux de remblaiements :**

- Essais Proctor.

- Analyse Granulométrique par tamisage.

- Essai au bleu de méthylène.

Les remblais seront mis en place par un chargeur en couches épaisse de 30cm qui sera compactée par compacteur à cylindre et pneumatique avec vibration, pour la réception de la couche réalisée un essai de mesure de compacité sera effectué avec un deflectographe.

Introduction :

Le calcul des efforts de poussée ou de butée dans les ouvrages de soutènement doit tenir compte des paramètres et des facteurs suivants : le poids volumique du sol, la résistance au cisaillement du sol, le frottement entre le sol et l'ouvrage, l'inclinaison de la surface du sol à l'amont et à l'aval de l'ouvrage, les déformations et déplacements relatifs de l'ouvrage par rapport au sol, la présence d'une nappe d'eau, les surcharges à la surface du sol.

IV.1. Calcul des poussées des terres :

Même si l'étude de la stabilité externe des ouvrages de soutènement repose sur des méthodes de calcul à la rupture, la poussée ou la butée calculée tient compte des déformations de service de l'ouvrage.

IV.1.1. Définition de la poussée et de la butée :

Ce sujet ayant été traité dans le cours de mécanique des sols, il ne s'agit pas ici de le reprendre entièrement, mais plutôt de préciser certains résultats. Imaginons qu'un écran vertical soit encastré à la surface d'un massif de sable. Si l'on procède à un remblayage par dépôt successif de couches horizontales minces d'un côté du mur, tout en appliquant une résultante F du côté opposé de façon à empêcher tout déplacement, on exerce à la fin du remplissage une force F_0 horizontale (du fait de l'absence de frottements entre la paroi et le sol) appelée poussée au repos telle que représentée sur la Figure 29.

Si à présent on réalise une translation horizontale du mur, deux cas sont possibles :

- si d'une part le déplacement est imposé vers l'intérieur du remblai (à droite), la force F croît jusqu'à une valeur maximale F_p qui correspond à la mobilisation totale de la butée;

- si d'autre part, partant d'une situation initiale identique, le déplacement se fait en éloignant la paroi du remblai, alors F décroît jusqu'à une valeur F_a inférieure à F_0 et qui traduit l'établissement de l'état de poussée.

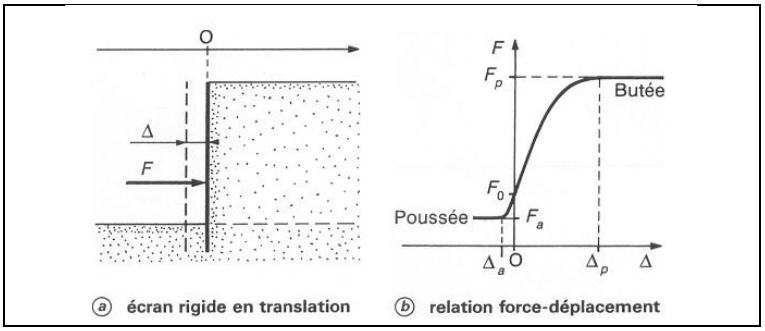


Figure 29. *Relation force-déplacement pour un écran rigide en translation*

On notera en particulier que le déplacement Δp nécessaire à la mobilisation totale de l'état de butée est beaucoup plus important que celui Δa causant la situation de poussée. Si H est la hauteur hors fiche du mur, on admettra les ordres de grandeur suivants :

$$\Delta p \approx H/100 \text{ et } \Delta a \approx H/1000$$

Dans ces deux cas extrêmes, on parle de poussée et butée limites correspondant à la rupture du massif de sol. On oublie cependant dans l'usage courant de mentionner l'adjectif « limite », les termes poussée et butée revoyant implicitement à l'état de rupture. **[19]**

IV.1.2. Choix d'une méthode :

Dans les calculs de forces de poussée ou de butée, le choix d'une méthode dépend également de la géométrie de l'ouvrage et le niveau de la nappe phréatique ainsi que le frottement sol-mur.

IV.1.2.1. Écran vertical et surface de massif horizontale :

La méthode de Rankine, malgré ses simplifications, est dans ce cas fréquemment utilisée, notamment pour les prés dimensionnements. Il convient cependant de vérifier si l'hypothèse de frottement nul n'est pas trop éloignée de la réalité. La méthode des équilibres limites et la méthode de Coulomb sont indifféremment utilisées pour la poussée. Pour la butée, l'hypothèse de surface de rupture plane est à rejeter et seule la méthode des équilibres limites convient. **[19]**

IV.1.2.2. Écran plan incliné et surface de massif inclinée :

La méthode des équilibres limites permet un calcul correct des forces de poussée et de butée. On utilise aussi la méthode de Coulomb, dans le cas de problèmes de poussée.

IV.1.2.3. Écran quelconque et surface de massif quelconque :

On applique la méthode de Coulomb avec résolution graphique, car c'est alors la seule utilisable. Des tables existent pour les cas les plus courants. La figure illustre ces trois cas.

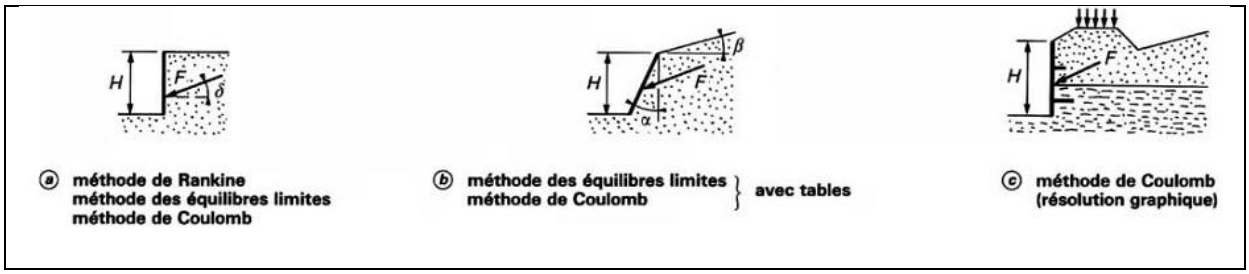


Figure 30. *Méthode couramment utilisé pour le calcul des forces de poussée et de butée*

IV.1.3. Comparaison des différentes méthodes :

Pour comparer les trois méthodes présentées dans les paragraphes précédents, on analyse, pour chaque méthode, la prise en compte des contraintes et de l'état de rupture dans le sol.

IV.1.3.1. Méthode de Coulomb :

La zone de rupture est réduite à un plan et il n'y a aucune prise en compte de l'état des contraintes dans le sol. L'hypothèse du plan de rupture est relativement bien vérifiée pour les sols pulvérulents en état de poussée, mais ne l'est plus ni pour les sols cohérents, ni pour les états de butée.

IV.1.3.2. Méthode de Rankine :

Basée sur toute une zone en rupture, elle présente l'inconvénient d'imposer, a priori, la valeur du frottement entre le sol et le mur. Par ailleurs, l'hypothèse $\sigma_v = \gamma z$ est d'autant plus inexacte que le frottement est moins négligeable.

IV.1.3.3. Méthode d'équilibres limites :

C'est la plus satisfaisante des trois méthodes, compte tenu des hypothèses faites Dans la pratique, elle permet de déterminer les forces de poussée et de butée à partir de la connaissance de coefficients Ka et Kp tels que :

$$x = \frac{\sqrt{\sigma^2+\tau^2}}{\gamma z} = \frac{|\overrightarrow{f}|}{\gamma z}$$

Cette méthode conduit à une répartition linéaire des contraintes sur l'écran et par suite :

$$F=\frac{1}{2}\int_0^H f\, dz = \frac{1}{2}\, Ka\, \gamma\, H^2$$

IV.1.4. La méthode de calcul des poussées (Coulomb):

Mise au point par Coulomb en 1773, cette méthode permet de déterminer les forces de poussée et de butée limites s'exerçant derrière un écran ou un mur quelconque sans considération de l'état des contraintes s'exerçant dans le sol derrière le mur.

Elle repose sur deux hypothèses :

- le sol se rompt suivant une surface de rupture plane passant par le pied de l'écran ;

- la force agissant sur l'écran a une direction connue. En d'autres termes, cela signifie que l'angle de frottement δ entre l'écran (ou le mur) et le sol est connu.

Ces deux hypothèses faites, la force agissant sur le mur est calculée par de simples considérations d'équilibre statique.

IV.1.5. Évaluation des coefficients de poussée et de butée :

IV.1.5.1. Cas des sols pulvérulents:

Considérons un massif de sol soumis à la gravité et éventuellement à une surcharge surfacique q : Si l'on suppose que la contrainte verticale est une contrainte principale dans le massif de sol, nous avons la seconde contrainte principale qui est horizontale et définie par :

$$\sigma_h' = K_0\ \sigma_v' \text{ et } \sigma_v' = q+\gamma\ z-u$$

Avec K_0 le coefficient des pressions latérales au repos, γ le poids volumique du sol et u la pression interstitielle.

Pour les sols pulvérulents, le critère de rupture du sol est du type Mohr-Coulomb, donné par.

$$\tau = \sigma' \tan(\varphi') + c'$$

Les cas de rupture en poussée et butée peuvent être représentés respectivement à gauche et à droite du point A dans le diagramme de Mohr.

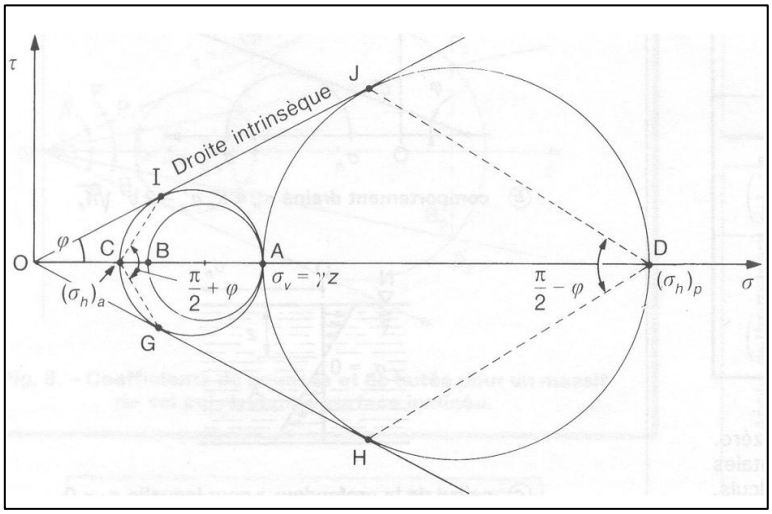


Figure 31. *Etat de contrainte de poussée et de butée pour un sol pulvérulent*

Le calcul de la contrainte horizontale pour laquelle le cercle de Mohr est tangent au critère de rupture donne les relations :

- en poussée :

$$\sigma_{ha}' = \frac{1-\sin(\phi')}{1+\sin(\phi')}\sigma_v' - \frac{2\ c'}{1+\sin(\phi')} = K_a\sigma_v' - 2\ \sqrt{K_a}\,c'$$

- en butée :

$$\sigma_{hp}' = \frac{1+\sin(\phi')}{1-\sin(\phi')}\sigma_v' + \frac{2\ c'}{1-\sin(\phi')} = K_p\sigma_v' + 2\ \sqrt{K_p}\,c'$$

IV.1.5.2. Cas des sols fins :

Dans cette hypothèse, il faut distinguer les comportements à court et long terme, en fonction du drainage du massif. Le critère à la rupture change au cours du temps :

- à court terme à la rupture : $\tau = C_u$ (critère de Tresca)

- à long terme, comme pour les sols pulvérulents : $\tau = \sigma' \tan(\varphi') + c'$

La figure si dessous représente ces deux critères dans le cas de la poussée :

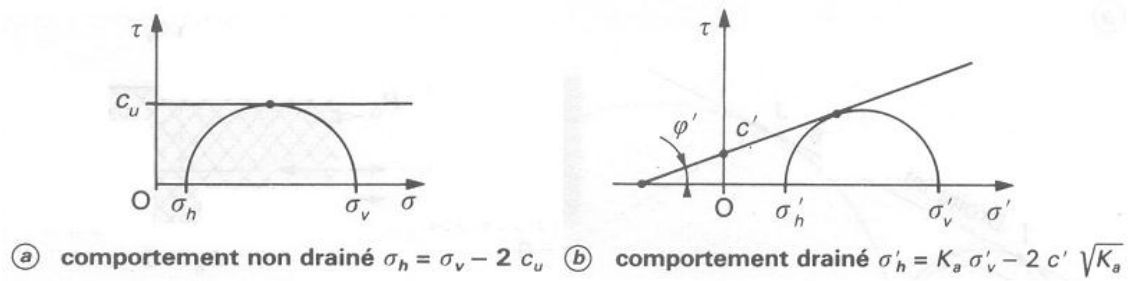


Figure 32. *Etat de contrainte pour un sol fin*

Pour le court terme, le raisonnement se fait en contraintes totales et pas effectives. Les contraintes horizontales à la rupture sont alors données par :

$$\sigma_{ha} = \sigma_v - 2\,C_u \text{ et } \sigma_{hp} = \sigma_v + 2\,Cu$$

Pour le long terme, le raisonnement se fait comme pour les sols pulvérulents. **[18]**

IV.1.6. Calculs des poussées des terres :

IV.1.6.1. La coupe 6-6 :

Coupe 6-6					
Type de sol	Z [m]	h [m]	ɣ [KN/m³]	ϕ [°]	C [KN/m²]
Rx	62,75	3,75	19	30	5
	59,00				
Q_A	59,00	11,75	20,5	25	40
	51,00				
Q_S	15,00	18,75	20,5	32,5	10
	44,00				
Q_M	44,00	25,25	20,5	27,5	50
	37,50				
Ts	37,50	40,25	21	32,5	15
	22,50				

Tab 2. *Donnée géotechnique de la coupe 6-6*

$\sigma_0 = (10\times0,333)$

$\sigma_0 = 3,33$ KN/m^2

$\sigma_1^+ = 0,333\,(19\times3,75+10)-2\times5(0,333)^{1/2}$

$\sigma_1^+ = 21,28$KN/m^2

$\sigma_1^- = 0,405\,(19\times3,75+10)-2\times5(0,405)^{1/2}$

$\sigma_1^- = 26,542$KN/m^2

$\sigma_2^+ = 0,405\ (19\times3,75+20,5\times8+10)-2\times40(0,405)^{1/2}$

$\sigma_2^+ = 48,414 KN/m^2$

$\sigma_2^- = 0,65\ (19\times3,75+20,5\times8+10)-2\times40(0,65)^{1/2}$

$\sigma_2^- = 94,914 KN/m^2$

$\sigma_3^+ = 0,65\ (19\times3,75+20,5\times15+10)-2\times10(0,65)^{1/2}$

$\sigma_3^+ = 236,562 KN/m^2$

$\sigma_3^- = 0,684\ (19\times3,75+20,5\times15+10)-2\times10(0,684)^{1/2}$

$\sigma_3^- = 249,364 KN/m^2$

$\sigma_4 = 0,684\ (19\times3,75+20,5\times16,4+10)-2\times50(0,684)^{1/2}$

$\sigma_4 = 202,831 KN/m^2$

IV.1.6.2. La coupe 5-5 :

Coupe 5-5					
Type de sol	Z [m]	h [m]	ɣ [KN/m³]	ϕ [°]	C [KN/m²]
Rx	61,20	2,20	19	30	5
	59,00				
QA	59,00	11,70	20,5	25	40
	49,50				
QS	49,50	17,20	20,5	32,5	10
	44,00				
QM	44,00	23,70	20,5	27,5	50
	37,50				
Ts	37,50	38,70	21	32,5	15
	22,50				

Tab 3. *Donnée géotechnique de la coupe 5-5*

$\sigma_0 = (0.333\times10)$

$\sigma_0 = 3.33\ KN/m^2$

$\sigma_1^+ = 0.333\ (19\times2.2+10)-2\times5(0.333)^{1/2}$

$\sigma_1^+ = 11.473\ KN/m^2$

$\sigma_1^- = 0.405\ (19\times2.2+10)-2\times5(0.405)^{1/2}$

$\sigma_1^- = 14.615\ KN/m^2$

$\sigma_2^+ = 0.405\ (19\times2.2+10+20.5\times9.5)-2\times40(0.405)^{1/2}$

$\sigma_2^+ = 48.941\ KN/m^2$

$\sigma_2^- = 0.65\ (19\times2.2+10+20.5\times9.5)-2\times40(0.65)^{1/2}$

$\sigma_2^- = 144.132\ KN/m^2$

$\sigma_3^+ = 0.65\ (19\times2.2+10+20.5\times14.9)-2\times40(0.65)^{1/2}$

$\sigma_3^+ = 216.087\ KN/m^2$

$\sigma_3^- = 0.684\ (19\times2.2+10+20.5\times14.9)-2\times40(0.684)^{1/2}$

$\sigma_3^- = 161.654\ KN/m^2$

$\sigma_4 = 0.684\ (19\times2.2+10+20.5\times15.2)-2\times40(0.684)^{1/2}$

$\sigma_4 = 165.86\ KN/m^2$

IV.1.6.3. La coupe 4-4 :

Coupe 4-4					
Type de sol	Z [m]	h [m]	ɣ [KN/m³]	ϕ [°]	C [KN/m²]
Rx	61,10	1,60	19	30	5
	59,50				
QA	59,50	12,10	20,5	25	40
	49,00				
QS	49,00	17,10	20,5	32,5	10
	44,00				
QM	44,00	25,10	20,5	27,5	50
	36,00				
Ts	36,00	38,60	21	32,5	15

Tab 4. *Donnée géotechnique de la coupe 4-4*

$\sigma_0 = (0.333\times10)$

$\sigma_0 = 3.33\ KN/m^2$

$\sigma_1^+ = 0.333\ (19\times1.6+10)-2\times5(0.333)^{1/2}$

$\sigma_1^+ = 7.682\ KN/m^2$

$\sigma_1^- = 0.405\ (19\times1.6+10)-2\times5(0.405)^{1/2}$

$\sigma_1^- = 9.998\ KN/m^2$

$\sigma_2^+ = 0.405\ (19\times1.6+10+20.5\times10.5)-2\times40(0.405)^{1/2}$

$\sigma_2^+ = 52.626\ KN/m^2$

$\sigma_2^- = 0.65\ (19\times1.6+10+20.5\times10.5)-2\times40(0.65)^{1/2}$

$\sigma_2^- = 101.674\ KN/m^2$

σ_3= 0.65 (19×1.6+10+20.5×13.1)-2×40(0.65)$^{1/2}$

σ_3= 136.319 KN/m^2

IV.1.7. Représentation des diagrammes des poussées des terres par logiciel Cype Ingenieros :

IV.1.7.1. Coupe 4-4 :

Cote (m)	Diagramme d'effort normal (Kn/m)	Diagramme d'effort tranchant (Kn/m)	Diagramme de moment fléchissant (m·Kn/m)	Diagramme de poussée (Kn/m²)
60.15	0.00	0.00	0.00	10.06
58.66	29.23	51.49	31.20	48.23
57.16	58.66	162.35	184.16	87.81
55.66	88.09	332.59	547.95	127.40
54.16	117.52	562.20	1211.62	166.98
52.66	146.95	851.19	2264.24	206.57
51.16	176.38	1199.56	3794.89	246.15
49.66	205.81	1607.30	5892.61	285.73
48.16	235.24	2074.41	8646.47	325.32
46.66	264.67	2508.56	12085.16	291.96
45.16	294.10	2979.08	16194.94	323.63
Maximum	294.30 Cote : 45.15 m	2982.37 Cote : 45.15 m	16224.75 Cote : 45.15 m	329.54 Cote : 48.00 m
Minimum	0.00 Cote: 60.15 m	0.00 Cote: 60.15 m	0.00 Cote: 60.15 m	10.06 Cote: 60.15 m

Tab 5. *Charge permanente et poussée des terres avec pourcentage de surcharge et séisme*

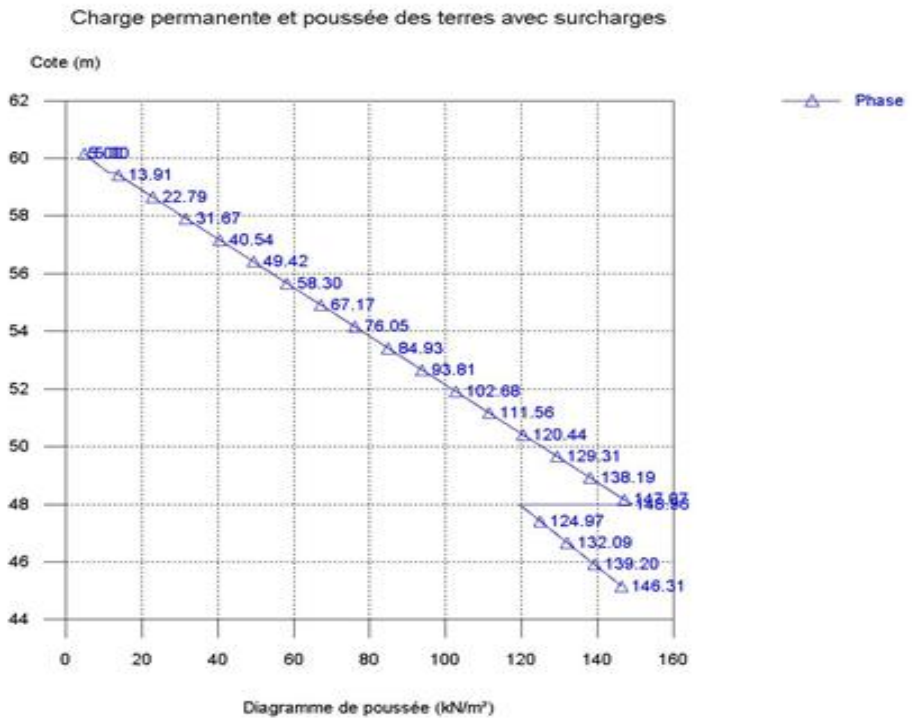


Figure 33. *Diagramme de poussée coupe 4-4*

IV.1.7.2. Coupe 5-5 :

Cote (m)	Diagramme d'effort normal (kN/m)	Diagramme d'effort tranchant (kN/m)	Diagramme de moment fléchissant (m·kN/m)	Diagramme de poussée (kN/m²)
59.50	0.00	0.00	0.00	10.06
58.03	28.84	50.75	30.37	47.99
56.55	57.88	159.39	178.75	87.05
55.07	86.92	325.84	530.69	126.10
53.59	115.95	550.08	1171.75	165.16
52.11	144.99	832.13	2187.46	204.22
50.63	174.03	1171.99	3663.38	243.27
49.15	203.07	1550.21	5681.68	225.89
47.67	232.10	1916.37	8241.24	257.14
46.19	261.14	2328.77	11376.94	288.39
44.71	290.18	2787.42	15157.22	319.64
Maximum	290.38 Cote: 44.70 m	2790.68 Cote: 44.70 m	15185.11 Cote: 44.70 m	319.95 Cote: 44.70 m
Minimum	0.00 Cote: 59.50 m	0.00 Cote: 59.50 m	0.00 Cote: 59.50 m	10.06 Cote: 59.50 m

Tab 6. *Charge permanente et poussée des terres avec pourcentage de surcharge et séisme*

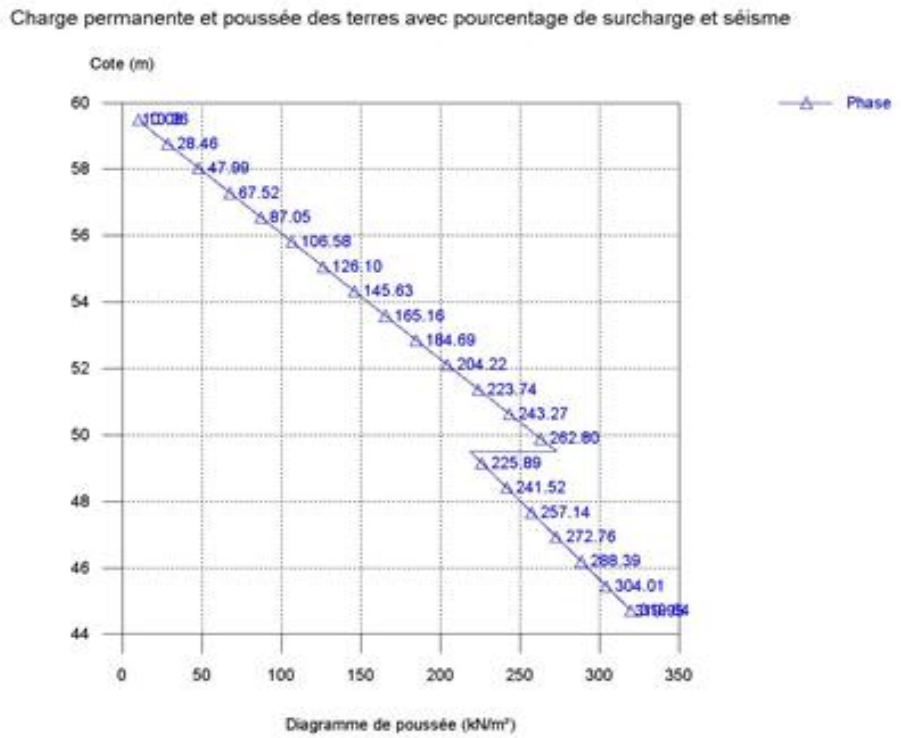


Figure 34. *Diagramme de poussée coupe 5-5*

IV.1.7.3. Coupe 6-6:

Cote (m)	Diagramme d'effort normal (kN/m)	Diagramme d'effort tranchant (kN/m)	Diagramme de moment fléchissant (m·kN/m)	Diagramme de poussée (kN/m²)
59.50	0.00	0.00	0.00	10.06
57.87	32.00	59.77	39.26	52.24
56.23	64.20	190.69	235.04	95.55
54.59	96.39	392.67	703.96	138.85
52.95	128.59	665.71	1562.64	182.15
51.31	160.79	1009.82	2927.69	225.46
49.66	192.98	1358.16	4872.30	215.04
48.02	225.18	1749.12	7414.05	249.69
46.38	257.38	2196.95	10644.03	284.34
44.74	289.57	2701.63	14655.54	318.98
43.10	321.77	3341.08	19576.26	443.64
Maximum	321.77 Cote: 43.10 m	3341.08 Cote: 43.10 m	19576.26 Cote: 43.10 m	443.64 Cote: 43.10 m
Minimum	0.00 Cote: 59.50 m	0.00 Cote: 59.50 m	0.00 Cote: 59.50 m	10.06 Cote: 59.50 m

Tab 7. *Charge permanente et poussée des terres avec pourcentage de surcharge et séisme*

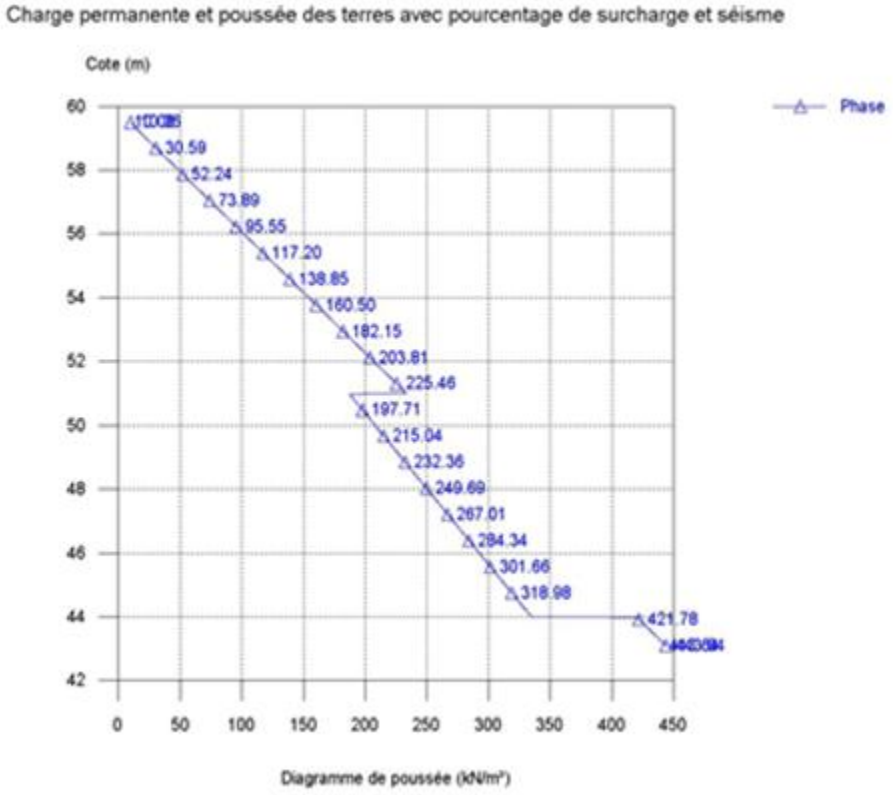


Figure 35. *Diagramme de poussée coupe 6-6*

IV.2. Etapes d'excavation :

Le calcul commence avec la modélisation de la première étape d'excavation avec les charges correspondantes. La force d'ancrage des tirants d'ancrage est activée, ensuite le système avec

les contraintes et déformation est calculé. Le système est changé par celui de la deuxième étape d'excavation et les charges correspondantes seront appliquées. Ceci se reproduira successivement jusqu'à l'étape finale avec toutes les charges. Les résultats seront l'addition des déformations et des forces internes des phases successives.

Pour les niveaux d'excavation la norme Eurocode 7 demande de considérée une marge de sécurité de Δa = 0,5m, pour les chantiers surveillé cette marge peut être diminué à Δa = 0,0m.

Comme les tirants d'ancrages ne sont pas désactivés (même si ils ne sont que temporaires) il y n'a pas des phases de déconstruction à considérer.

IV.2.1. Force de Tirants d'Ancrage

La force de service des tirants d'ancrage pour des types de sol différents ont été déterminés selon les recommandations d'Ostermayer basent en des recommandations de EC 7.

Pour le dimensionnement final des tirants d'ancrage dans des fouilles nous recommandons de limiter les valeurs de la force de service maximale par ancre comme indiquer dans la table suivant.

Force de Service des Tirants d'ancrage (longueur de scellement < 7,0 m)

QA	QM	QS	TA	TS
600 kN / ancre	600 kN / ancre	800 kN / ancre	800 kN / ancre	1000 kN / ancre

Tab 8. *Force de service des tirants d'ancrage dans des types de sols différents* **[17]**

Les valeurs données sont valable pour des tirants d'ancrage avec une longueur de scellement de 7 m, injection répétée et diamètre de forage de 130 mm. L'admissibilité des valeurs données pour les tirants d'ancrage est à prouver au travers des tests de validation sur place.

Les facteurs de la sécurité, et les longueurs des corps d'injections sont à déterminer par le spécialiste de calcul statique selon les normes approuvés. **[13]**

IV.2.2. Dimensionnement d'armature :

Le dimensionnement d'armature s'effectue avec une analyse comparative entre l'approche « rigide » et l'approche avec des tirants d'ancrages élastique. Les deux approches donnent les limites inférieures et supérieures des moments dans les pieux et donc l'enveloppe nécessaire pour déterminer l'armature.

L'armature est déterminée sans tenir en compte l'effet de l'effort normal, ceci pour deux raison :

- due au frottement pieux-sol une partie de l'effort normal est directement transmit au sol donc on ne peut pas assumer tout l'effort normal dans les pieux ;

- l'effort normal (compression) est dans ce cas une action favorable donc ne pas le considéré est de côté sécurité.

IV.2.2.1. Déformation de la longueur libre des tirants d'ancrage :

La déformation moyenne de la longueur libre des tirants peut se calculée en considérant la longueur l et section A dû tirant ainsi que le module d'élasticité E.

Hypothèse : Mise en tension à 90 % la tête d'ancrage se trouve en position neutre, pour le 10% sur 100% il a une rigidité apparente 10× plus grand.

Donc, la rigidité du tirant apparent est de :

C = EA/l * 100% / (100%-90%)

E : Module élastique

A : section torons

n : nombre torons

l : longueur (moyenne) de la longueur libre de tirant d'ancrage

100% : force caractéristique maximale

90% : niveau de mise en tension

IV.2.2.2. Phase de construction :

Les calculs sont effectués en considérant la paroi avec les différentes étapes d'excavation E1 à En. L'action du terrain (poussé de terre) est automatiquement activée par le logiciel en considérant les caractéristiques des différentes couches de sol. Sur la surface du terrain sont appliquée les charges agissant sur le système, en fur et à mesure d'excavation (E1 à En) les ancrages sont activés pour retenir la paroi.

IV.2.2.3. Longueur de tirant d'ancrage et longueur de scellement :

IV.2.2.3.1. Méthodologie :

Les calculs par ordinateur (logiciel cype) sont initialement lancé avec une longueur de tirant d'ancrage assumé de 14 m de longueur de scellement (longueur maximal admissible), 5m de longueur libre et 0,5 de décalage du point d'ancrage de l'axe centrale de la parois, donc 19,5m longueur totale. Sur cette base est vérifiée par logiciel cype la stabilité globale (surface de glissement), comme point fixe de calcul est considérée les longueurs nécessaire de scellement sont déterminés pour permettre une longueur suffisante pour la stabilité global (coté sécurité) l'adaptation de la longueur de scellement est réalisée en gardant au moins la même longueur totale du tirant. En plus le critère empirique de 0,1 h est vérifié pour chaque ancre.

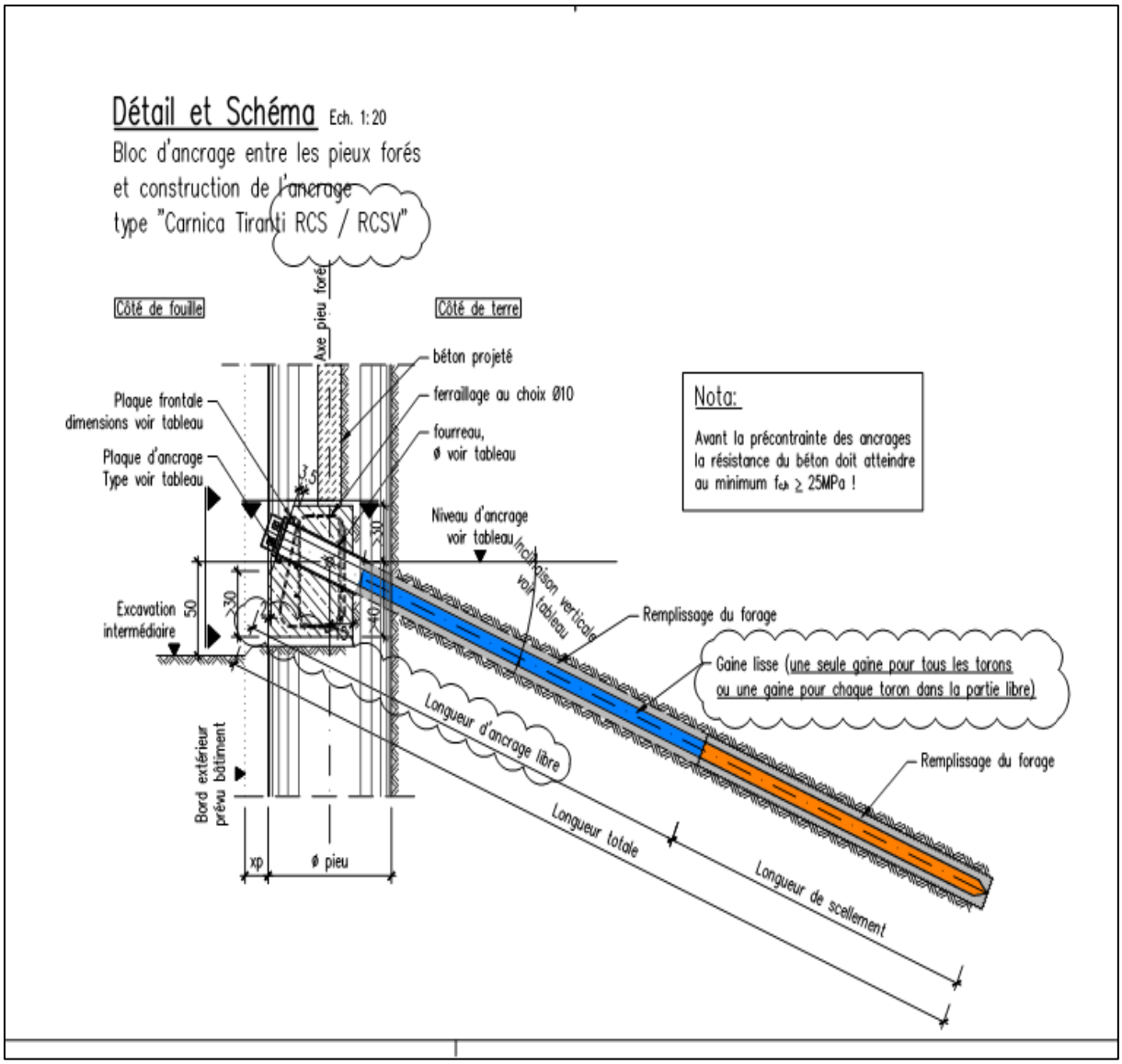


Figure 36. *Constitution d'un tirant d'ancrage* **[13]**

IV.2.2.3.2. Caractéristique de l'armature :

L'armature des tirants d'ancrage est composée par des torons en acier harmoniques à 7 brins conformes à la norme européenne EN 10138, qui auront les caractéristiques géométriques et mécaniques suivantes :

Diamètre nominal		Section nominal	Poids nominal	Contrainte à la rupture(P_{tk})	Contrainte caractéristique ($P_{t0,1k}$)	Relaxation à 1.000 heures à 0.7-0.8 de la charge de rupture	
(″)	mm	mm^2	g/m	N/mm^2	N/mm^2	%	%
0.6	15.2	140	1.090	1.770	1.570	2.5	4.5

Tab 9. *Caractéristique de l'armature* **[17]**

IV.2.3. Critère de dimensionnement et vérification :

Le dimensionnement et la vérification des tirants d'ancrage sont conduits selon les critères illustrés dans l'Eurocode.

La force de calcul du tirant d'ancrage (Ad) doit respecter les conditions suivantes :

Ad < Rd, a

Ad< Rd, t

Ou,

Rd, a = résistance de calcul de l'armature en acier (résistance interne du tirant)

Rd, t = résistance de calcul du tirant à l'interface coulis-terrain (résistance externe du tirant).

IV.2.3.1. Evaluation de la résistance interne de calcul :

La résistance de calcul de l'armature (Rd, a) est évaluée selon la formule suivante :

$Rd, a = (n \times As \times P_{t0.1k}) / \gamma m$

Avec:

n = nombre des torons du tirant

As = section nominal de l'armature du toron = 140 mm^2

$P_{t0.1k}$ = contrainte caractéristique de l'armature = 1.570 N/mm^2

γm = coefficient de sécurité partielle du matériau = 1.15

Donc,

Rd, a = 191 × n (kn)

IV.2.3.2. Evaluation de la résistance externe de calcul :

La traction limite (TL) d'un tirant d'ancrage isolé est estimée à partir de la bien connue formule générale d'équilibre des efforts :

$TL = DS \times \Pi \times LS \times q_S$

Avec,

DS = diamètre moyenne du bulbe de scellement

LS = longueur de scellement

q_S = frottement latérale unitaire limite s'exercent le long de la surface latérale du bulbe

La valeur DS dépend en premier lieu du diamètre de forage Dd mais aussi de la nature et de la compacité des sols et du mode de scellement, cette valeur est évaluée avec la formule DS =aD

En introduisant un coefficient de majoration a.

Pour les ancrages injectés globalement en phase unique nous avons :

a = 1,10 D = 1,10 × 160 = 176 mm

Les valeurs q_s données ci-dessous ont été établit pour des diamètres de forage D_d compris entre 85mm et 245mm, et des longueurs de scellements entre 3m et 18m, avec des valeurs moyennes de 7m environ. Les scellements ont été réalisés avec des couvertures de terrain d'au moins 5m.

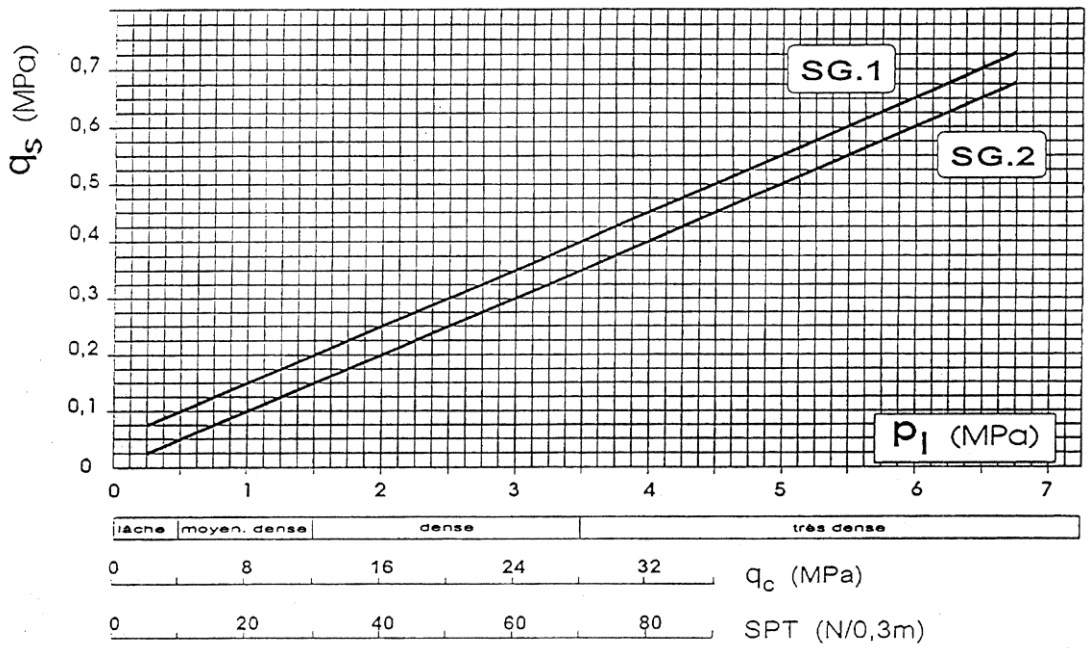


Figure 37. *Sable + grave* **[17]**

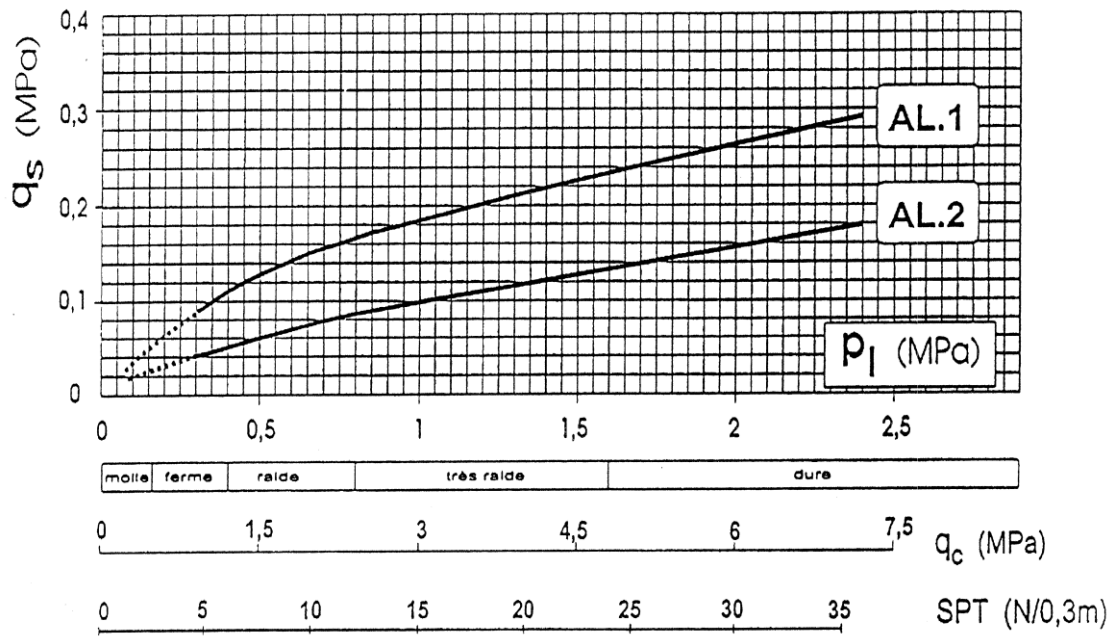


Figure 38. *Argile +Limon* **[17]**

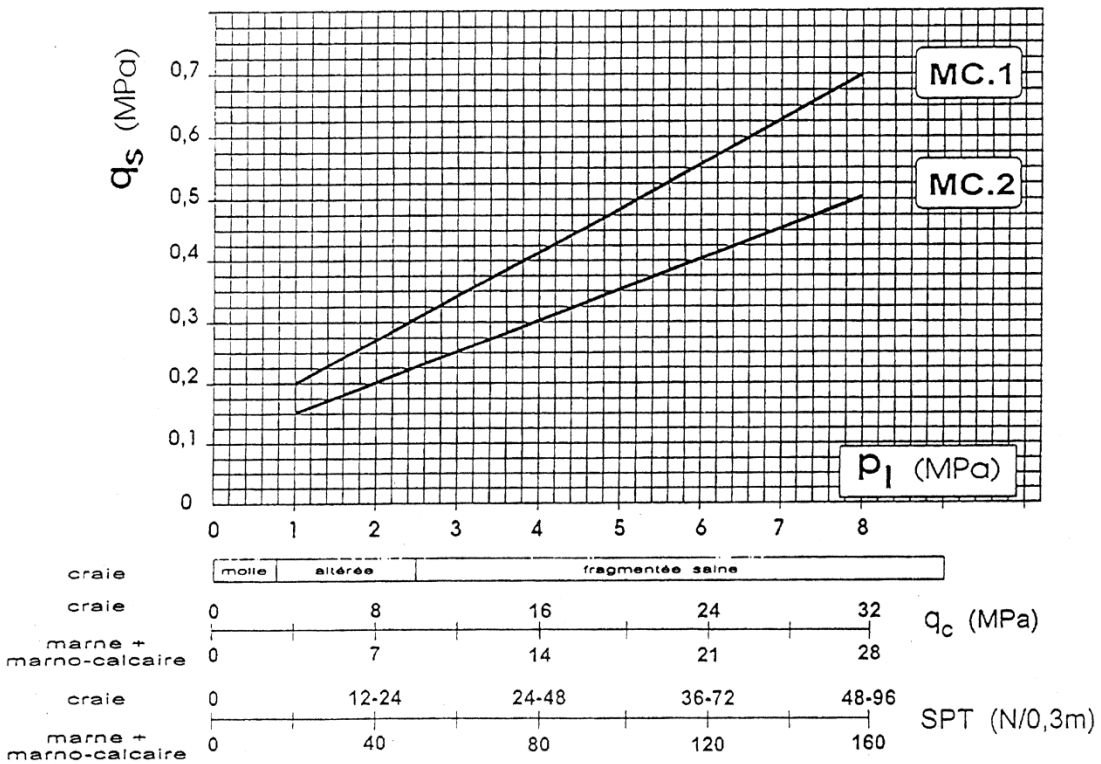


Figure 39. *Marne + Craie* **[17]**

Une fois que nous avons déterminé la valeur de traction limite (TL), la résistance externe de calcul (Rd, t) du tirant est déterminée selon la formule suivante :

Rd, t = (TL / γm) × FR

Avec :

TL = traction limite du tirant d'ancrage

γm = coefficient de sécurité partielle = 1,10

FR = facteur de réduction = 0,75

En ce qui concerne l'interface armature-coulis, il est convenu de n'effectuer aucune vérification, puisque les coulis utilisés offrent facilement des valeurs d'adhérence de 1 à 2 MPa, que l'on amplifie encore « mécaniquement » par le tonnage des fils et pour l'ondulation des faisceaux des torons.

IV.2.4. Force de Tirants d'Ancrage :

La force de service des tirants d'ancrage pour des types de sol différents ont été déterminés selon les recommandations d'Ostermayer basent en des recommandations de EC 7. **[14]**

Pour le dimensionnement final des tirants d'ancrage dans des fouilles nous recommandons de limiter les valeurs de la force de service maximale par ancre comme indiquer dans la table suivant.

Force de Service des Tirants d'ancrage (longueur de scellement < 7,0 m)				
QA	QM	QS	TA	TS
600 kN / ancre	600 kN / ancre	800 kN / ancre	800 kN / ancre	1000 kN / ancre

Tab 10. *Force de service des tirants d'ancrage dans des types de sols différents* **[17]**

Les valeurs données sont valable pour des tirants d'ancrage avec une longueur de scellement de 7 m, injection répétée et diamètre de forage de 140 mm. L'admissibilité des valeurs données pour les tirants d'ancrage est à prouver au travers des tests de validation sur place.

Les facteurs de la sécurité, et les longueurs des corps d'injections sont à déterminer par le spécialiste de calcul statique selon les normes approuvés.

IV.2.5. Le calcul de nombre de torons pour chaque coupe :

IV.2.5.1. Coupe 4-4 :

1er lit :

$TL = DS \times \Pi \times LS \times q_S$

TL = 0.176×3.14×7×280 = 1083.174 KN

Rd, t = (TL / γm) × FR

Rd, t =(1083.174/1.15) ×0.75 = 706.417 KN

n = Rd, t/191

n = 3.698 → n = 4 torons

Le **2iem** et **3iem lits** ont le même nombre de torons puisque ils sont implanter dans l'argile donc ils ont le même Pl.

IV.2.5.2. Coupe 5-5 :

1er lit :

TL = DS × Π × LS × q_S

TL = 0.176×3.14×7×190 = 735.011KN

Rd, t = (TL / γm) × FR

Rd, t = (735.011/1.15) × 0.75 = 479.355KN

n = Rd, t/191

n = 2.5 → n = 3 torons

2eme lit:

TL = DS × Π × LS × q_S

TL = 0.176× 3.14× 7× 400 = 1547.392KN

Rd, t = (TL / γm) × FR

Rd, t = (1547.392/1.15) ×0.75 = 1009.168KN

n = Rd, t/191

n = 5.28 → n = 6 torons

IV.2.5.3. Coupe 6-6 :

1er lit :

TL = DS × Π × LS × q_S

TL = 0.176 × 3.14× 5 × 200 = 522.64KN

Rd, t = (TL / γm) × FR

Rd, t = (522.64/1.15) × 0.75 = 360.417KN

n = Rd, t/191

n = 1.88 → n = 2 torons

2eme lit:

TL = DS × Π × LS × q_S

TL = 0.176× 3.14 × 5 × 410 = 1132.912KN

Rd, t = (TL / γm) × FR

Rd, t = (1132.912/1.15) × 0.75 = 738.855KN

n = Rd, t/191

n = 3.86 → n = 4 torons

3eme lit:

TL = DS × Π × LS × q_S

TL = 0.176 × 3.14 × 5 × 260 = 718.432KN

Rd, t = (TL / γm) × FR

Rd, t = (718.432/1.15) × 0.75 = 468.426KN

n = Rd, t/191

n = 2.453 → n = 3 torons

V.1. Présentation du logiciel CYPE :

La réalisation d'écrans de soutènement constitue une solution de plus en plus utilisée. Ceci est dû, entre autres, au développement des méthodes de calcul qui permettent de prédire le comportement structural prenant en compte le processus de construction et les interactions entre les différents éléments (mur, éléments d'appui et terrain). Les méthodes de calcul les plus usuelles sont celles basées sur les éléments finis et celles reposant sur le coefficient de réaction.

V.1.1. Présentation du programme :

Le programme d'écrans de soutènement de CYPE Ingenieros permet de mener à bien l'analyse et le dimensionnement de structures de contention flexibles soumises à la poussée des terres. Il admet l'étude des éléments de contention suivants:

- Ecrans génériques de propriétés définies par l'utilisateur.

- Murs en béton armé d'épaisseur constante construits par tronçons.

- Murs composés de pieux équidistants de section circulaire.

- Rideaux de micropieux.

- Palplanches métalliques de sections Z, Omega ou définies par l'utilisateur.

Dans le cas des palplanches métalliques et des rideaux de micropieux, l'utilisateur peut définir et personnaliser sa bibliothèque d'écrans de soutènement. **[20]**

V.1.2. Entrée des données :

L'introduction des données nécessaires à la conception d'un écran déterminé peut être réalisée librement à partir d'un ouvrage vide ou en utilisant un des deux assistants du programme. Ces derniers permettent une introduction rapide et séquentielle des différents composants qui définissent le problème (couches, éléments d'appui provisoires ou permanents, charges sur le terrain, charges en couronnement, etc.), ce qui réduit substantiellement le temps d'entrée des données. L'assistant inclut la génération du mode constructif et le prédimensionnement géométrique d'un écran de soutènement en béton armé, excavé selon différentes phases, puis génère une dernière phase de service dans laquelle le bâtiment charge l'écran de soutènement sur sa face supérieure.

Le programme propose les deux types d'assistants suivants, chacun envisageant un cas habituel de construction:

- Parois moulées pour bâtiments

- Parois moulées pour bâtiments avec un ou deux sous-sols.

En se servant des assistants, l'utilisateur pourra résoudre la grande majorité des cas d'écrans de soutènement utilisés dans la construction. Une fois les données introduites, il pourra réaliser

n'importe quelle modification des paramètres introduits pour ajuster au maximum le modèle de calcul à la situation réelle du problème. **[20]**

V.1.3. Modèle de calcul :

Le modèle de calcul employé pour l'obtention des efforts et des déplacements de l'écran est basé sur les méthodes d'interaction terrain-écran, où l'ampleur des poussées du terrain sur l'écran dépend du déplacement de celui-ci. Pour le calcul de l'action et ou de la réaction que le terrain produit sur l'écran, on considère que celui-ci suit une loi de comportement élasto-plastique (non linéaire), qui s'obtient par l'approximation du comportement réel du terrain incluant la plastification de celui-ci. Le rang linéaire de comportement est associé au concept de module de réaction latéral du terrain, et le rang plastique au concept de poussée active ou passive selon le sens du déplacement.

De même, les éléments d'appui (ancrages, butons et planchers) engendrent une série d'actions et coactions supplémentaires qui sont considérées aux cotes auxquelles elles se situent. Etant donné que la solution du problème dépend de la déformation de l'écran, la méthode exige d'utiliser un processus itératif jusqu'à ce que la situation d'équilibre à une itération "i" soit suffisamment approchée pour obtenir l'itération "i+1". **[21]**

V.1.4. Méthode de calcul :

Le programme calcule les écrans de soutènement comme des éléments structurels soumis aux poussées des différents terrains et aux charges extérieures qui leurs sont appliquées.

Les justifications géotechniques ne sont pas effectuées, telles que la détermination de sa résistance en pointe, résistance par frottement, phénomène de Renard, qui font l'objet d'une étude complémentaire à partir du rapport géotechnique, ainsi que les vérifications de tous les éléments tels que butons, ancrages et types d'ancrage, son diamètre, qui exigent également une étude structurelle complémentaire.

Le calcul de toutes les phases du mur prend fin lorsqu'il y a équilibre entre les actions et les réactions, mais il n'est pas possible de connaître la réserve de sécurité qui peut exister dans le cas d'un incrément imprévu des actions, d'une diminution de la profondeur sur chantier du mur. Une manière de vérifier cette réserve de sécurité disponible consiste en la répétition des calculs en faisant varier les conditions initiales sur une copie de l'ouvrage.

Enfin le programme d'écrans de soutènement de CYPE Ingenieros offre à l'utilisateur un puissant outil d'analyse structural des éléments flexibles soumis aux poussées du terrain, où la praticité, la facilité et le contrôle d'un grand nombre de paramètres lui permettent de réaliser un projet complet et contrôlé, dans lequel la documentation (textes et plans) définie grandement le concept et le comportement de l'écran réalisé. **[20]**

V.2. Modélisation :

V.2.1. Coupe 4-4 :

V.2.1.1. Norme et matériaux :

Norme de béton: BAEL-91 (France)

Béton: B30

Acier: Fe E500

Type de milieu ambiant: Préjudiciable

Recouvrement géométrique: 7.0 cm

Diamètre du plus gros granulat: 20 mm

V.2.1.2. Actions :

Majoration des efforts en construction: 1.60

Majoration des efforts en phase de service: 1.60

Avec analyse sismique

Accélération de calcul: 0.30 g

Le séisme n'est pas pris en compte lors des phases constructives.

Majoration des efforts dans l'hypothèse sismique: 1.00

Sans considérer les actions thermiques dans les butons

V.2.1.3. Données générales :

Cote du terrain naturel: 60.15 m

Hauteur du mur au-dessus du terrain naturel: 0.00 m

Typologie: Écran de pieux en béton armé

V.2.1.4. Description du terrain :

On introduit dans le programme les caractéristiques mécaniques et la hauteur de chaque couche du terrain, d'après les essais géotechnique réalisé en avant-projet.la description de chaque couche et les coefficients de poussées sont donnés dans le tableau si dessous :
Angle talus: 45 degrés

Pourcentage de frottement interne entre le terrain et l'arrière de l'écran de soutènement: 0.0 %

Pourcentage de frottement interne entre le terrain et l'avant de l'écran de soutènement: 0.0 %

Couches

Références	Cote supérieure	Description	Coefficient de poussée
1 – RX	60.15 m	Poids volumique: 19.0 kN/m³ Poids volumique déjaugé: 9.0 kN/m³ Angle de frottement interne: 30 degrés Cohésion: 5.00 kN/m² Module de réaction poussée active: 10000.0 kN/m³ Module de réaction poussée passive: 10000.0 kN/m³ Gradient du module de réaction: 0.0 kN/m4	Active arrière: 0.33 Au repos arrière: 0.50 Passive arrière: 3.00 Active avant: 0.33 Au repos avant: 0.50 Passive avant: 3.00
2 – QA	59.50 m	Poids volumique: 20.5 kN/m³ Poids volumique déjaugé: 10.5 kN/m³ Angle de frottement interne: 25 degrés Cohésion: 40.00 kN/m² Module de réaction poussée active: 10000.0 kN/m³ Module de réaction poussée passive: 10000.0 kN/m³ Gradient du module de réaction: 0.0 kN/m4	Active arrière: 0.41 Au repos arrière: 0.58 Passive arrière: 2.46 Active avant: 0.41 Au repos avant: 0.58 Passive avant: 2.46
3 – QS	48.00 m	Poids volumique: 20.5 kN/m³ Poids volumique déjaugé: 10.5 kN/m³ Angle de frottement interne: 33 degrés Cohésion: 10.00 kN/m² Module de réaction poussée active: 10000.0 kN/m³ Module de réaction poussée passive: 10000.0 kN/m³ Gradient du module de réaction: 0.0 kN/m4	Active arrière: 0.30 Au repos arrière: 0.46 Passive arrière: 3.32 Active avant: 0.30 Au repos avant: 0.46 Passive avant: 3.32

Références	Cote supérieure	Description	Coefficient de poussée
4 - QM	44.00 m	Poids volumique: 20.5 kN/m³ Poids volumique déjaugé: 10.5 kN/m³ Angle de frottement interne: 28 degrés Cohésion: 50.00 kN/m² Module de réaction poussée active: 10000.0 kN/m³ Module de réaction poussée passive: 10000.0 kN/m³ Gradient du module de réaction: 0.0 kN/m4	Active arrière: 0.37 Au repos arrière: 0.54 Passive arrière: 2.72 Active avant: 0.37 Au repos avant: 0.54 Passive avant: 2.72

Tab 11. *Description du terrain*

V.2.1.5. Section verticale du terrain :

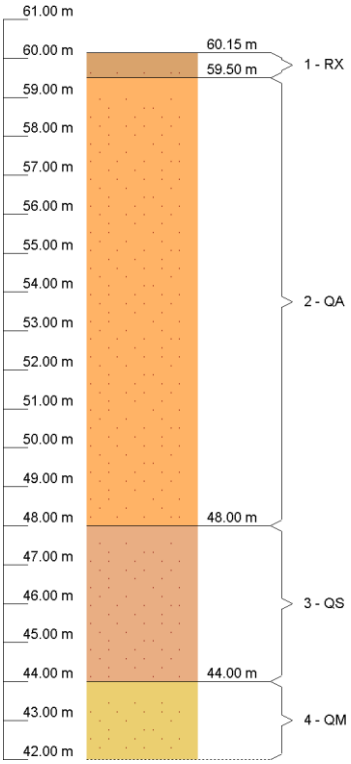


Figure 40. *Section verticale du terrain coupe 4-4*

V.2.1.6. Géométrie :

On définit la hauteur des pieux selon la profondeur de la dernière cote d'excavation, le diamètre et la séparation entre axes sont constant sur tous le long du tracé.

Hauteur totale: 15.00 m
Diamètre: 80 cm
Séparation entre axes: 1.20 m

V.2.1.7. Schéma des phases :

On commence par introduire à l'arrière du mur une charge uniforme d'étendu infinie de 10 KN/m^2 et une autre charge en bande de largeur déterminée et à une certaine distance de l'écran qui vaut 40 KN/m^2 due aux poids des engins qui circule auprès de l'écran, on charge la tête du mur par des forces horizontal et vertical car dans cette coupe on va réaliser un pont provisoire qui repose sur la tête du mur, il a pour but la déviation de la circulation des usagères.
L'excavation sera devisée en plusieurs phases, on définit le nombre d'étape d'excavation pour lesquelles des ancrages actifs sont mis en place, et pour chacune d'elle on doit indiquer la cote et la forces et l'angle d'ancrage, la cote d'étape d'excavation ne peut être supérieure à la cote d'ancrage.
Les déférentes phases sont représentées sur les figures suivantes :

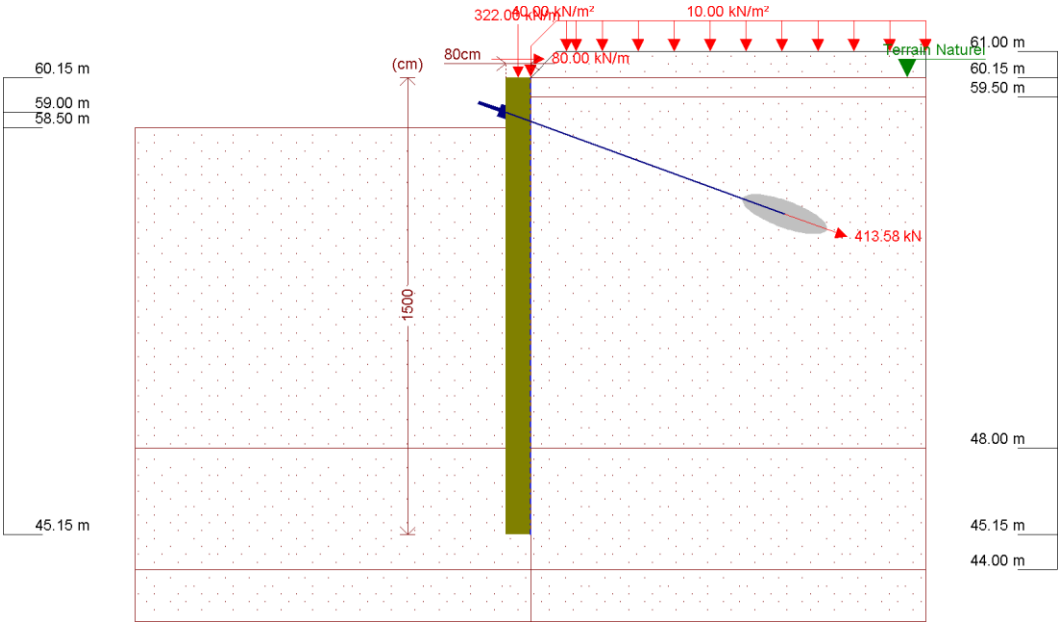


Figure 41. *Schéma de la 1ère phase coupe 4-4*

Références	Nom	Description
Phase 1	Phase 1	Type de phase: Constructive Cote d'excavation: 58.50 m

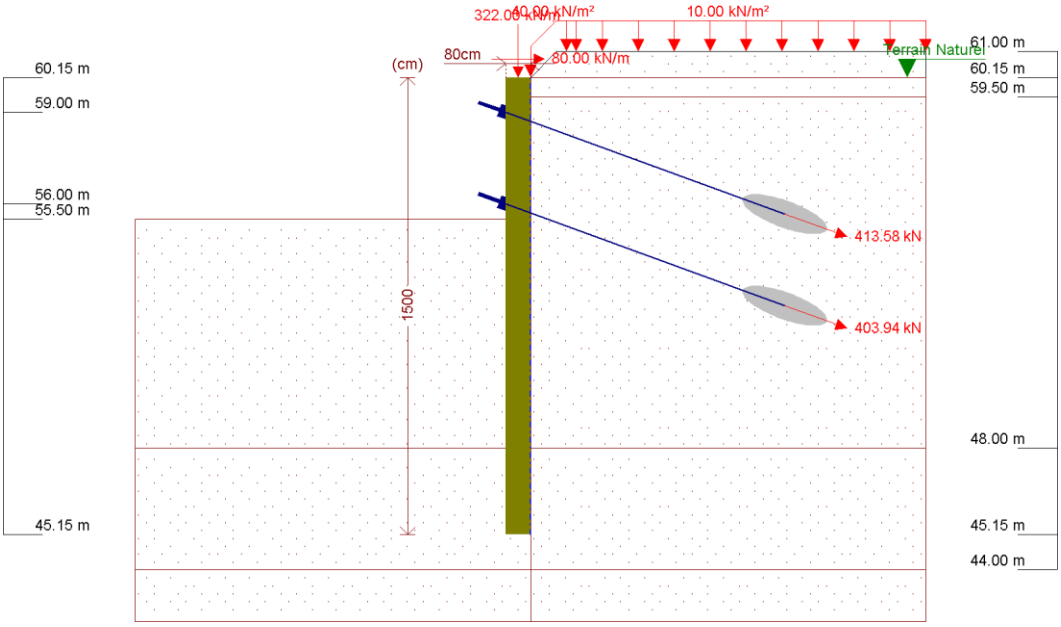


Figure 42. *Schéma de la 2éme phase coupe 4-4*

Références	Nom	Description
Phase 2	Phase 2	Type de phase: Constructive Cote d'excavation: 55.50 m

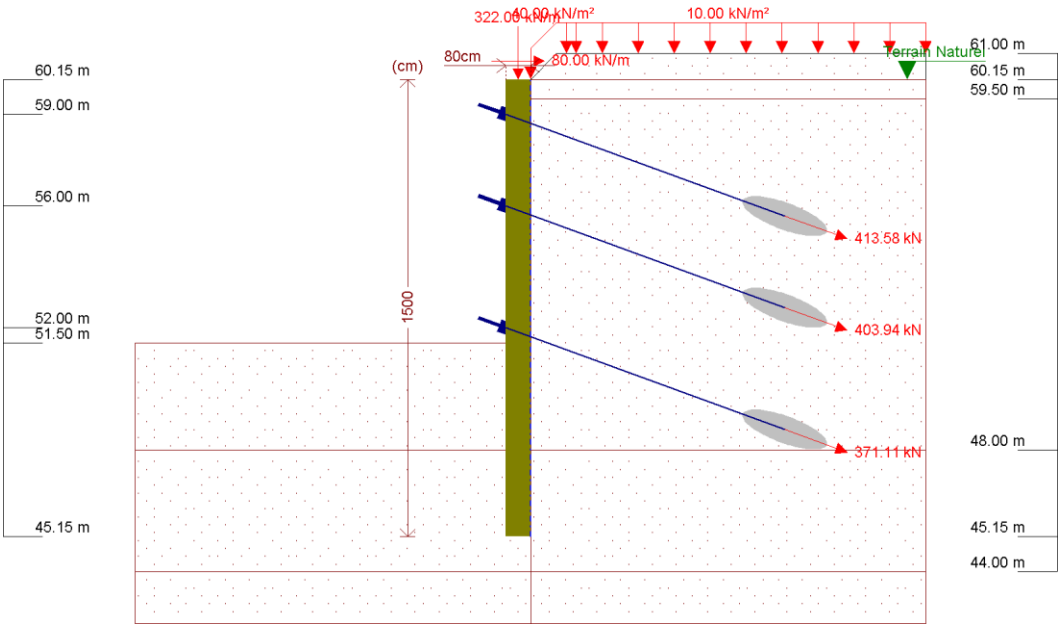


Figure 43. *Schéma de la 3éme phase coupe 4-4*

Références	Nom	Description
Phase 3	Phase 3	Type de phase: Constructive Cote d'excavation: 51.50 m

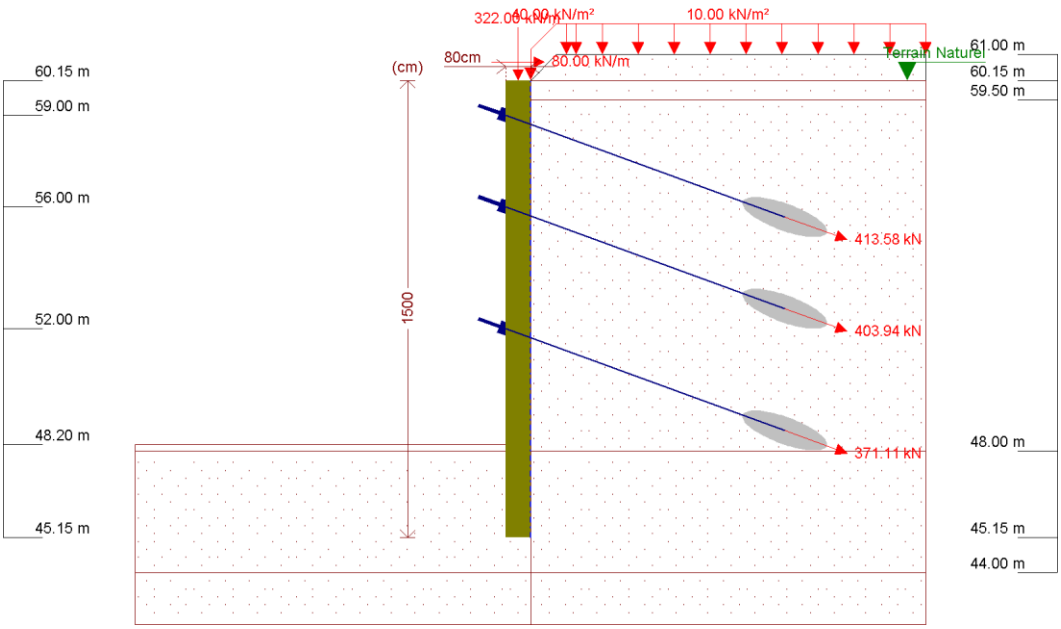


Figure 44. *Schéma de la 4éme phase coupe 4-4*

Références	Nom	Description
Phase 4	Phase 4	Type de phase: Constructive Cote d'excavation: 48.20 m

V.2.1.8. Charges:

Type	Cote	Données	Phase initial	Phase final
En bande	En surface	Valeur: 40 kN/m² Largeur: 1.5 m Séparation: 0.75 m	Phase 1	Phase 4
Uniforme	En surface	Valeur: 10 kN/m²	Phase 1	Phase 4

Tab 12. *Charges sur l´arrière*

V.2.1.9. Eléments d'appui :

Description	Phase initiale	Phase finale
Cote: 59.00 m Rigidité axiale: 100000 kN/m Charge: 413.58 kN Angle: 20 degrés Écartement: 1.20 m	Phase 1	Phase 4

Description	Phase initiale	Phase finale
Cote: 56.00 m Rigidité axiale: 100000 kN/m Charge: 403.94 kN Angle: 20 degrés Écartement: 1.20 m	Phase 2	Phase 4
Cote: 52.00 m Rigidité axiale: 100000 kN/m Charge: 371.11 kN Angle: 20 degrés Écartement: 1.20 m	Phase 3	Phase 4

Tab 13. *Eléments d'appui*

V.2.1.10. Résultats des phases :

Basique

Cote (m)	Déplacements (mm)	Diagramme d'effort normal (kN/m)	Diagramme d'effort tranchant (kN/m)	Diagramme de moment fléchissant (m·kN/m)	Diagramme de poussée (kN/m²)
60.15	11.39	322.00	-60.78	-0.00	153.73
58.90	7.80	452.72	-253.53	-24.27	114.45
57.40	3.71	468.13	-101.30	-266.02	86.29
55.90	0.64	483.54	10.50	-313.71	47.74
54.40	-1.22	498.95	55.83	-251.12	10.21
52.90	-2.09	514.36	58.13	-161.92	-7.44
51.40	-2.33	529.77	42.81	-87.13	-12.23
49.90	-2.22	545.18	25.27	-38.59	-10.04
48.40	-1.95	560.59	13.30	-12.10	-4.74
46.90	-1.63	575.99	3.30	-0.34	-5.23
45.40	-1.31	591.40	-0.56	0.07	1.14
Maximum	11.39 Cote: 60.15 m	593.97 Cote: 45.15 m	70.34 Cote: 59.00 m	1.08 Cote: 59.00 m	153.73 Cote: 60.15 m
Minimum	-2.33 Cote: 51.40 m	322.00 Cote: 60.15 m	-253.53 Cote: 58.90 m	-316.34 Cote: 56.15 m	-12.23 Cote: 51.40 m

Tab 14. *Diagrammes des efforts de la phase 1*

Basique

Cote (m)	Déplacements (mm)	Diagramme d'effort normal (kN/m)	Diagramme d'effort tranchant (kN/m)	Diagramme de moment fléchissant (m·kN/m)	Diagramme de poussée (kN/m²)
60.15	11.77	322.00	-60.78	-0.00	153.73
58.90	8.78	427.76	-179.40	-14.79	124.26
57.40	5.33	443.17	-8.12	-129.90	102.52
56.00	2.55	457.55	136.81	-26.49	90.14
54.65	0.09	586.55	-72.83	-187.49	72.00
53.15	-1.95	601.96	7.47	-218.73	31.05
51.65	-3.13	617.37	37.18	-176.95	7.18
50.15	-3.63	632.78	40.31	-116.46	-2.79
48.65	-3.67	648.19	34.81	-60.57	-3.57
47.15	-3.46	663.60	21.24	-17.04	-13.40
45.65	-3.19	679.01	4.50	-0.82	-7.94
Maximum	11.77 Cote: 60.15 m	684.14 Cote: 45.15 m	136.81 Cote: 56.00 m	3.15 Cote: 59.00 m	153.73 Cote: 60.15 m
Minimum	-3.69 Cote: 49.15 m	308.86 Cote: 59.00 m	-179.51 Cote: 55.90 m	-220.60 Cote: 53.40 m	-15.76 Cote: 47.90 m

Tab 15. *Diagrammes des efforts de la phase 2*

Basique

Cote (m)	Déplacements (mm)	Diagramme d'effort normal (kN/m)	Diagramme d'effort tranchant (kN/m)	Diagramme de moment fléchissant (m·kN/m)	Diagramme de poussée (kN/m²)
60.15	11.66	322.00	-60.92	-0.00	152.63
58.90	8.75	428.69	-182.78	-15.70	123.98
57.40	5.41	444.10	-11.28	-135.87	103.28
56.00	2.74	453.28	135.55	-35.64	92.09
54.65	0.42	582.27	-56.11	-176.69	84.45
53.15	-1.51	597.68	68.53	-151.35	82.68
51.90	-2.67	716.30	-117.39	-16.61	85.81
50.40	-3.90	731.71	-25.54	-101.73	39.09
48.90	-4.75	747.12	21.42	-95.72	22.07
47.40	-5.23	762.53	36.19	-43.02	-10.82
45.90	-5.54	777.94	15.92	-5.33	-16.99
Maximum	11.66 Cote: 60.15 m	785.64 Cote: 45.15 m	173.22 Cote: 52.00 m	2.58 Cote: 59.00 m	152.63 Cote: 60.15 m

Cote (m)	Déplacements (mm)	Diagramme d'effort normal (kN/m)	Diagramme d'effort tranchant (kN/m)	Diagramme de moment fléchissant (m·kN/m)	Diagramme de poussée (kN/m²)
Minimum	-5.68 Cote: 45.15 m	309.78 Cote: 59.00 m	-182.78 Cote: 58.90 m	-188.96 Cote: 54.15 m	-19.79 Cote: 45.15 m

Tab 16. *Diagrammes des efforts de la phase 3*

Basique

Cote (m)	Déplacements (mm)	Diagramme d'effort normal (kN/m)	Diagramme d'effort tranchant (kN/m)	Diagramme de moment fléchissant (m·kN/m)	Diagramme de poussée (kN/m²)
60.15	11.78	322.00	-60.78	-0.00	153.73
58.90	8.87	425.43	-172.58	-13.96	125.20
57.40	5.53	440.84	0.79	-117.20	104.48
56.00	2.80	448.60	149.08	1.17	92.62
54.65	0.29	577.60	-38.85	-116.25	83.13
53.15	-2.08	593.00	81.45	-68.08	77.02
51.90	-3.84	741.50	-196.43	67.93	74.06
50.40	-6.06	756.91	-88.43	-131.34	69.53
48.90	-7.79	772.32	15.30	-173.19	69.96
47.40	-8.87	787.73	69.25	-84.30	-15.60
45.90	-9.60	803.14	31.31	-10.52	-33.26
Maximum	11.78 Cote: 60.15 m	810.84 Cote: 45.15 m	176.27 Cote: 52.00 m	87.57 Cote: 52.00 m	153.73 Cote: 60.15 m
Minimum	-9.94 Cote: 45.15 m	306.53 Cote: 59.00 m	-196.43 Cote: 51.90 m	-177.02 Cote: 49.15 m	-39.16 Cote: 45.15 m

Tab 17. *Diagrammes des efforts de la phase 4*

V.2.1.11. Résultats pour les éléments d'appui :

Tirants précontraints

Cote: 59.00 m	
Phase	Résultat
Phase 1	Charge ponctuelle (Dans la direction de l'ancrage): 413.58 kN Charge linéaire (Dans la direction de l'ancrage): 344.65 kN/m Charge ponctuelle (En projection horizontale): 388.64 kN Charge linéaire (En projection horizontale): 323.87 kN/m
Phase 2	Charge ponctuelle (Dans la direction de l'ancrage): 326.01 kN Charge linéaire (Dans la direction de l'ancrage): 271.68 kN/m Charge ponctuelle (En projection horizontale): 306.35 kN Charge linéaire (En projection horizontale): 255.29 kN/m

Cote: 59.00 m	
Phase	Résultat
Phase 3	Charge ponctuelle (Dans la direction de l'ancrage): 329.26 kN Charge linéaire (Dans la direction de l'ancrage): 274.38 kN/m Charge ponctuelle (En projection horizontale): 309.40 kN Charge linéaire (En projection horizontale): 257.84 kN/m
Phase 4	Charge ponctuelle (Dans la direction de l'ancrage): 317.85 kN Charge linéaire (Dans la direction de l'ancrage): 264.88 kN/m Charge ponctuelle (En projection horizontale): 298.68 kN Charge linéaire (En projection horizontale): 248.90 kN/m
Cote: 56.00 m	
Phase	Résultat
Phase 2	Charge ponctuelle (Dans la direction de l'ancrage): 403.94 kN Charge linéaire (Dans la direction de l'ancrage): 336.62 kN/m Charge ponctuelle (En projection horizontale): 379.58 kN Charge linéaire (En projection horizontale): 316.32 kN/m
Phase 3	Charge ponctuelle (Dans la direction de l'ancrage): 385.69 kN Charge linéaire (Dans la direction de l'ancrage): 321.41 kN/m Charge ponctuelle (En projection horizontale): 362.43 kN Charge linéaire (En projection horizontale): 302.02 kN/m
Phase 4	Charge ponctuelle (Dans la direction de l'ancrage): 380.68 kN Charge linéaire (Dans la direction de l'ancrage): 317.23 kN/m Charge ponctuelle (En projection horizontale): 357.72 kN Charge linéaire (En projection horizontale): 298.10 kN/m
Cote: 52.00 m	
Phase	Résultat
Phase 3	Charge ponctuelle (Dans la direction de l'ancrage): 371.11 kN Charge linéaire (Dans la direction de l'ancrage): 309.26 kN/m Charge ponctuelle (En projection horizontale): 348.73 kN Charge linéaire (En projection horizontale): 290.61 kN/m
Phase 4	Charge ponctuelle (Dans la direction de l'ancrage): 475.94 kN Charge linéaire (Dans la direction de l'ancrage): 396.62 kN/m Charge ponctuelle (En projection horizontale): 447.24 kN Charge linéaire (En projection horizontale): 372.70 kN/m

Tab 18. *Résultat des phases*

V.2.1.12. Description du ferraillage :

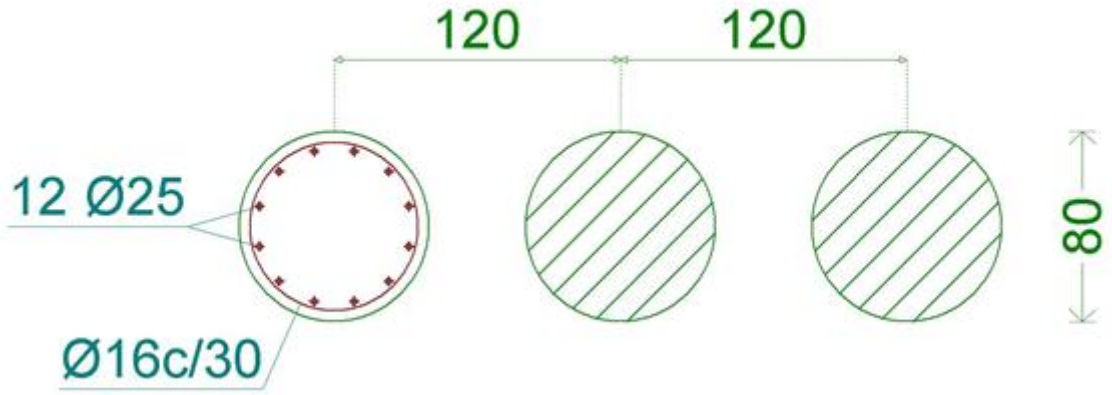


Figure 45. *Ferraillage des pieux forés coupe 4-4*

Ferraillage vertical	Ferraillage horizontal
12 Ø25	Ø16c/30

V.2.1.13. Vérifications géométriques et de résistance :

Référence : coupe 4-4		
Vérification	Valeurs	État
Enrobage : *FASCICULE Nº62 – Titre V. Article C.5.4,4.*	Minimum : 7 cm Calculé : 7 cm	Vérifiée
Séparation libre minimale des armatures horizontales : *BAEL 91. Article A.7.2,5 (pag.89).*	Minimum : 3 cm Calculé : 28.4 cm	Vérifiée
Séparation maximale des armatures horizontales : *BAEL 91. Article A.8.1,3 (pag.97).*	Maximum : 37.5 cm Calculé : 30 cm	Vérifiée
Diamètre minimum des armatures horizontales : *FASCICULE Nº62 – Titre V. Article C.5.4,24.*	Minimum : 1.2 cm Calculé : 1.6 cm	Vérifiée
Diamètre minimal des armatures verticales : *FASCICULE Nº62 – Titre V. Article C.5.4,23.*	Minimum : 1.2 cm Calculé : 2.5 cm	Vérifiée
Pourcentage géométrique vertical minimum : *FASCICULE Nº62 – Titre V. Article C.5.4,23.*	Minimum : 0.005 Calculé : 0.01171	Vérifiée

Référence : coupe 4-4		
Vérification	Valeurs	État
Pourcentage mécanique vertical minimum : *Articles A.4.2,1 y A.8.1,2 de la norme BAEL-91*	Minimum : 0.00196 Calculé : 0.01171	Vérifiée
Séparation libre minimale des armatures verticales : *FASCICULE Nº62 – Titre V. Article C.5.4,23.*	Minimum : 10 cm Calculé : 13.1 cm	Vérifiée
Séparation maximale entre barres : -Armature verticale : *BAEL 91. Article A.8.1,22 (pag.95).*	Maximum : 40 cm Calculé : 15.6 cm	Vérifiée
Vérification sous flexion composée : *Vérification réalisée par module d'écran*		Vérifiée
Vérification à l'effort tranchant : *BAEL 91. Article A.5.1,23.*	Maximum : 527.1 kN Calculé : 486.7 kN	Vérifiée
Longueur de recouvrement : *BAEL 91. Article A.6.1,2.*	Minimum : 0.96 m Calculé : 1 m	Vérifiée
Toutes les conditions sont vérifiées		
Information additionnelle :		
- Coefficient pour le calcul de la résistance conventionnelle du béton (Art. A.3.1 Fascicule Nº62 – Titre V) : k1 : 1.20, k2 : 1.00 - Section critique en flexion composée : Cote : 56.15 m, Md : -607.37 kN·m, Nd : 0.00 kN, Vd : -6.89 kN, Contrainte maximale de l'acier : 434.783 Mpa - Section critique sous effort tranchant : Cote : 58.90 m - La vérification de l'état limite de fissuration n'a pas été effectuée du au fait que on n'a défini aucune phase de service. - Les efforts sont majorés et par pieu (Diamètre : 80 cm)		

Tab 19. *Vérifications géométriques et de résistance*

V.2.1.14. Vérifications de stabilité (Coefficients de sécurité) :

Référence: Vérifications de stabilité (Coefficients de sécurité): coupe 4-4		
Vérification	Valeurs	État
Relation entre le moment résisté par les poussées passives sur l'avant et le moment généré par les poussées actives sur l'arrière: -Hypothèse basique. Phase 1: *Valeur introduite par l'utilisateur.* -Phase 2 *(1)* -Phase 3 *(1)*	Minimum: 2 Calculé: 12.404	Vérifiée Non nécessaire Non nécessaire

Référence: Vérifications de stabilité (Coefficients de sécurité): coupe 4-4		
Vérification	Valeurs	État
-Phase 4 [(1)] [(1)]*Il y a plus d'un appui.*		Non nécessaire
Relation entre la poussée passive totale et la butée réellement mobilisée sur l'avant: -Hypothèse basique. Phase 1: *Valeur introduite par l'utilisateur.* -Phase 2 [(1)] -Phase 3 [(1)] -Phase 4 [(1)] [(1)]*Il y a plus d'un appui.*	Minimum: 1.5 Calculé: 5.898	Vérifiée Non nécessaire Non nécessaire Non nécessaire
Toutes les conditions sont vérifiées		

Tab 20. *Vérifications de stabilité (Coefficients de sécurité)*

V.2.1.15. Vérifications de stabilité (Cercle de glissement le plus défavorable) :

Référence: Vérifications de stabilité (Cercle de glissement le plus défavorable): coupe 4-4		
Vérification	Valeurs	État
Cercle de glissement le plus défavorable: *Valeur introduite par l'utilisateur.* -Combinaisons sans séisme:	Minimum: 1.5	
-Phase 1: Coordonnées du centre du cercle (-2.52 m ; 61.02 m) - Rayon: 4.02 m:	Calculé: 6.26	Vérifiée
-Phase 2: Coordonnées du centre du cercle (-3.52 m ; 61.16 m) - Rayon: 7.66 m:	Calculé: 4.689	Vérifiée
-Phase 3: Coordonnées du centre du cercle (-4.47 m ; 61.24 m) - Rayon: 16.74 m:	Calculé: 2.814	Vérifiée
-Phase 4: Coordonnées du centre du cercle (-6.17 m ; 61.37 m) - Rayon: 17.37 m:	Calculé: 1.724	Vérifiée
-Combinaisons avec séisme:	Minimum: 1.2	
-Phase 1: Coordonnées du centre du cercle (-5.21 m ; 66.75 m) - Rayon: 22.25 m:	Calculé: 3.312	Vérifiée
-Phase 2: Coordonnées du centre du cercle (-2.90 m ; 74.43 m) - Rayon: 29.43 m:	Calculé: 2.232	Vérifiée

Référence: Vérifications de stabilité (Cercle de glissement le plus défavorable): coupe 4-4		
Vérification	Valeurs	État
-Phase 3: Coordonnées du centre du cercle (-6.55 m ; 78.34 m) - Rayon: 33.84 m:	Calculé: 1.603	Vérifiée
-Phase 4: Coordonnées du centre du cercle (-7.77 m ; 71.44 m) - Rayon: 27.44 m:	Calculé: 1.598	vérifiée
Information additionnelle:		
- Phase 1: Combinaisons sans séisme - Vu que le cercle de glissement défavorable passe par l'élément de soutènement, celui-ci devra résister un effort tranchant d'au moins 1187.812 kN/m à l'intersection avec le cercle. Cela est nécessaire pour garantir la validité du coefficient de sécurité calculé.		
- Phase 2: Combinaisons sans séisme - Vu que le cercle de glissement défavorable passe par l'élément de soutènement, celui-ci devra résister un effort tranchant d'au moins 1101.106 kN/m à l'intersection avec le cercle. Cela est nécessaire pour garantir la validité du coefficient de sécurité calculé.		

Tab 21. *Vérifications de stabilité (Cercle de glissement le plus défavorable)*

V.2.1.16. Quantitatif :

Référence: Écran de pieux en béton armé		Fe E500		Total
Nom de l'armature		Ø16	Ø25	
Ferraillage vertical	Longueur (m) Poids (kg)		12x3.86 12x14.87	46.32 178.49
Ferraillage vertical	Longueur (m) Poids (kg)		12x12.00 12x46.24	144.00 554.89
Ferraillage horizontal	Longueur (m) Poids (kg)	50x2.34 50x3.69		117.00 184.66
Total	Longueur (m) Poids (kg)	117.00 184.66	190.32 733.38	918.04
Total avec pertes (10.00%)	Longueur (m) Poids (kg)	128.70 203.13	209.35 806.71	1009.84

Tab 22. *Quantitatif*

	Fe E500 (kg)			Béton (m³)
Élément	Ø16	Ø25	Total	B30
Référence: Écran de pieux en béton armé	203.12	806.72	1009.84	7.54
Total	203.12	806.72	1009.84	7.54

Tab 23. *Résumé des quantitatifs (pertes d'acier inclues)*

V.2.2. Coupe 5-5 :

V.2.2.1. Norme et matériaux :

Norme de béton: BAEL-91 (France)

Béton: B25

Acier: Fe E400

Type de milieu ambiant: Préjudiciable

Recouvrement géométrique: 7.0 cm

Diamètre du plus gros granulat: 20 mm

V.2.2.2. Actions :

Majoration des efforts en construction: 1.60

Majoration des efforts en phase de service: 1.60

Sans analyse sismique

Sans considérer les actions thermiques dans les butons

V.2.2.3. Données générales :

Cote du terrain naturel: 59.50 m

Hauteur du mur au-dessus du terrain naturel: 0.00 m

Typologie: Écran de pieux en béton armé

V.2.2.4. Description du terrain :

Angle talus: 45 degrés

Pourcentage de frottement interne entre le terrain et l'arrière de l'écran de soutènement: 0.0 %

Pourcentage de frottement interne entre le terrain et l'avant de l'écran de soutènement: 0.0 %

Couches

Références	Cote supérieure	Description	Coefficient de poussée

Références	Cote supérieure	Description	Coefficient de poussée
1 – rx	59.50 m	Poids volumique: 19.0 KN/m³ Poids volumique déjaugé: 9.0 KN/m³ Angle de frottement interne: 30 degrés Cohésion: 5.00 KN/m² Module de réaction poussée active: 10000.0 KN/m³ Module de réaction poussée passive: 10000.0 KN/m³ Gradient du module de réaction: 0.0 KN/m4	Active arrière: 0.33 Au repos arrière: 0.50 Passive arrière: 3.00 Active avant: 0.33 Au repos avant: 0.50 Passive avant: 3.00
2 – qa	59.00 m	Poids volumique: 20.5 KN/m³ Poids volumique déjaugé: 10.5 KN/m³ Angle de frottement interne: 25 degrés Cohésion: 40.00 KN/m² Module de réaction poussée active: 10000.0 KN/m³ Module de réaction poussée passive: 10000.0 KN/m³ Gradient du module de réaction: 0.0 KN/m4	Active arrière: 0.41 Au repos arrière: 0.58 Passive arrière: 2.46 Active avant: 0.41 Au repos avant: 0.58 Passive avant: 2.46
3 – qs	49.50 m	Poids volumique: 20.5 KN/m³ Poids volumique déjaugé: 10.5 KN/m³ Angle de frottement interne: 33 degrés Cohésion: 10.00 KN/m² Module de réaction poussée active: 10000.0 KN/m³ Module de réaction poussée passive: 10000.0 KN/m³ Gradient du module de réaction: 0.0 KN/m4	Active arrière: 0.30 Au repos arrière: 0.46 Passive arrière: 3.32 Active avant: 0.30 Au repos avant: 0.46 Passive avant: 3.32
4 – qm	44.00 m	Poids volumique: 20.5 KN/m³ Poids volumique déjaugé: 10.5 KN/m³ Angle de frottement interne: 28 degrés Cohésion: 50.00 KN/m² Module de réaction poussée active: 10000.0 KN/m³ Module de réaction poussée passive: 10000.0 KN/m³ Gradient du module de réaction: 0.0 KN/m4	Active arrière: 0.37 Au repos arrière: 0.54 Passive arrière: 2.72 Active avant: 0.37 Au repos avant: 0.54 Passive avant: 2.72

Références	Cote supérieure	Description	Coefficient de poussée
5 – ts	37.50 m	Poids volumique: 21.0 KN/m³ Poids volumique déjaugé: 11.0 KN/m³ Angle de frottement interne: 33 degrés Cohésion: 15.00 KN/m² Module de réaction poussée active: 10000.0 KN/m³ Module de réaction poussée passive: 10000.0 KN/m³ Gradient du module de réaction: 0.0 KN/m4	Active arrière: 0.30 Au repos arrière: 0.46 Passive arrière: 3.32 Active avant: 0.30 Au repos avant: 0.46 Passive avant: 3.32

Tab 24. *Description du terrain*

V.2.2.5. Section verticale du terrain :

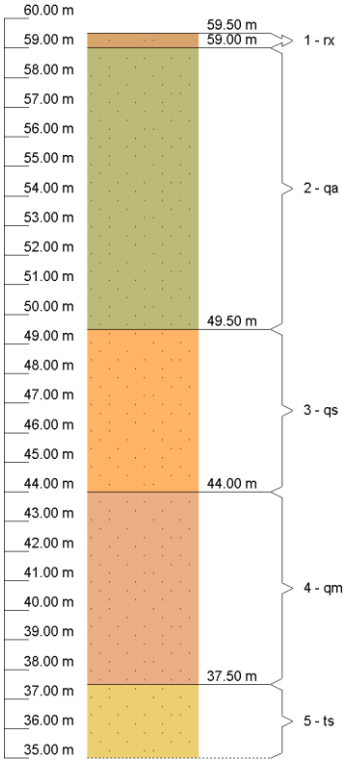


Figure 46. *Section verticale du terrain coupe 5-5*

V.2.2.6. Géométrie :

Hauteur totale: 16.00 m
Diamètre: 80 cm
Séparation entre axes: 1.20 m

V.2.2.7. Schéma des phases :

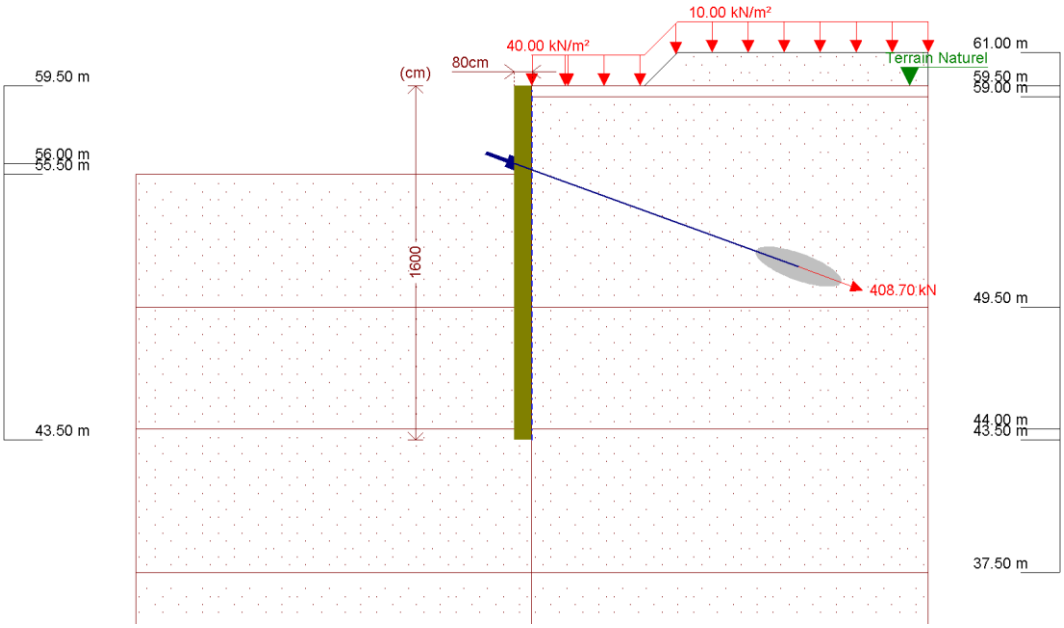


Figure 47. *Schéma de la 1ère phase coupe 5-5*

Références	Nom	Description
Phase 1	Phase 1	Type de phase: Constructive Cote d'excavation: 55.50 m

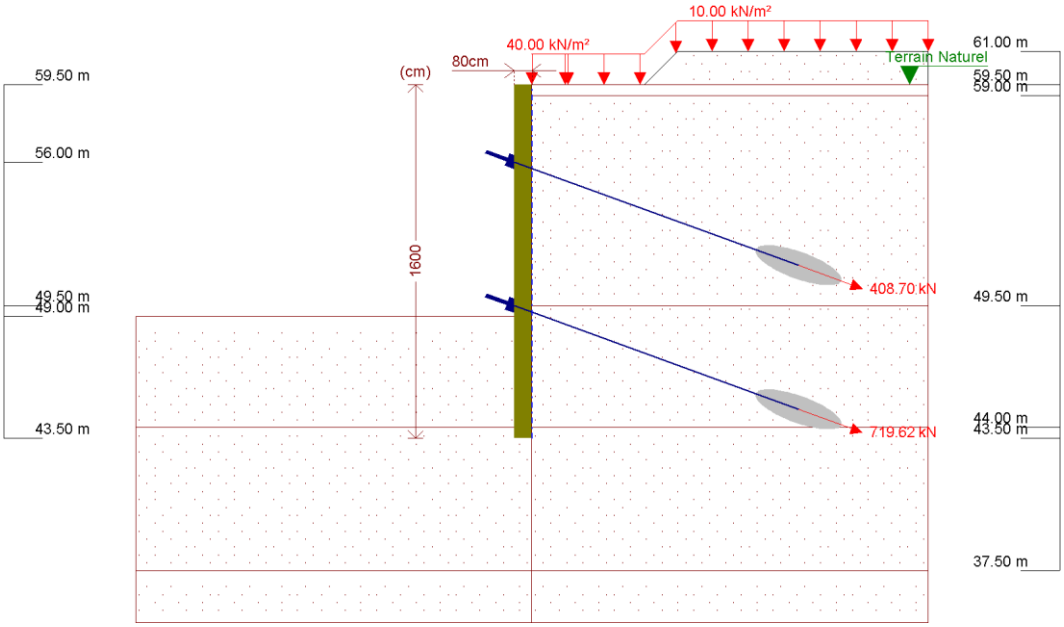


Figure 48. *Schéma de la 2éme phase coupe 5-5*

Références	Nom	Description
Phase 2	Phase 2	Type de phase: Constructive Cote d'excavation: 49.00 m

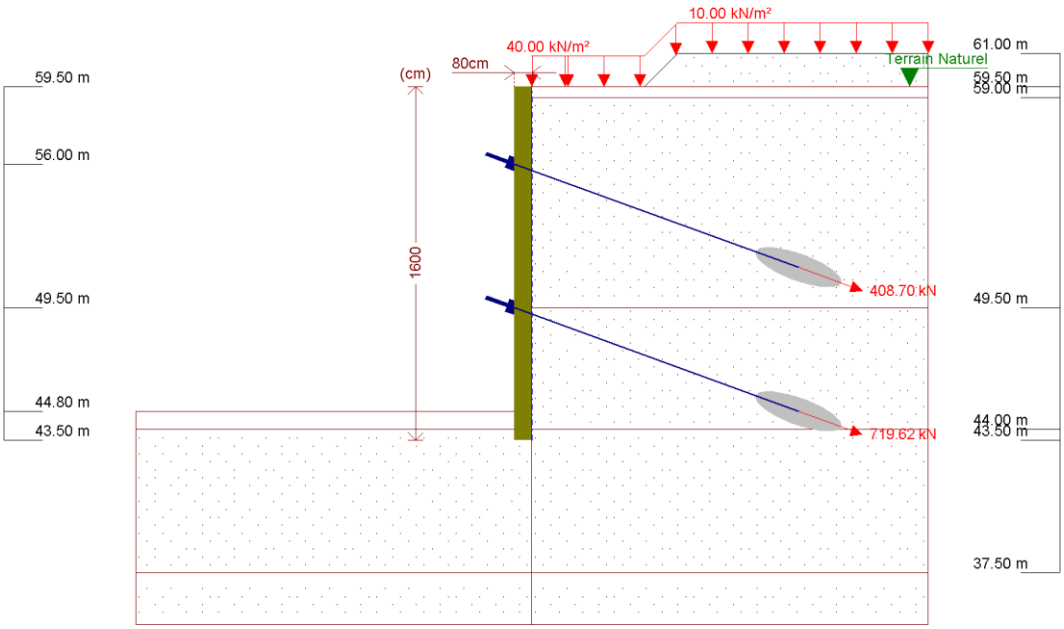


Figure 49. *Schéma de la 3éme phase coupe 5-5*

Références	Nom	Description
Phase 3	Phase 3	Type de phase: Constructive Cote d'excavation: 44.80 m

V.2.2.8. Charges :

Type	Cote	Données	Phase initial	Phase final
En bande	En surface	Valeur: 40 kN/m² Largeur: 1.5 m Separation: 0.75 m	Phase 1	Phase 3
Uniforme	En surface	Valeur: 10 kN/m²	Phase 1	Phase 3

Tab 25. *Charges sur l´arrière*

V.2.2.9. Eléments d'appui :

Tirants précontraints

Description	Phase initiale	Phase finale
Cote: 56.00 m Rigidité axiale: 100000 KN/m Charge: 408.70 KN Angle: 20 degrés Écartement: 1.20 m	Phase 1	Phase 3
Cote: 49.50 m Rigidité axiale: 100000 KN/m Charge: 719.62 KN Angle: 20 degrés Écartement: 1.20 m	Phase 2	Phase 3

Tab 26. *Eléments d'appui*

V.2.2.10. Résultats des phases :

Basique

Cote (m)	Déplacements (mm)	Diagramme d'effort normal (kN/m)	Diagramme d'effort tranchant (kN/m)	Diagramme de moment fléchissant (m·kN/m)	Diagramme de poussée (kN/m²)	Pression hydrostatique (kN/m²)
59.50	0.04	-0.00	0.68	0.00	5.45	0.00
58.00	0.38	15.41	55.18	44.40	37.17	0.00
56.50	0.52	30.82	116.69	179.02	48.31	0.00
55.00	-0.07	162.71	-124.11	101.72	51.97	0.00
53.50	-1.13	178.12	-59.40	-23.90	30.44	0.00
52.00	-2.10	193.53	-23.55	-79.58	22.33	0.00
50.50	-2.74	208.94	7.82	-86.45	21.80	0.00

Cote (m)	Déplacements (mm)	Diagramme d'effort normal (kN/m)	Diagramme d'effort tranchant (kN/m)	Diagramme de moment fléchissant (m·kN/m)	Diagramme de poussée (kN/m²)	Pression hydrostatique (kN/m²)
49.00	-3.03	224.35	25.81	-52.56	-4.86	0.00
47.50	-3.09	239.76	17.30	-21.01	-6.25	0.00
46.00	-3.07	255.17	8.09	-3.19	-5.82	0.00
44.50	-3.03	270.58	-0.17	1.58	-5.08	0.00
Maximum	0.53 Cote: 56.75 m	280.85 Cote: 43.50 m	141.41 Cote: 56.00 m	246.56 Cote: 56.00 m	55.94 Cote: 55.50 m	0.00 Cote: 59.50 m
Minimum	-3.09 Cote: 47.50 m	-0.00 Cote: 59.50 m	-165.48 Cote: 55.75 m	-89.13 Cote: 51.00 m	-6.25 Cote: 47.25 m	0.00 Cote: 59.50 m

Tab 27. *Résultat de la phase 1*

Basique

Cote (m)	Déplacements (mm)	Diagramme d'effort normal (kN/m)	Diagramme d'effort tranchant (kN/m)	Diagramme de moment fléchissant (m·kN/m)	Diagramme de poussée (kN/m²)	Pression hydrostatique (kN/m²)
59.50	-0.21	-0.00	0.36	0.00	2.89	0.00
58.00	0.10	15.41	51.49	41.43	34.34	0.00
56.50	0.22	30.82	108.63	166.72	45.34	0.00
55.00	-0.33	170.58	-157.56	52.01	56.07	0.00
53.50	-1.14	185.99	-68.00	-107.59	65.29	0.00
52.00	-1.53	201.40	40.81	-118.37	90.42	0.00
50.50	-1.45	216.81	194.55	72.55	121.27	0.00
49.00	-1.75	437.32	-193.96	241.73	99.83	0.00
47.50	-3.03	452.73	-80.88	57.03	56.62	0.00
46.00	-4.57	468.14	-15.10	-1.11	25.75	0.00
44.50	-6.12	483.55	4.14	-1.28	-5.19	0.00
Maximum	0.23 Cote: 56.75 m	493.82 Cote: 43.50 m	320.41 Cote: 49.50 m	344.89 Cote: 49.50 m	129.60 Cote: 49.75 m	0.00 Cote: 59.50 m
Minimum	-7.15 Cote: 43.50 m	-0.00 Cote: 59.50 m	-218.69 Cote: 49.25 m	-133.62 Cote: 52.75 m	-10.32 Cote: 44.25 m	0.00 Cote: 59.50 m

Tab 28. *Résultat de la phase 2*

Basique

Cote (m)	Déplacements (mm)	Diagramme d'effort normal (kN/m)	Diagramme d'effort tranchant (kN/m)	Diagramme de moment fléchissant (m·kN/m)	Diagramme de poussée (kN/m²)	Pression hydrostatique (kN/m²)
59.50	-0.34	-0.00	0.19	-0.00	1.56	0.00
58.00	0.15	15.41	50.83	40.61	34.89	0.00
56.50	0.47	30.82	109.99	166.33	47.81	0.00
55.00	0.11	162.22	-128.31	80.59	60.44	0.00
53.50	-0.63	177.63	-31.47	-28.94	70.37	0.00
52.00	-1.28	193.04	83.89	21.18	92.91	0.00
50.50	-2.04	208.45	236.96	277.56	115.33	0.00
49.00	-4.05	472.22	-288.74	437.83	76.85	0.00
47.50	-7.83	487.63	-179.95	100.73	74.55	0.00
46.00	-12.07	503.04	-62.35	-67.98	83.78	0.00
44.50	-16.05	518.45	59.13	-50.67	36.14	0.00
Maximum	0.47 Cote: 56.25 m	528.72 Cote: 43.50 m	353.38 Cote: 49.50 m	587.16 Cote: 49.50 m	117.33 Cote: 50.00 m	0.00 Cote: 59.50 m
Minimum	-18.57 Cote: 43.50 m	-0.00 Cote: 59.50 m	-308.61 Cote: 49.25 m	-83.35 Cote: 45.50 m	-125.92 Cote: 43.50 m	0.00 Cote: 59.50 m

Tab 29. *Résultat de la phase 3*

V.2.2.11. Résultats pour les éléments d'appui :

Tirants précontraints

Cote: 56.00 m	
Phase	Résultat
Phase 1	Charge ponctuelle (Dans la direction de l'ancrage): 408.70 kN Charge linéaire (Dans la direction de l'ancrage): 340.58 kN/m Charge ponctuelle (En projection horizontale): 384.05 kN Charge linéaire (En projection horizontale): 320.04 kN/m
Phase 2	Charge ponctuelle (Dans la direction de l'ancrage): 436.29 kN Charge linéaire (Dans la direction de l'ancrage): 363.58 kN/m Charge ponctuelle (En projection horizontale): 409.98 kN Charge linéaire (En projection horizontale): 341.65 kN/m
Phase 3	Charge ponctuelle (Dans la direction de l'ancrage): 406.97 kN Charge linéaire (Dans la direction de l'ancrage): 339.14 kN/m Charge ponctuelle (En projection horizontale): 382.42 kN Charge linéaire (En projection horizontale): 318.69 kN/m
Cote: 49.50 m	
Phase	Résultat

Cote: 49.50 m	
Phase	Résultat
Phase 2	Charge ponctuelle (Dans la direction de l'ancrage): 719.62 kN Charge linéaire (Dans la direction de l'ancrage): 599.68 kN/m Charge ponctuelle (En projection horizontale): 676.22 kN Charge linéaire (En projection horizontale): 563.52 kN/m
Phase 3	Charge ponctuelle (Dans la direction de l'ancrage): 871.40 kN Charge linéaire (Dans la direction de l'ancrage): 726.16 kN/m Charge ponctuelle (En projection horizontale): 818.84 kN Charge linéaire (En projection horizontale): 682.37 kN/m

Tab 30. *Résultat des phases*

V.2.2.12. Description du ferraillage :

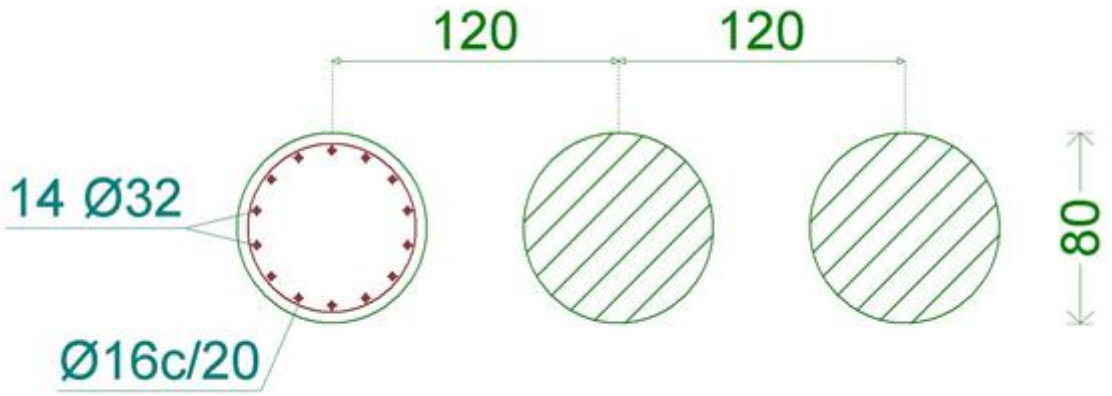


Figure 50. *Ferraillage des pieux forés coupe 5-5*

Ferraillage vertical	Ferraillage horizontal
14 Ø32	Ø16c/20

V.2.2.13. Vérifications géométriques et de résistance :

Référence : coupe55		
Vérification	Valeurs	État
Enrobage : *FASCICULE Nº62 – Titre V. Article C.5.4,4.*	Minimum : 7 cm Calculé : 7 cm	Vérifiée
Séparation libre minimale des armatures horizontales : *BAEL 91. Article A.7.2,5 (pag.89).*	Minimum : 3 cm Calculé : 18.4 cm	Vérifiée
Séparation maximale des armatures horizontales : *BAEL 91. Article A.8.1,3 (pag.97).*	Maximum : 40 cm Calculé : 20 cm	Vérifiée

Diamètre minimum des armatures horizontales : *FASCICULE Nº62 – Titre V. Article C.5.4,24.*	Minimum : 1.6 cm Calculé : 1.6 cm	Vérifiée
Diamètre minimal des armatures verticales : *FASCICULE Nº62 – Titre V. Article C.5.4,23.*	Minimum : 1.2 cm Calculé : 3.2 cm	Vérifiée
Pourcentage géométrique vertical minimum : *FASCICULE Nº62 – Titre V. Article C.5.4,23.*	Minimum : 0.005 Calculé : 0.0224	Vérifiée
Pourcentage mécanique vertical minimum : *Articles A.4.2,1 y A.8.1,2 de la norme BAEL-91*	Minimum : 0.00206 Calculé : 0.0224	Vérifiée
Séparation libre minimale des armatures verticales : *FASCICULE Nº62 – Titre V. Article C.5.4,23.*	Minimum : 10 cm Calculé : 10 cm	Vérifiée
Séparation maximale entre barres : -Armature verticale : *BAEL 91. Article A.8.1,22 (pag.95).*	Maximum : 40 cm Calculé : 13.2 cm	Vérifiée
Vérification sous flexion composée : *Vérification réalisée par module d'écran*		Vérifiée
Vérification à l'effort tranchant : *BAEL 91. Article A.5.1,23.*	Maximum : 547.4 kN Calculé : 538.4 kN	Non vérifiée
Longueur de recouvrement : *BAEL 91. Article A.6.1,2.*	Minimum : 1.12 m Calculé : 1.15 m	Vérifiée
Information additionnelle : - Coefficient pour le calcul de la résistance conventionnelle du béton (Art. A.3.1 Fascicule Nº62 – Titre V) : k1 : 1.20 , k2 : 1.00 - Section critique en flexion composée : Cote : 50.00 m, Md : 802.07 kN·m, Nd : 410.09 kN - Section critique sous effort tranchant : Cote : 49.50 m - La vérification de l'état limite de fissuration n'a pas été effectuée du au fait que on n'a défini aucune phase de service. - Les efforts sont majorés et par pieu (Diamètre : 80 cm)		

Tab 31. *Vérifications géométriques et de résistance*

V.2.2.14. Vérifications de stabilité (Coefficients de sécurité) :

Référence: Vérifications de stabilité (Coefficients de sécurité): coupe55		
Vérification	Valeurs	État
Relation entre le moment résisté par les poussées passives sur l'avant et le moment généré par les poussées actives sur l'arrière:		

Référence: Vérifications de stabilité (Coefficients de sécurité): coupe55		
Vérification	Valeurs	État
-Hypothèse basique. Phase 1: *Valeur introduite par l'utilisateur.* -Phase 2 (1) -Phase 3 (1) (1)*Il y a plus d'un appui.*	Minimum: 2 Calculé: 8.736	Vérifiée Non nécessaire Non nécessaire
Relation entre la poussée passive totale et la butée réellement mobilisée sur l'avant: -Hypothèse basique. Phase 1: *Valeur introduite par l'utilisateur.* -Phase 2 (1) -Phase 3 (1) (1)*Il y a plus d'un appui.*	Minimum: 1.5 Calculé: 5.446	Vérifiée Non nécessaire Non nécessaire
Toutes les conditions sont vérifiées		

Tab 32. *Vérifications de stabilité (Coefficients de sécurité)*

V.2.2.15. Vérifications de stabilité (Cercle de glissement le plus défavorable) :

Référence: Vérifications de stabilité (Cercle de glissement le plus défavorable): coupe55		
Vérification	Valeurs	État
Cercle de glissement le plus défavorable: *Valeur introduite par l'utilisateur.*	Minimum: 1.5	
Combinaisons sans séisme:		
-Phase 1: Coordonnées du centre du cercle (5.83 m ; 61.90 m) - Rayon: 2.40 m:	Calculé: 2.511	Vérifiée
-Phase 2: Coordonnées du centre du cercle (-4.30 m ; 65.78 m) - Rayon: 17.78 m:	Calculé: 2.365	Vérifiée
-Phase 3: Coordonnées du centre du cercle (-3.67 m ; 61.21 m) - Rayon: 18.21 m:	Calculé: 1.641	Vérifiée
Toutes les conditions sont vérifiées		
Information additionnelle:		

Référence: Vérifications de stabilité (Cercle de glissement le plus défavorable): coupe55		
Vérification	Valeurs	État
- Phase 2: Combinaisons sans séisme - Vu que le cercle de glissement défavorable passe par l'élément de soutènement, celui-ci devra résister un effort tranchant d'au moins 901.674 kN/m à l'intersection avec le cercle. Cela est nécessaire pour garantir la validité du coefficient de sécurité calculé.		

Tab 33. *Vérifications de stabilité (Cercle de glissement le plus défavorable)*

V.2.2.16. Quantitatif :

Référence: Écran de pieux en béton armé		Fe E400		Total
Nom de l'armature		Ø16	Ø32	
Ferraillage vertical	Longueur (m) Poids (kg)		14x5.01 14x31.63	70.14 442.82
Ferraillage vertical	Longueur (m) Poids (kg)		14x12.00 14x75.76	168.00 1060.64
Ferraillage horizontal	Longueur (m) Poids (kg)	80x2.34 80x3.69		187.20 295.46
Total	Longueur (m) Poids (kg)	187.20 295.46	238.14 1503.46	1798.92
Total avec pertes (10.00%)	Longueur (m) Poids (kg)	205.92 325.01	261.95 1653.80	1978.81

Tab 34. *Quantitatif*

	Fe E400 (kg)			Béton (m³)
Élément	Ø16	Ø32	Total	B25
Référence: Écran de pieux en béton armé	325.00	1653.81	1978.81	8.04
Total	325.00	1653.81	1978.81	8.04

Tab 35. *Résumé des quantitatifs (pertes d'acier inclues)*

V.2.3. Coupe 6-6 :

V.2.3.1. Norme et matériaux :

Norme de béton : BAEL-91 (France)

Béton : B30

Acier : Fe E500

Type de milieu ambiant : Préjudiciable

Recouvrement géométrique : 7.0 cm

Diamètre du plus gros granulat : 20 mm

V.2.3.2. Actions :

Majoration des efforts en construction : 1.60

Majoration des efforts en phase de service : 1.60

Avec analyse sismique

Accélération de calcul : 0.30 g

Le séisme n'est pas pris en compte lors des phases constructives.

Majoration des efforts dans l'hypothèse sismique : 1.00

Sans considérer les actions thermiques dans les butons

V.2.3.3. Données générales :

Cote du terrain naturel : 59.50 m

Hauteur du mur au-dessus du terrain naturel : 0.00 m

Typologie : Écran de pieux en béton armé

V.2.3.4. Description du terrain :

Angle talus : 45 degrés

Pourcentage de frottement interne entre le terrain et l'arrière de l'écran de soutènement : 0.0 %

Pourcentage de frottement interne entre le terrain et l'avant de l'écran de soutènement : 0.0 %

Couches

Références	Cote supérieure	Description	Coefficient de poussée
1 – rx	59.50 m	Poids volumique : 19.0 Kn/m³ Poids volumique déjaugé : 9.0 Kn/m³ Angle de frottement interne : 30 degrés Cohésion : 5.00 Kn/m² Module de réaction poussée active : 10000.0 Kn/m³ Module de réaction poussée passive : 10000.0 Kn/m³ Gradient du module de réaction : 0.0 Kn/m4	Active arrière : 0.33 Au repos arrière : 0.50 Passive arrière : 3.00 Active avant : 0.33 Au repos avant : 0.50 Passive avant : 3.00

Références	Cote supérieure	Description	Coefficient de poussée
2 – qa	59.00 m	Poids volumique : 20.5 Kn/m³ Poids volumique déjaugé : 10.5 Kn/m³ Angle de frottement interne : 25 degrés Cohésion : 40.00 Kn/m² Module de réaction poussée active : 10000.0 Kn/m³ Module de réaction poussée passive : 10000.0 Kn/m³ Gradient du module de réaction : 0.0 Kn/m4	Active arrière : 0.41 Au repos arrière : 0.58 Passive arrière : 2.46 Active avant : 0.41 Au repos avant : 0.58 Passive avant : 2.46
3 – qs	51.00 m	Poids volumique : 20.5 Kn/m³ Poids volumique déjaugé : 10.5 Kn/m³ Angle de frottement interne : 33 degrés Cohésion : 10.00 Kn/m² Module de réaction poussée active : 10000.0 Kn/m³ Module de réaction poussée passive : 10000.0 Kn/m³ Gradient du module de réaction : 0.0 Kn/m4	Active arrière : 0.30 Au repos arrière : 0.46 Passive arrière : 3.32 Active avant : 0.30 Au repos avant : 0.46 Passive avant : 3.32
4 – qm	44.00 m	Poids volumique : 20.5 Kn/m³ Poids volumique déjaugé : 10.5 Kn/m³ Angle de frottement interne : 28 degrés Cohésion : 50.00 Kn/m² Module de réaction poussée active : 10000.0 Kn/m³ Module de réaction poussée passive : 10000.0 Kn/m³ Gradient du module de réaction : 0.0 Kn/m4	Active arrière : 0.37 Au repos arrière : 0.54 Passive arrière : 2.72 Active avant : 0.37 Au repos avant : 0.54 Passive avant : 2.72

Références	Cote supérieure	Description	Coefficient de poussée
5 – ts	37.50 m	Poids volumique : 21.0 Kn/m³ Poids volumique déjaugé : 11.0 Kn/m³ Angle de frottement interne : 33 degrés Cohésion : 15.00 Kn/m² Module de réaction poussée active : 10000.0 Kn/m³ Module de réaction poussée passive : 10000.0 Kn/m³ Gradient du module de réaction : 0.0 Kn/m4	Active arrière : 0.30 Au repos arrière : 0.46 Passive arrière : 3.32 Active avant : 0.30 Au repos avant : 0.46 Passive avant : 3.32

Tab 36. *Description du terrain*

V.2.3.5. Section verticale du terrain :

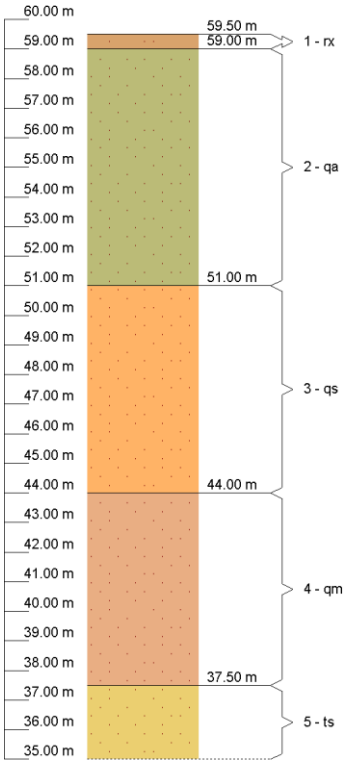


Figure 51. *Section verticale du terrain coupe 6-6*

V.2.3.6. Géométrie :

Hauteur totale: 16.90 m
Diamètre: 80 cm
Séparation entre axes: 1.20 m

V.2.3.7. Schéma des phases :

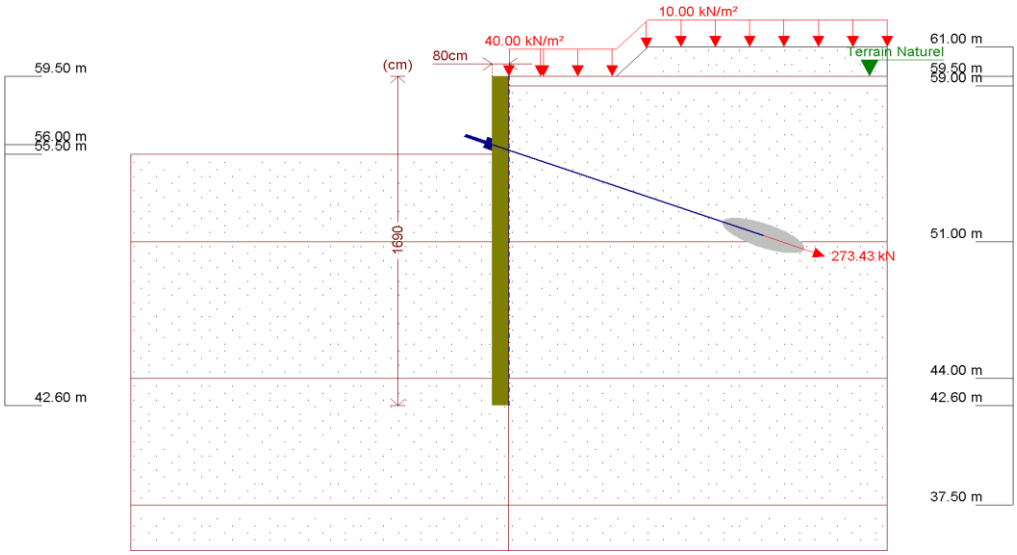


Figure 52. *Schéma de la 1ère phase coupe 6-6*

Références	Nom	Description
Phase 1	Phase 1	Type de phase : Constructive Cote d'excavation : 55.50 m

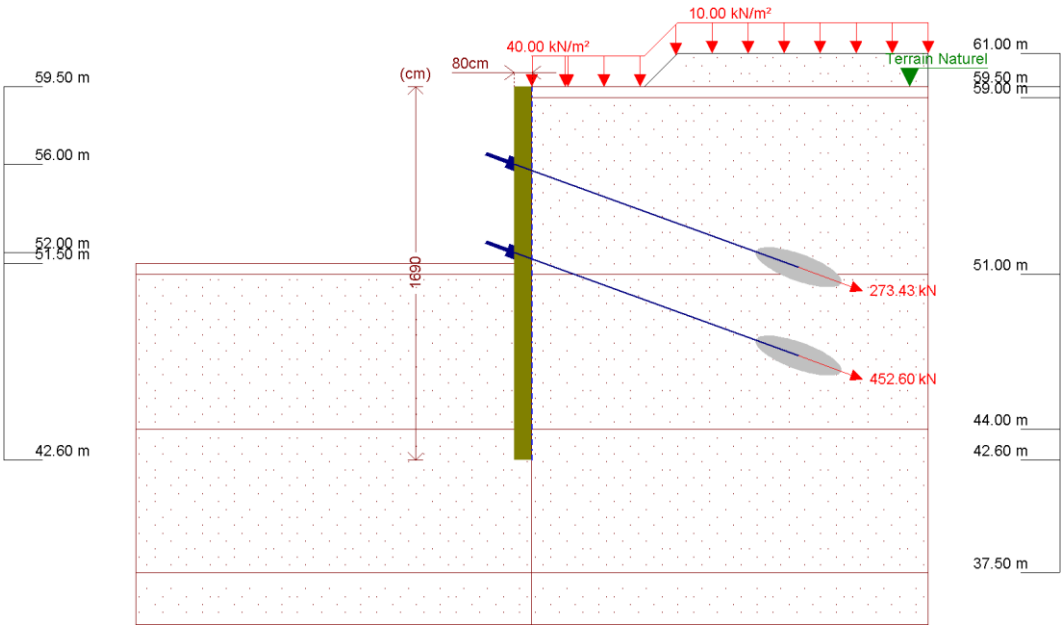


Figure 53. *Schéma de la 2éme phase coupe 6-6*

Références	Nom	Description
Phase 2	Phase 2	Type de phase : Constructive Cote d'excavation : 51.50 m

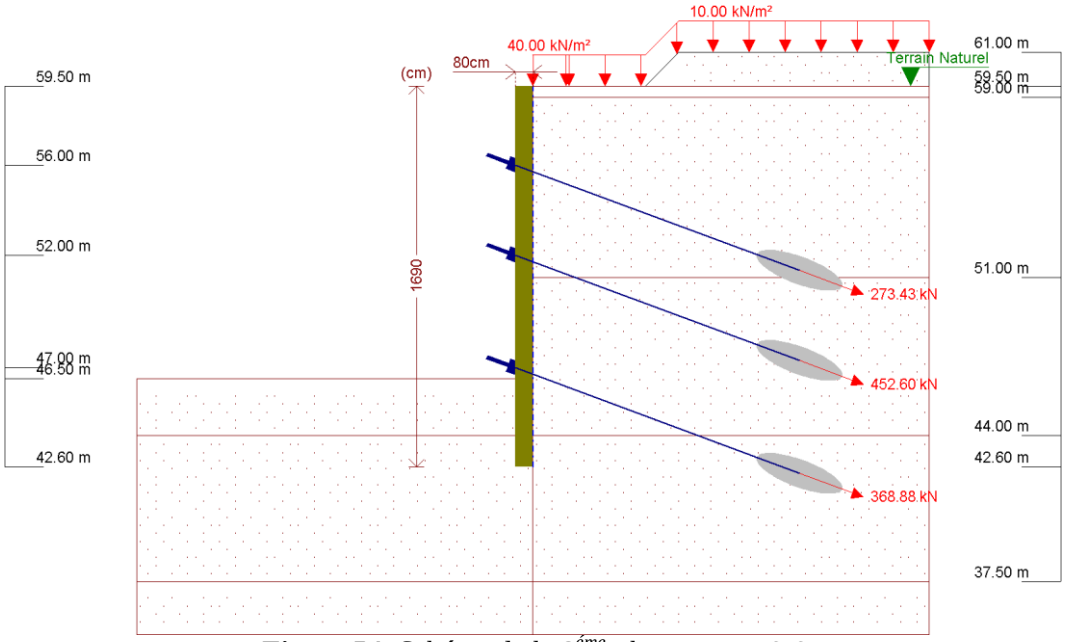


Figure 54. *Schéma de la 3éme phase coupe 6-6*

Références	Nom	Description
Phase 3	Phase 3	Type de phase : Constructive Cote d'excavation : 46.50 m

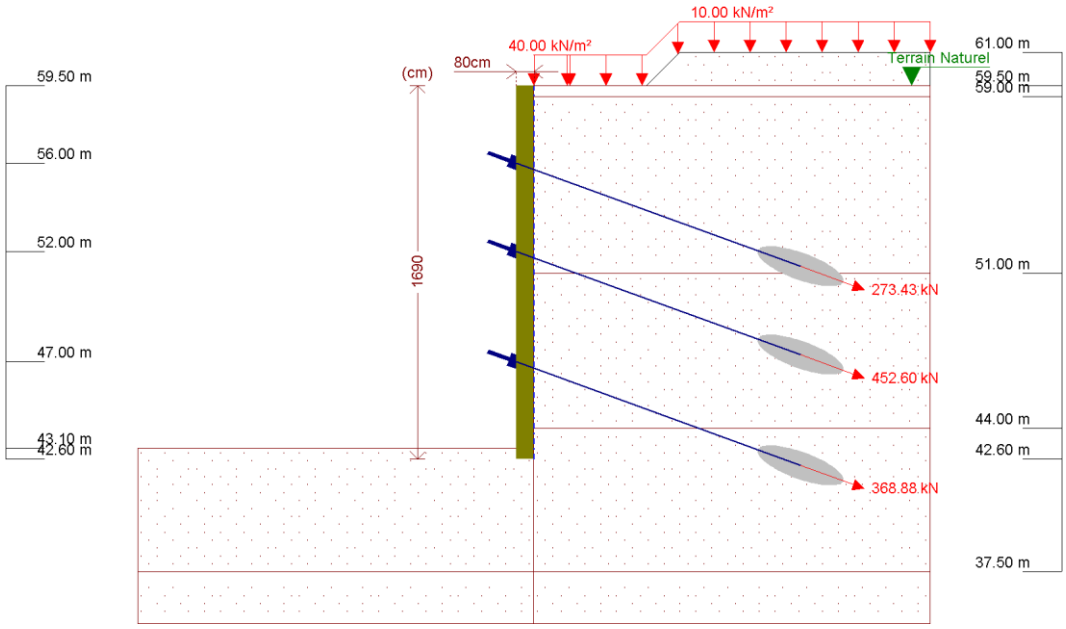


Figure 55. *Schéma de la 4éme phase coupe 6-6*

Références	Nom	Description
Phase 4	Phase 4	Type de phase : Constructive Cote d'excavation : 43.10 m

V.2.3.8. Charges :

Type	Cote	Données	Phase initial	Phase final
Uniforme	En surface	Valeur : 10 Kn/m²	Phase 1	Phase 4
En bande	En surface	Valeur : 40 Kn/m² Largeur : 1.5 m Séparation : 0.75 m	Phase 1	Phase 4

Tab 37. *Charges sur l´arrière*

V.2.3.9. Eléments d'appui :

Tirants précontraints

Description	Phase initiale	Phase finale
Cote : 56.00 m Rigidité axiale : 100000 Kn/m Charge : 273.43 Kn Angle : 20 degrés Écartement : 1.20 m	Phase 1	Phase 4
Cote : 47.00 m Rigidité axiale : 100000 Kn/m Charge : 368.88 Kn Angle : 20 degrés Écartement : 1.20 m	Phase 3	Phase 4
Cote : 52.00 m Rigidité axiale : 100000 Kn/m Charge : 452.60 Kn Angle : 20 degrés Écartement : 1.20 m	Phase 2	Phase 4

Tab 38. *Eléments d'appui*

V.2.3.10. Résultats des phases :

Basique

Cote (m)	Déplacements (mm)	Diagramme d'effort normal (Kn/m)	Diagramme d'effort tranchant (Kn/m)	Diagramme de moment fléchissant (m·Kn/m)	Diagramme de poussée (Kn/m²)
59.50	-1.36	0.00	0.00	-0.00	0.00
57.99	-1.03	15.55	38.34	32.18	23.09
56.47	-0.84	31.10	79.44	124.36	35.04
55.21	-1.04	121.98	-86.93	91.73	32.70
53.70	-1.62	137.53	-44.80	-0.41	20.57
52.19	-2.21	153.08	-19.94	-44.90	17.29
50.67	-2.62	168.63	6.45	-50.09	9.24
49.16	-2.84	184.17	14.35	-31.02	-1.14
47.64	-2.93	199.72	11.24	-11.67	-3.02
46.13	-2.98	215.27	6.05	0.93	-3.93
44.62	-3.02	230.82	-0.45	4.52	-4.88
43.10	-3.08	246.36	-1.74	0.33	2.93
Maximum	-0.84 Cote : 56.47 m	251.55 Cote : 42.60 m	97.76 Cote : 56.00 m	168.22 Cote : 56.00 m	43.84 Cote : 59.25 m
Minimum	-3.11 Cote : 42.60 m	0.00 Cote : 59.50 m	-116.36 Cote : 55.97 m	-52.89 Cote : 51.18 m	-5.27 Cote : 44.11 m

Tab 39. *Résultat de la phase 1*

Basique

Cote (m)	Déplacements (mm)	Diagramme d'effort normal (Kn/m)	Diagramme d'effort tranchant (Kn/m)	Diagramme de moment fléchissant (m·Kn/m)	Diagramme de poussée (Kn/m²)
59.50	-2.02	0.00	-0.00	-0.00	0.00
57.73	-1.20	18.14	38.97	38.99	21.79
56.00	-0.63	29.76	92.04	153.21	42.05
54.46	-0.63	123.57	-29.92	54.08	59.33
52.69	-0.94	141.70	88.45	116.18	77.97
51.18	-1.71	286.25	-131.56	73.70	82.34
49.41	-3.00	304.39	-33.62	-49.30	33.67
47.64	-4.04	322.53	8.95	-60.24	12.70
45.88	-4.77	340.67	19.57	-29.92	-1.91
44.11	-5.34	358.81	7.42	-4.73	-13.22
Maximum	-0.58 Cote : 55.21 m	374.35 Cote : 42.60 m	151.88 Cote : 52.00 m	204.16 Cote : 52.00 m	100.39 Cote : 51.68 m

Cote (m)	Déplacements (mm)	Diagramme d'effort normal (Kn/m)	Diagramme d'effort tranchant (Kn/m)	Diagramme de moment fléchissant (m·Kn/m)	Diagramme de poussée (Kn/m²)
Minimum	-5.79 Cote : 42.60 m	0.00 Cote : 59.50 m	-202.54 Cote : 51.93 m	-63.93 Cote : 48.40 m	-13.22 Cote : 44.11 m

Tab 40. *Résultat de la phase 2*

Basique

Cote (m)	Déplacements (mm)	Diagramme d'effort normal (Kn/m)	Diagramme d'effort tranchant (Kn/m)	Diagramme de moment fléchissant (m·Kn/m)	Diagramme de poussée (Kn/m²)	Pression hydrostatique (Kn/m²)
59.50	-1.84	0.00	0.23	-0.00	1.79	0.00
57.73	-1.11	18.14	41.23	41.33	22.69	0.00
56.00	-0.64	30.02	95.17	160.57	41.95	0.00
54.46	-0.76	123.83	-28.39	64.60	58.03	0.00
52.69	-1.26	141.96	86.33	126.19	74.77	0.00
51.18	-2.24	297.50	-165.90	51.64	98.06	0.00
49.41	-3.65	315.64	-20.20	-90.84	76.95	0.00
47.64	-4.63	333.78	120.30	13.55	83.81	0.00
46.13	-5.52	454.47	-48.99	56.25	30.48	0.00
44.37	-6.86	472.60	-15.02	10.79	4.97	0.00
42.60	-8.27	490.74	0.00	-0.00	-1.42	0.00
Maximum	-0.63 Cote : 55.72 m	490.74 Cote : 42.60 m	184.59 Cote : 47.00 m	211.59 Cote : 52.00 m	98.06 Cote : 51.18 m	0.00 Cote : 59.50 m
Minimum	-8.27 Cote : 42.60 m	0.00 Cote : 59.50 m	-237.52 Cote : 51.93 m	-91.04 Cote : 49.16 m	-1.42 Cote : 42.60 m	0.00 Cote : 59.50 m

Tab 41. *Résultat de la phase 3*

Basique

Cote (m)	Déplacements (mm)	Diagramme d'effort normal (Kn/m)	Diagramme d'effort tranchant (Kn/m)	Diagramme de moment fléchissant (m·Kn/m)	Diagramme de poussée (Kn/m²)	Pression hydrostatique (Kn/m²)
59.50	-2.08	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00
57.73	-1.16	18.14	38.96	38.89	22.23	0.00
56.00	-0.48	25.82	93.61	154.36	43.52	0.00
54.46	-0.40	119.62	-14.73	76.70	61.58	0.00
52.69	-0.75	137.76	107.64	169.68	79.89	0.00
51.18	-1.78	279.39	-98.61	165.76	102.68	0.00
49.41	-3.85	297.53	51.59	148.12	74.93	0.00
47.64	-6.80	315.67	178.72	368.64	73.66	0.00

Cote (m)	Déplacements (mm)	Diagramme d'effort normal (Kn/m)	Diagramme d'effort tranchant (Kn/m)	Diagramme de moment fléchissant (m·Kn/m)	Diagramme de poussée (Kn/m²)	Pression hydrostatique (Kn/m²)
46.13	-10.88	525.64	-238.13	276.96	82.98	0.00
44.37	-17.02	543.78	-83.39	9.86	93.85	0.00
42.60	-23.29	561.92	0.00	-0.00	-111.76	0.00
Maximum	-0.39 Cote : 54.96 m	561.92 Cote : 42.60 m	235.63 Cote : 47.00 m	506.02 Cote : 47.00 m	102.68 Cote : 51.18 m	0.00 Cote : 59.50 m
Minimum	-23.29 Cote : 42.60 m	0.00 Cote : 59.50 m	-298.56 Cote : 46.89 m	-18.65 Cote : 43.61 m	-111.76 Cote : 42.60 m	0.00 Cote : 59.50 m

Tab 42. *Résultat de la phase 4*

V.2.3.11. Résultats pour les éléments d'appui :

Tirants précontraints

Cote : 56.00 m	
Phase	Résultat
Phase 1	Charge ponctuelle (Dans la direction de l'ancrage) : 273.43 Kn Charge linéaire (Dans la direction de l'ancrage) : 227.86 Kn/m Charge ponctuelle (En projection horizontale) : 256.94 Kn Charge linéaire (En projection horizontale) : 214.12 Kn/m
Phase 2	Charge ponctuelle (Dans la direction de l'ancrage) : 251.71 Kn Charge linéaire (Dans la direction de l'ancrage) : 209.76 Kn/m Charge ponctuelle (En projection horizontale) : 236.53 Kn Charge linéaire (En projection horizontale) : 197.11 Kn/m
Phase 3	Charge ponctuelle (Dans la direction de l'ancrage) : 252.62 Kn Charge linéaire (Dans la direction de l'ancrage) : 210.52 Kn/m Charge ponctuelle (En projection horizontale) : 237.38 Kn Charge linéaire (En projection horizontale) : 197.82 Kn/m
Phase 4	Charge ponctuelle (Dans la direction de l'ancrage) : 237.88 Kn Charge linéaire (Dans la direction de l'ancrage) : 198.23 Kn/m Charge ponctuelle (En projection horizontale) : 223.53 Kn Charge linéaire (En projection horizontale) : 186.28 Kn/m
Cote : 47.00 m	
Phase	Résultat
Phase 3	Charge ponctuelle (Dans la direction de l'ancrage) : 368.88 Kn Charge linéaire (Dans la direction de l'ancrage) : 307.40 Kn/m Charge ponctuelle (En projection horizontale) : 346.63 Kn Charge linéaire (En projection horizontale) : 288.86 Kn/m
Phase 4	Charge ponctuelle (Dans la direction de l'ancrage) : 682.17 Kn Charge linéaire (Dans la direction de l'ancrage) : 568.48 Kn/m Charge ponctuelle (En projection horizontale) : 641.03 Kn Charge linéaire (En projection horizontale) : 534.19 Kn/m

Cote : 52.00 m	
Phase	Résultat
Phase 2	Charge ponctuelle (Dans la direction de l'ancrage) : 452.60 Kn Charge linéaire (Dans la direction de l'ancrage) : 377.17 Kn/m Charge ponctuelle (En projection horizontale) : 425.30 Kn Charge linéaire (En projection horizontale) : 354.42 Kn/m
Phase 3	Charge ponctuelle (Dans la direction de l'ancrage) : 491.17 Kn Charge linéaire (Dans la direction de l'ancrage) : 409.31 Kn/m Charge ponctuelle (En projection horizontale) : 461.55 Kn Charge linéaire (En projection horizontale) : 384.62 Kn/m
Phase 4	Charge ponctuelle (Dans la direction de l'ancrage) : 442.35 Kn Charge linéaire (Dans la direction de l'ancrage) : 368.63 Kn/m Charge ponctuelle (En projection horizontale) : 415.67 Kn Charge linéaire (En projection horizontale) : 346.39 Kn/m

Tab 43. *Résultat des phases*

V.2.3.12. Description du ferraillage :

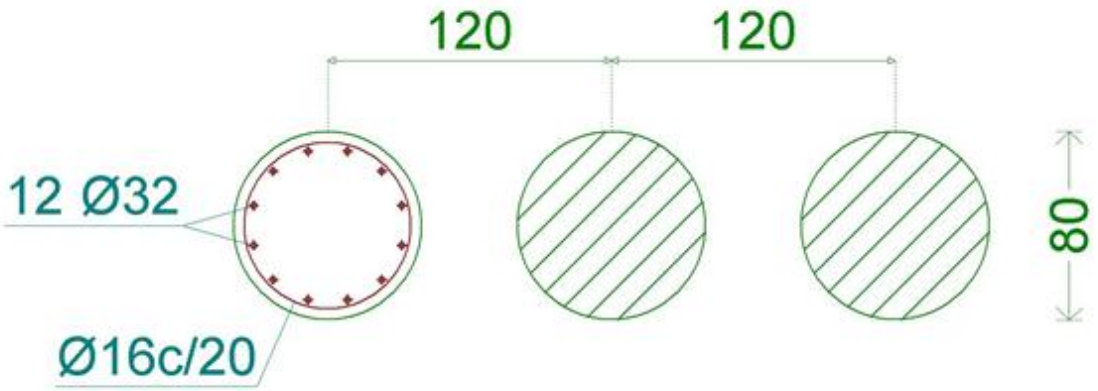


Figure 56. *Ferraillage des pieux forés coupe 6-6*

Ferraillage vertical	Ferraillage horizontal
12 Ø32	Ø16c/20

V.2.3.13. Vérifications géométriques et de résistance :

Référence: coup66		
Vérification	Valeurs	État
Enrobage: *FASCICULE Nº62 - Titre V. Article C.5.4,4.*	Minimum: 7 cm Calculé: 7 cm	Vérifiée

Référence: coup66		
Vérification	Valeurs	État
Séparation libre minimale des armatures horizontales: *BAEL 91. Article A.7.2,5 (pag.89).*	Minimum: 3 cm Calculé: 18.4 cm	Vérifiée
Séparation maximale des armatures horizontales: *BAEL 91. Article A.8.1,3 (pag.97).*	Maximum: 40 cm Calculé: 20 cm	Vérifiée
Diamètre minimum des armatures horizontales: *FASCICULE Nº62 - Titre V. Article C.5.4,24.*	Minimum: 1.6 cm Calculé: 1.6 cm	Vérifiée
Diamètre minimal des armatures verticales: *FASCICULE Nº62 - Titre V. Article C.5.4,23.*	Minimum: 1.2 cm Calculé: 3.2 cm	Vérifiée
Pourcentage géométrique vertical minimum: *FASCICULE Nº62 - Titre V. Article C.5.4,23.*	Minimum: 0.005 Calculé: 0.0192	Vérifiée
Pourcentage mécanique vertical minimum: *Articles A.4.2,1 y A.8.1,2 de la norme BAEL-91*	Minimum: 0.00193 Calculé: 0.0192	Vérifiée
Séparation libre minimale des armatures verticales: *FASCICULE Nº62 - Titre V. Article C.5.4,23.*	Minimum: 10 cm Calculé: 12.2 cm	Vérifiée
Séparation maximale entre barres: -Armature verticale: *BAEL 91. Article A.8.1,22 (pag.95).*	Maximum: 40 cm Calculé: 15.4 cm	Vérifiée
Vérification sous flexion composée: *Vérification réalisée par module d'écran*		Vérifiée
Vérification à l'effort tranchant: *BAEL 91. Article A.5.1,23.*	Maximum: 649.5 kN Calculé: 573.2 kN	Vérifiée
Longueur de recouvrement: *BAEL 91. Article A.6.1,2.*	Minimum: 1.23 m Calculé: 1.25 m	Vérifiée
Toutes les conditions sont vérifiées		
Information additionnelle:		

- Coefficient pour le calcul de la résistance conventionnelle du béton (Art. A.3.1 Fascicule Nº62 - Titre V): k1: 1.20, k2: 1.05
- Section critique en flexion composée: Cote: 47.14 m, Md: 908.08 kN·m, Nd: 616.03 kN, Vd: 415.23 kN, Contrainte maximale de l'acier: 434.783 MPa
- Section critique sous effort tranchant: Cote: 46.88 m
- La vérification de l'état limite de fissuration n'a pas été effectuée dû au fait que on n'a défini aucune phase de service.

Référence: coup66		
Vérification	Valeurs	État
- Les efforts sont majorés et par pieu (Diamètre: 80 cm)		

Tab 44. *Vérifications géométriques et de résistance*

V.2.3.14. Vérifications de stabilité (Coefficients de sécurité) :

Référence: Vérifications de stabilité (Coefficients de sécurité): coup66		
Vérification	Valeurs	État
Relation entre le moment résisté par les poussées passives sur l'avant et le moment généré par les poussées actives sur l'arrière: -Hypothèse basique. Phase 1: *Valeur introduite par l'utilisateur.* -Phase 2 (1) -Phase 3 (1) -Phase 4 (1) (1)*Il y a plus d'un appui.*	Minimum: 2 Calculé: 8.841	Vérifiée Non nécessaire Non nécessaire Non nécessaire
Relation entre la poussée passive totale et la butée réellement mobilisée sur l'avant: -Hypothèse basique. Phase 1: *Valeur introduite par l'utilisateur.* -Phase 2 (1) -Phase 3 (1) -Phase 4 (1) (1)*Il y a plus d'un appui.*	Minimum: 1.5 Calculé: 5.436	Vérifiée Non nécessaire Non nécessaire Non nécessaire
Toutes les conditions sont vérifiées		

Tab 45. *Vérifications de stabilité (Coefficients de sécurité)*

V.2.3.15. Vérifications de stabilité (Cercle de glissement le plus défavorable) :

Référence: Vérifications de stabilité (Cercle de glissement le plus défavorable): coup66		
Vérification	Valeurs	État
Cercle de glissement le plus défavorable: *Valeur introduite par l'utilisateur.* -Combinaisons sans séisme: -Phase 1: Coordonnées du centre du cercle (5.83 m ; 61.90 m) - Rayon: 2.40 m:	Minimum: 1.5 Calculé: 2.511	Vérifiée

Référence: Vérifications de stabilité (Cercle de glissement le plus défavorable): coup66		
Vérification	Valeurs	État
-Phase 2: Coordonnées du centre du cercle (-3.28 m ; 67.68 m) - Rayon: 18.18 m:	Calculé: 3.11	Vérifiée
-Phase 3: Coordonnées du centre du cercle (-1.86 m ; 61.05 m) - Rayon: 18.55 m:	Calculé: 2.056	Vérifiée
-Phase 4: Coordonnées du centre du cercle (-4.10 m ; 61.37 m) - Rayon: 19.23 m:	Calculé: 1.512	Vérifiée
-Combinaisons avec séisme:	Minimum: 1.2	
-Phase 1: Coordonnées du centre du cercle (5.83 m ; 62.63 m) - Rayon: 3.13 m:	Calculé: 1.749	Vérifiée
-Phase 2: Coordonnées du centre du cercle (-2.85 m ; 84.02 m) - Rayon: 41.52 m:	Calculé: 1.755	Vérifiée
-Phase 3: Coordonnées du centre du cercle (-1.86 m ; 73.62 m) - Rayon: 31.12 m:	Calculé: 1.353	Vérifiée
-Phase 4: Coordonnées du centre du cercle (-4.10 m ; 66.86 m) - Rayon: 24.72 m:	Calculé: 1.229	Vérifiée
Information additionnelle:		
- Phase 2: Combinaisons sans séisme - Vu que le cercle de glissement défavorable passe par l'élément de soutènement, celui-ci devra résister un effort tranchant d'au moins 1018.173 kN/m à l'intersection avec le cercle. Cela est nécessaire pour garantir la validité du coefficient de sécurité calculé.		

Tab 46. *Vérifications de stabilité (Cercle de glissement le plus défavorable)*

V.2.3.16. Quantitatif :

Référence : Écran de pieux en béton armé		Fe E500		Total
Nom de l'armature		Ø16	Ø32	
Ferraillage vertical	Longueur (m) Poids (kg)		12x6.01 12x37.94	72.12 455.32
Ferraillage vertical	Longueur (m) Poids (kg)		12x12.00 12x75.76	144.00 909.12
Ferraillage horizontal	Longueur (m) Poids (kg)	84x2.34 84x3.69		196.56 310.23
Total	Longueur (m) Poids (kg)	196.56 310.23	216.12 1364.44	1674.67
Total avec pertes (10.00%)	Longueur (m) Poids (kg)	216.22 341.25	237.73 1500.89	1842.14

Tab 47. *Quantitatif*

Élément	Fe E500 (kg)			Béton (m³)
	Ø16	Ø32	Total	B30
Référence: Écran de pieux en béton armé	341.26	1500.88	1842.14	8.49
Total	341.26	1500.88	1842.14	8.49

Tab 48. *Résumé des quantitatifs (pertes d'acier inclues)*

Conclusion générale

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, tunnel à ciel ouvert. Cela nous a permis de connaitre les différentes étapes de réalisation d'un tunnel à ciel ouvert, ainsi que la méthodologie du creusement.

Durant notre travail sur les ouvrages souterrains nous nous sommes basée sur les caractéristiques géotechniques du sol, afin de comprendre l'interaction sol-écran sur tous le long du tracé et résoudre les problèmes rencontrées liées à la stabilité du sol pour cela une étude est faite sur le nombre de torons de chaque lit d'ancrage afin d'assurer la stabilité de l'écran.

Une fois creusé, une tranchée, vas générer une perturbation du massif en question. Cette perturbation se manifeste par des mouvements de terrain. Pour la stabilité de l'ouvrage en cours d'excavation, et après, un écran de soutènement constitué d'un groupe des pieux forés a été mis en place plus des lits d'ancrages à chaque phase d'excavation, afin d'avoir la sécurité du personnelles travaillons sur site et la stabilisation du terrain.

L'emplacement et l'importance du projet qui nous a poussée à maximiser de vigilance et de précision en considérant avec une haute importance les calculs des coefficients de sécurité et exécuter les taches avec délicatesse à l'aide du logiciel Cype Ingenieros qui nous a permet de vérifie la géométrie et la résistance ainsi que la stabilité (cercle de glissement le plus défavorable) de l'ensemble sol-écran.

D'après les résultats obtenus on a conclu que la vérification de la stabilité de l'ensemble sol-écran est due à l'absence d'une nappe phréatique et l'ensemble lithologique traversé par le tracé planifie du tunnel qui est réduit à deux unités litho-stratigraphiques principales, Quaternaire et Tertiaire, cela a conduit à minimiser le ferraillage des pieux ainsi que le nombre de lit d'ancrage.

On peut dire que notre travail de fin d'étude, nous a permis de faire une synthèse de nos connaissances sur le creusement d'un tunnel à ciel ouvert qui est une nouvelle méthode utilisé en Algérie surtout au sein du métro d'Alger, dans les années à venir un grand nombre de tunnel seront réalisé à ciel ouvert alors on espère que notre projet de fin d'étude nous aidera à faire face au problème que nous rencontrerons au cours de notre vie professionnel.

Reference Bibliographie

[1] POTAMIANOS KAROLOS « technique de construction de tunnels en milieu urbain » *projet de recherche documentaire.*

[2] ARKAB yazid ; TOUDJI anime, Mémoire de fin d'études 2011 /2012. Etude et conception d'un tronçon du tunnel du métro d'alger passant sous oued elharrach « Projet de fin d'étude » département de génie civil. Université SAAD DAHLEB de blida.

[3] Ministère de l'équipement, des transports et du logement direction des routes « dossier pilote des tunnels génie civil » *section2 géologie-hydrogéologie-géotechnique.*

[4] Ministère de l'équipement, des transports et du logement direction des routes « dossier pilote des tunnels génie civil » *section4 procédés de creusement et de soutènement.*

[5] A BOUVARD LECOANET. G COLOMBET. F ESTUELLE [1992]. « *Ouvrages souterrains »* conception-réalisation-entretien

[6] DEWEZ et U. Géradin. [2002] , «*Réalisation d'un outil d'aide à la décision dans le cadre de l'exécution de tunnels*». Travail de fin d'étude (UCL).

[7] A.MAYER, [1972] « les parois moulées dans le sol », *Edition Eyrolles.*

[8] N.CHELGHOUM, [2006] « les ouvrages de soutènement en mécanique des sols », *Publications de l'université* BADJI MOKHTAR-Annaba.

[9] G.PHILIPPONAT, B.HUBERT, [1997] « fondations et ouvrages en terre », *Editions Eyrolles*.

[10] BENARFA Fouad ; KERIKECH I smail, Mémoire de fin d'études 2006 /2007. Conception et calcul d'un tunnel cas du métro d'ALGER « Projet de fin d'étude » département de génie civil. Ecole Nationale Polytechnique d'Alger.

[11] P.BOUQUET « pieux et palplanches », Techniques de l'ingénieur, traité de construction.

[12] J.P GODART, [2002] « Pourquoi aller en souterrain », tunnels et ouvrages souterrains, n° 170.

[13] Comité français de la mécanique des sols et des travaux de fondation, [1995] «Tirants d'ancrages ».

[14] DYWIDAG-COSIDER «Hypothèse géotechnique», document fourni par COSIDER TP, mai 2011.

[15] DYWIDAG-COSIDER «Hypothèses générales et mode opératoire», document fourni par COSIDER TP, mai 2012.

[16] DYWIDAG-COSIDER « Note de calcul d'exécution dimensionnement de l'ouvrage», document fourni par COSIDER TP, février 2012.

[17] DYWIDAG-COSIDER «Note de calcul des parois en pieux», document fourni par COSIDER TP, mai 2012.

[18] JEAN-PIERRE MAGNAN «Calcule géotechnique», Techniques de l'Ingénieur C-240.

[19] FRANÇOIS SCHLOSSER «Ouvrage de soutènement poussée et butée», Techniques de l'Ingénieur C-242.

[20] CYPE Ingenieros S.A «Ecrans de soutènement», manuel de l'utilisateur 2ème Edition [février, 2007].

[21] CYPE Ingenieros S.A, [février, 2007] «Ecrans de soutènement annexe calcul des poussées», manuel de l'utilisateur 2ème Edition.

[22] PIERRE GESTA « travaux souterrains », technique de l'ingénieur C5 565.

[23] http:/www.safege.fr /french/dom/act/env/sol/solla.htm

List des tableaux

Tab 1. Données géotechnique du site……20
Tab 2. Donnée géotechnique de la coupe 6-6……...58
Tab 3. Donnée géotechnique de la coupe 5-5……...59
Tab 4. Donnée géotechnique de la coupe 4-4……...60
Tab 5. Charge permanente et poussée des terres avec pourcentage de surcharge et séisme….61
Tab 6. Charge permanente et poussée des terres avec pourcentage de surcharge et séisme….62
Tab 7. Charge permanente et poussée des terres avec pourcentage de surcharge et séisme….63
Tab 8. Force de service des tirants d'ancrage dans des types de sols différents……..64
Tab 9. Caractéristique de l'armature……66
Tab 10. Force de service des tirants d'ancrage dans des types de sols différents ……...70

Coupe 4-4 :

Tab 11. Description du terrain……...78
Tab 12. Charges sur l´arrière……81
Tab 13. Eléments d'appui……..82
Tab 14. Diagrammes des efforts de la phase 1……..82
Tab 15. Diagrammes des efforts de la phase 2……..83
Tab 16. Diagrammes des efforts de la phase 3……..84
Tab 17. Diagrammes des efforts de la phase 4……..84
Tab 18. Résultat des phases……...85
Tab 19. Vérifications géométriques et de résistance……87
Tab 20. Vérifications de stabilité (Coefficients de sécurité)……88
Tab 21. Vérifications de stabilité (Cercle de glissement le plus défavorable)…….89
Tab 22. Quantitatif……89
Tab 23. Résumé des quantitatifs (pertes d'acier inclues)……..89

Coupe 5-5 :

Tab 24. Description du terrain……...92
Tab 25. Charges sur l´arrière……95
Tab 26. Eléments d'appui……..95
Tab 27. Résultat de la phase 1……...96
Tab 28. Résultat de la phase 2……...96
Tab 29. Résultat de la phase 3……...97
Tab 30. Résultat des phases……...98
Tab 31. Vérifications géométriques et de résistance……99

Tab 32. Vérifications de stabilité (Coefficients de sécurité)……100
Tab 33. Vérifications de stabilité (Cercle de glissement le plus défavorable)……101
Tab 34. Quantitatif……..101
Tab 35. Résumé des quantitatifs (pertes d'acier inclues)……101

Coupe 6-6 :

Tab 36. Description du terrain……....104
Tab 37. Charges sur l´arrière……...107
Tab 38. Eléments d'appui……107
Tab 39. Résultat de la phase 1……108
Tab 40. Résultat de la phase 2……109
Tab 41. Résultat de la phase 3……109
Tab 42. Résultat de la phase 4……110
Tab 43. Résultat des phases……111
Tab 44. Vérifications géométriques et de résistance……...113
Tab 45. Vérifications de stabilité (Coefficients de sécurité)……...113
Tab 46. Vérifications de stabilité (Cercle de glissement le plus défavorable)……114
Tab 47. Quantitatif……..114
Tab 48. Résumé des quantitatifs (pertes d'acier inclues)……115

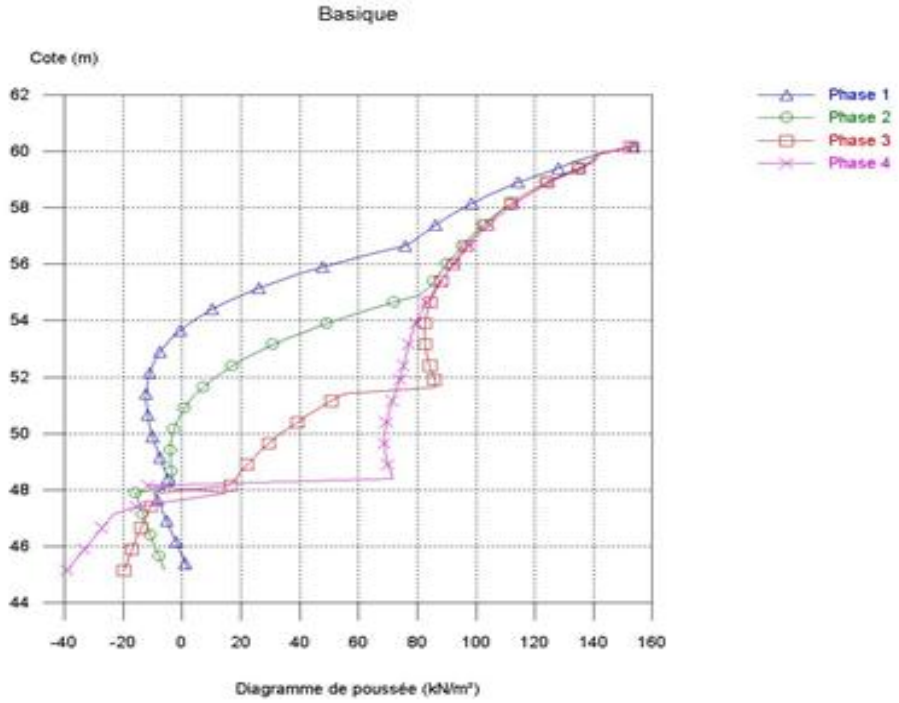
Liste des figures

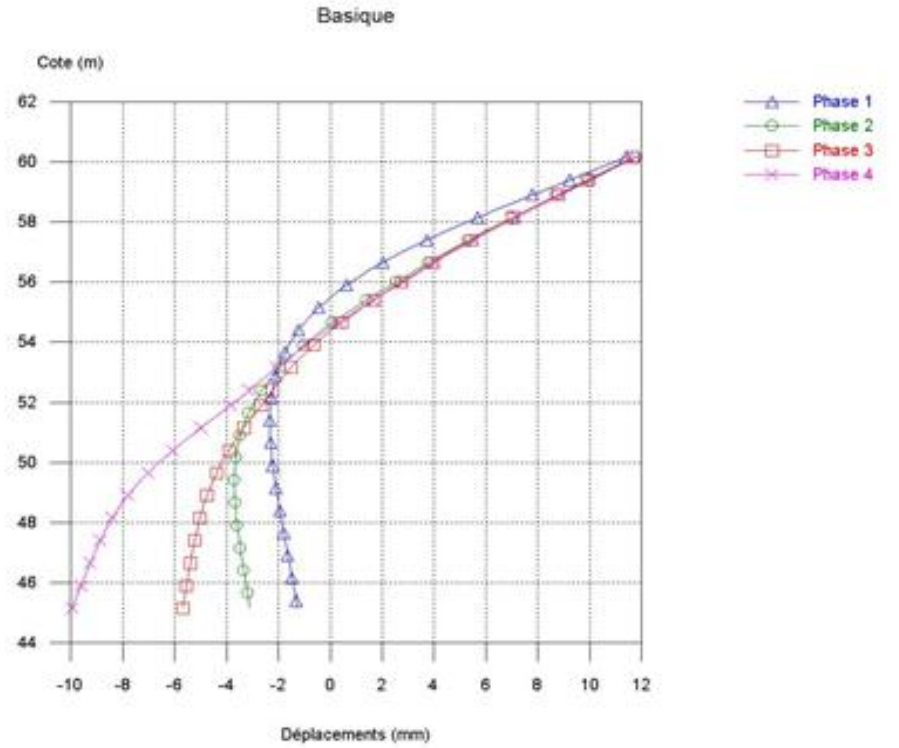
Figure 1. Vue du tracé du métro d'Alger…….11
Figure 2. Coupe géologique longitudinal tunnel cadre……16
Figure 3. Creusement plein section……..23
Figure 4. Creusement demi-section……..23
Figure 5. Creusement en section divisée……...24
Figure 6. La méthode «bruxelloise »……30
Figure 7. La méthode des fouilles blindées……...32
Figure 8. Méthode des parois moulées……..34
Figure 9. L'agencement des pieux sécants……37
Figure 10. Plan du tracé…….....42
Figure 11. Phasage d'exécution à ciel ouvert ……...43
Figure 12. Pieux forés……...44
Figure 13. Réalisation d'un pieu foré……45
Figure 14. Forage des tirants…….45
Figure 15. Scellement des tirants……..46
Figure 16. Mise en tension des tirants……...46
Figure 17. Excavation des terres……...46
Figure 18. Béton projeté……47
Figure 19. Système de drainage……47
Figure 20. Béton de propreté……48
Figure 21. Réalisation du radier……48
Figure 22. Les étapes d'essai au cône d'abrams……...49
Figure 23. Mise en place du système water stop……...50
Figure 24. Ferraillage de la voute…….50
Figure 25. Chariot de coffrage……..51
Figure 26. Voute près fabriqué …….51
Figure 27. Mise en place du géotextile…….52
Figure 28. Remblaiement et compactage……..52
Figure 29. Relation force-déplacement pour un écran rigide en translation……54
Figure 30. Méthode couramment utilisé pour le calcul des forces de poussée et de butée….55
Figure 31. Etat de contrainte de poussée et de butée pour un sol pulvérulent……..57

Figure 32. Etat de contrainte pour un sol fin…….58
Figure 33. Diagramme de poussée coupe 4-4……...61
Figure 34. Diagramme de poussée coupe 5-5……...62
Figure 35. Diagramme de poussée coupe 6-6……...63
Figure 36. Constitution d'un tirant d'ancrage……...66
Figure 37. Sable + grave……...68
Figure 38. Argile +Limon……69
Figure 39. Marne + Craie……..69
Figure 40. Section verticale du terrain coupe 4-4……78
Figure 41. Schéma de la 1ère phase coupe 4-4……...79
Figure 42. Schéma de la 2éme phase coupe 4-4……..80
Figure 43. Schéma de la 3éme phase coupe 4-4……..80
Figure 44. Schéma de la 4éme phase coupe 4-4……..81
Figure 45. Ferraillage des pieux forés coupe 4-4……..86
Figure 46. Section verticale du terrain coupe 5-5……92
Figure 47. Schéma de la 1ère phase coupe 5-5……...93
Figure 48. Schéma de la 2éme phase coupe 5-5……..94
Figure 49. Schéma de la 3éme phase coupe 5-5……..94
Figure 50. Ferraillage des pieux forés coupe 5-5……..98
Figure 51. Section verticale du terrain coupe 6-6……...104
Figure 52. Schéma de la 1ère phase coupe 6-6……105
Figure 53. Schéma de la 2éme phase coupe 6-6……105
Figure 54. Schéma de la 3éme phase coupe 6-6……106
Figure 55. Schéma de la 4éme phase coupe 6-6……106
Figure 56. Ferraillage des pieux forés coupe 6-6……111

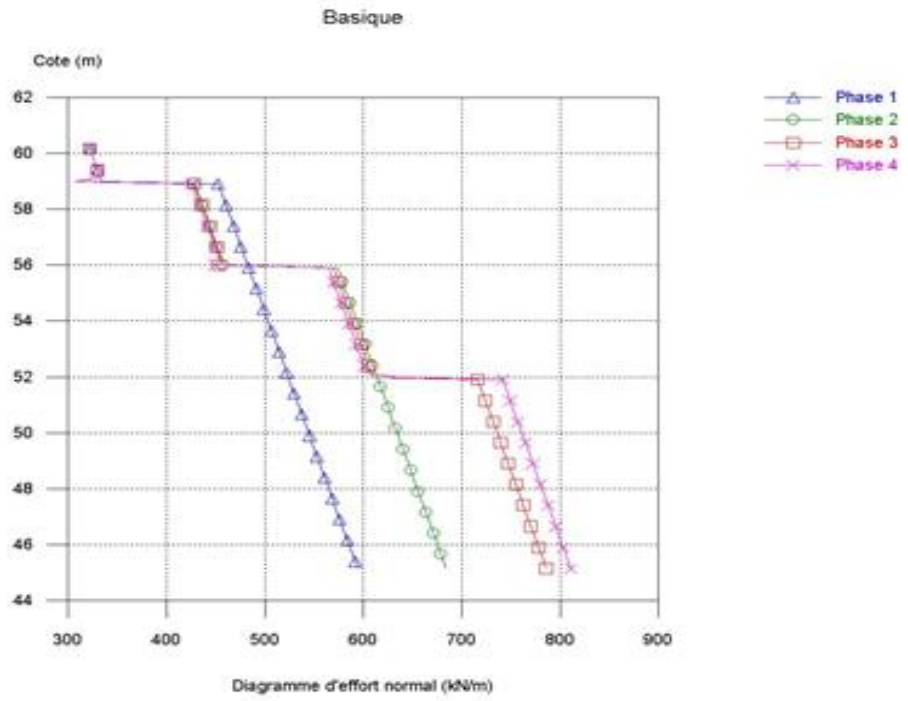
Annexe 1

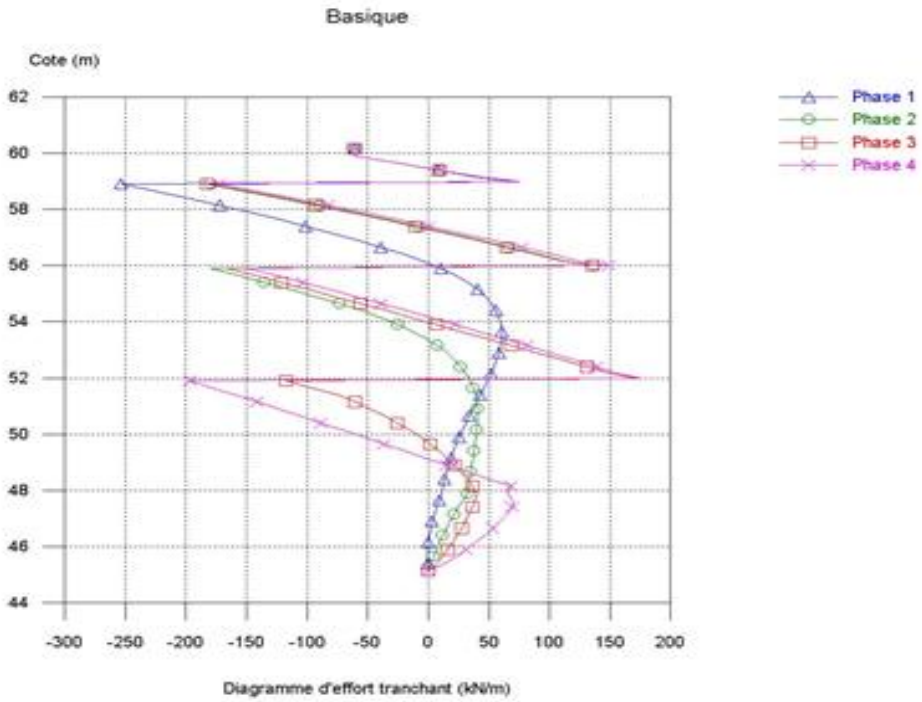
Coupe 4-4 :



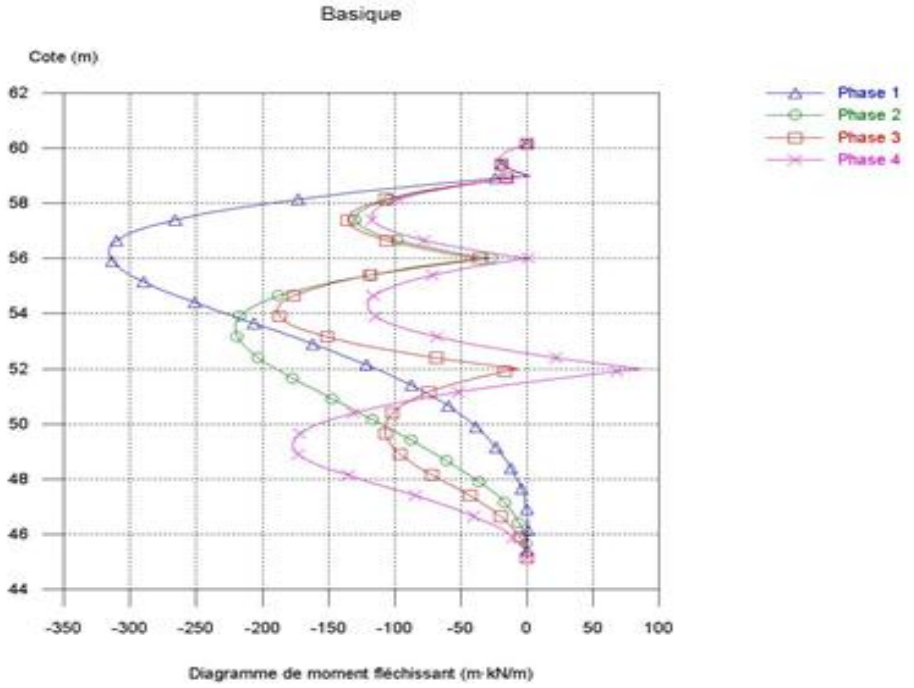


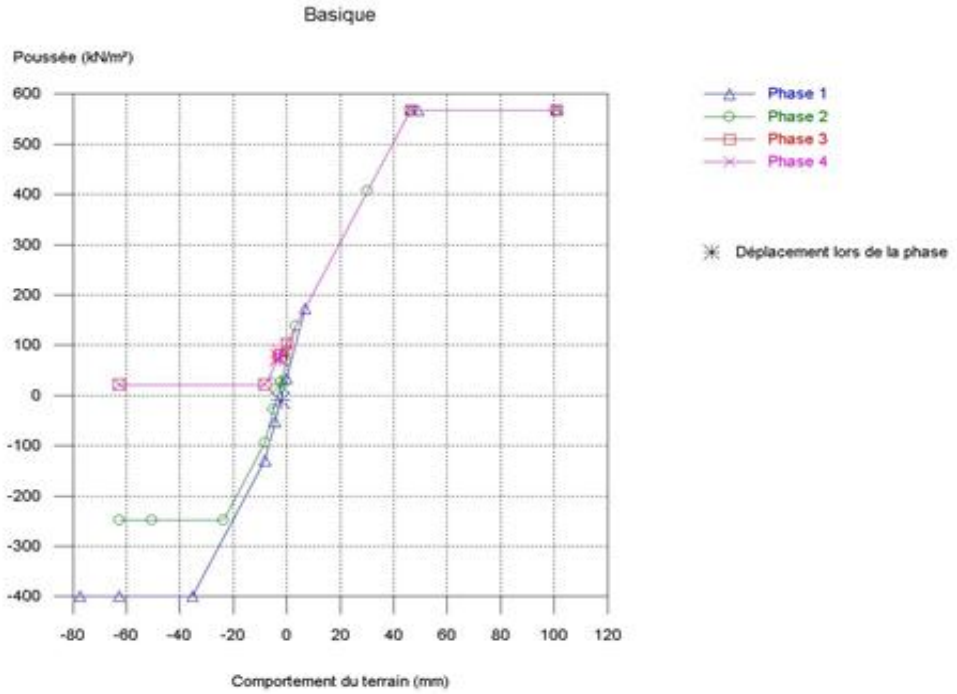
Annexe 1


Basique
Cote (m)
62
60
58
56
54
52
50
48
46
44
300
400
500
600
700
800
900
Diagramme d'effort normal (kN/m)
Phase 1
Phase 2
Phase 3
Phase 4

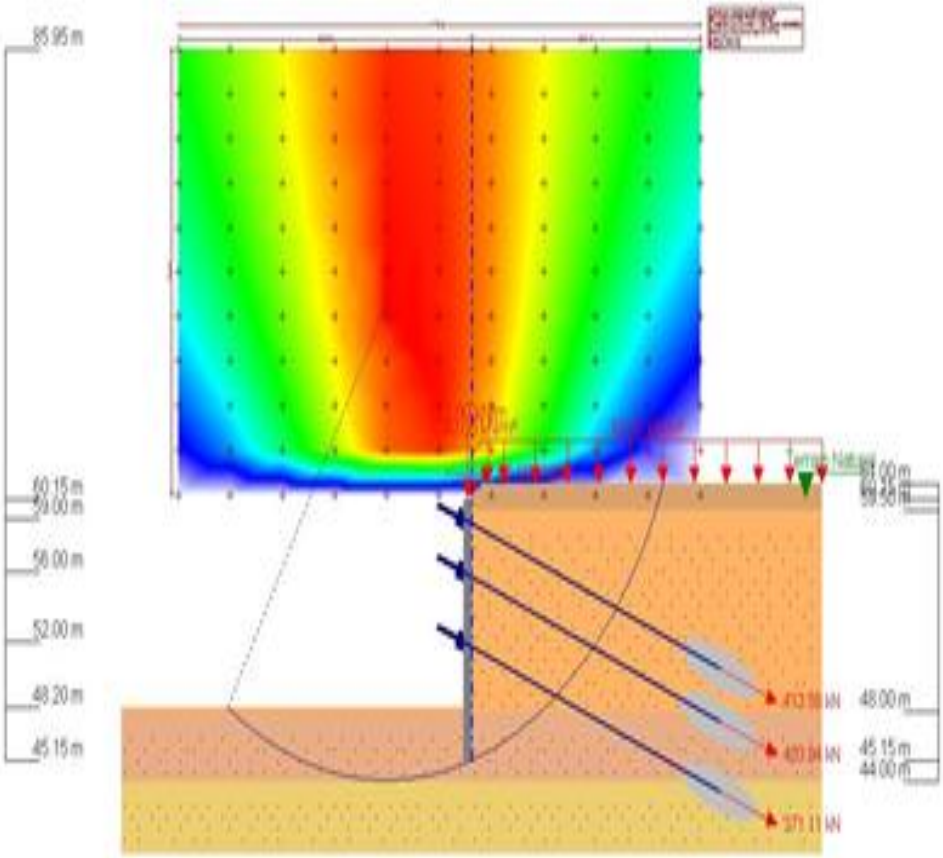

Basique
Cote (m)
62
60
58
56
54
52
50
48
46
44
-300
-250
-200
-150
-100
-50
0
50
100
150
200
Diagramme d'effort tranchant (kN/m)
Phase 1
Phase 2
Phase 3
Phase 4

Annexe 1


Basique
Cote (m)
62
60
58
56
54
52
50
48
46
44
-350
-300
-250
-200
-150
-100
-50
0
50
100
Diagramme de moment fléchissant (m·kN/m)
Phase 1
Phase 2
Phase 3
Phase 4

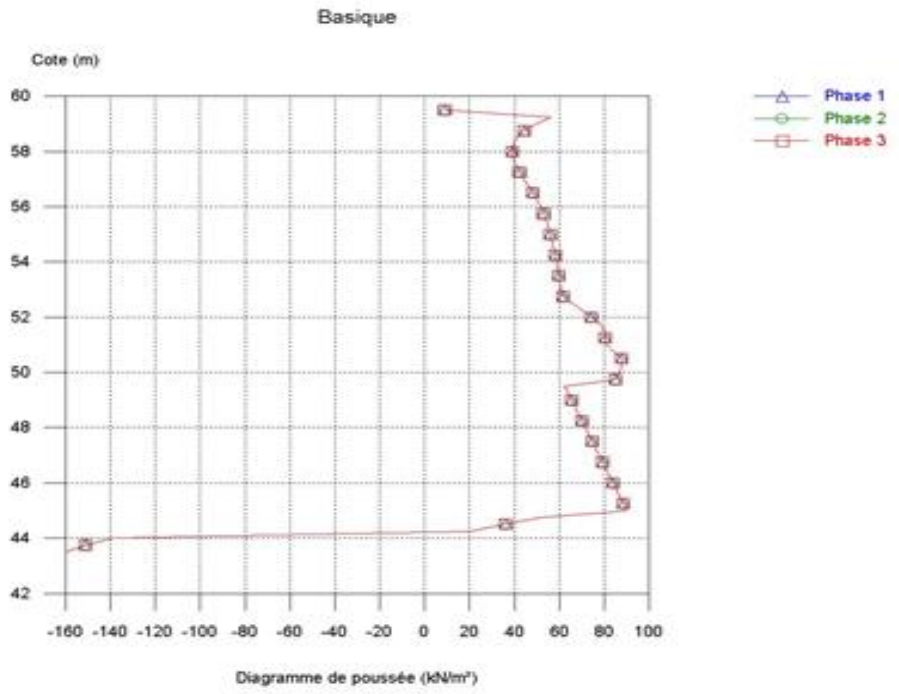

Basique
Poussée (kN/m²)
600
500
400
300
200
100
0
-100
-200
-300
-400
-80
-60
-40
-20
0
20
40
60
80
100
120
Comportement du terrain (mm)
Phase 1
Phase 2
Phase 3
Phase 4
Déplacement lors de la phase

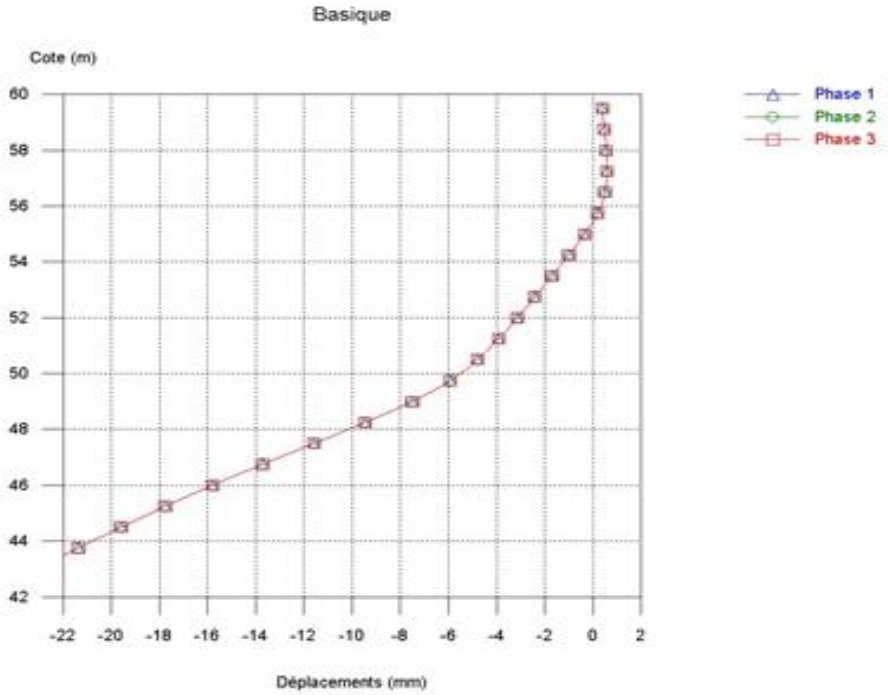
Annexe 1



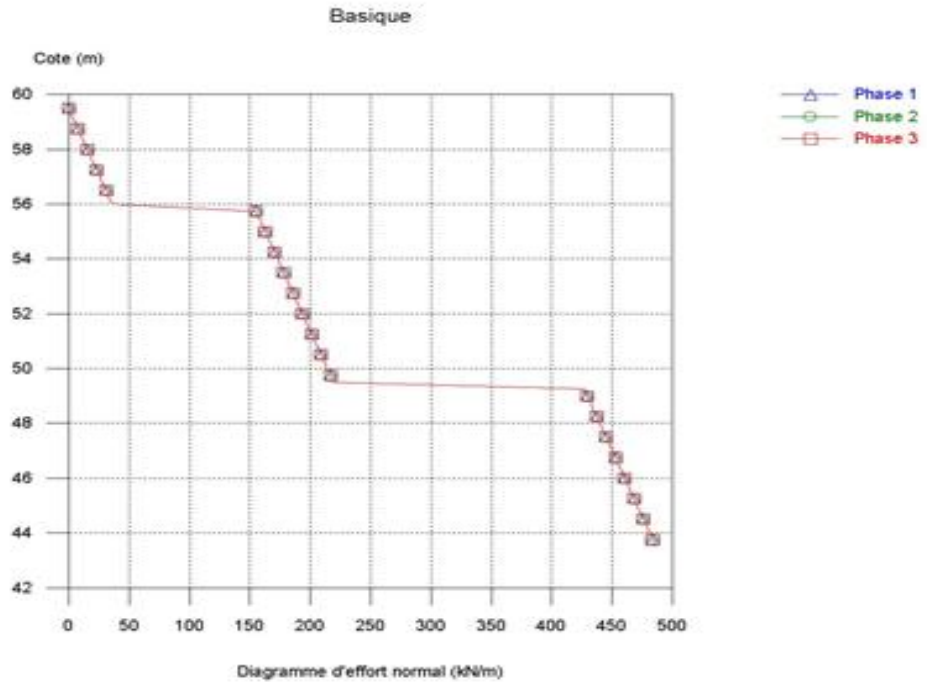
Annexe 2

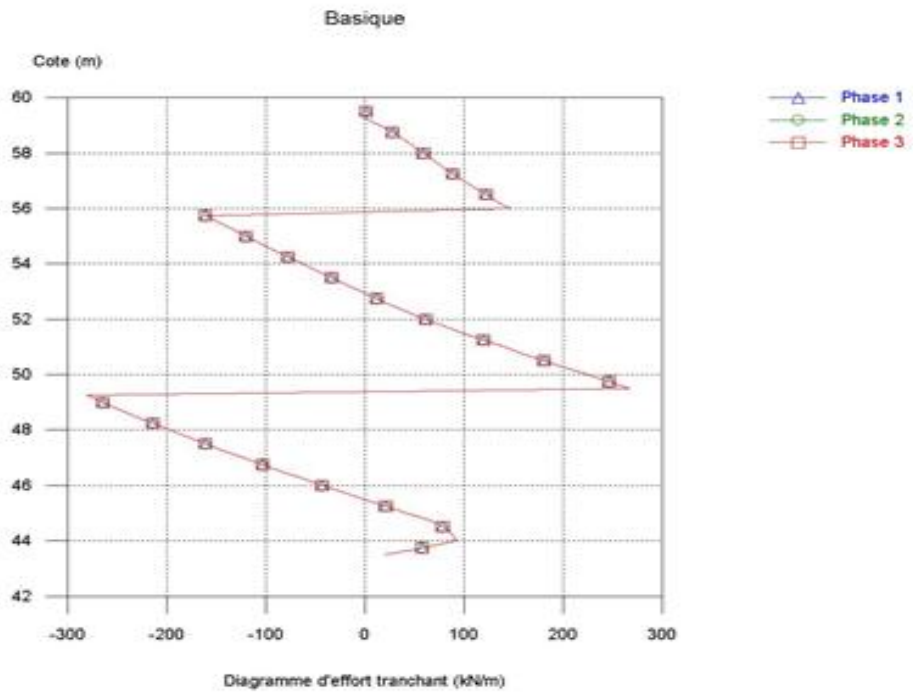
Coupe 5-5 :



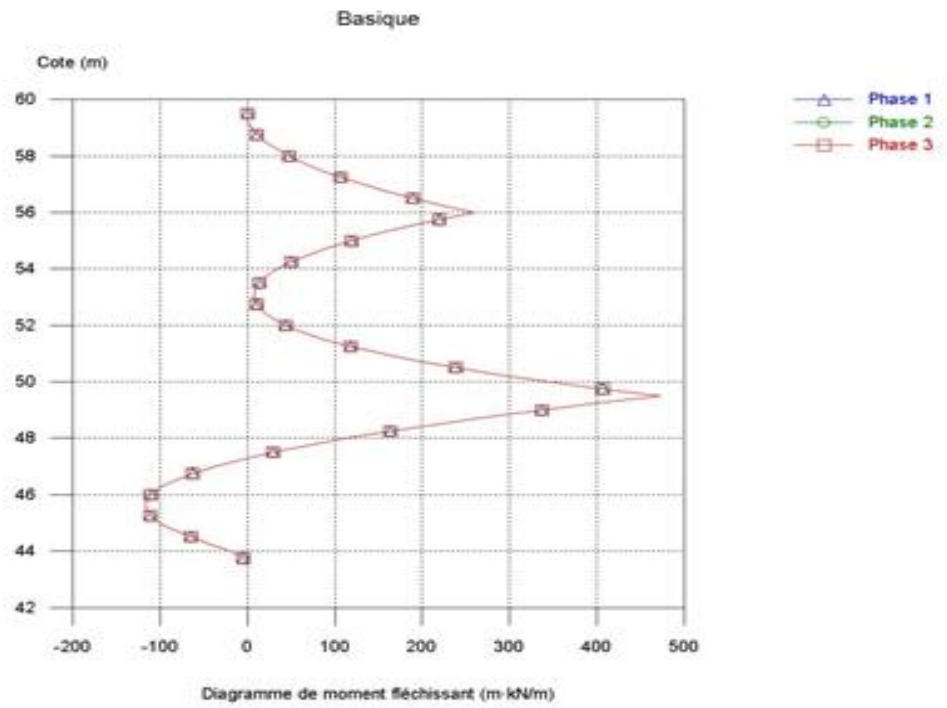


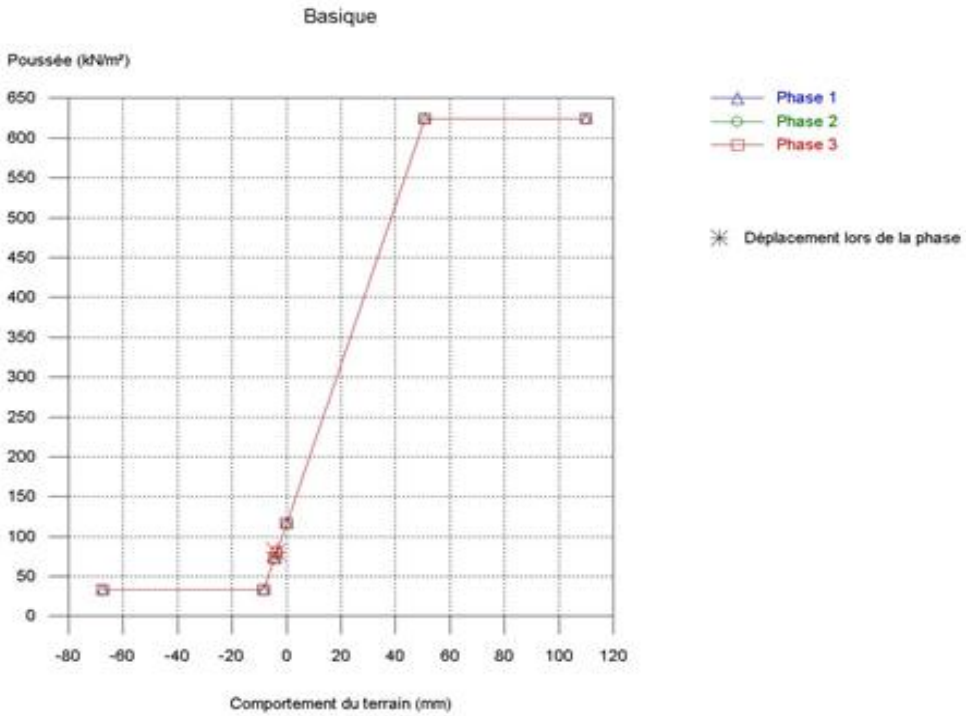
Annexe 2


Basique
Cote (m)
60
58
56
54
52
50
48
46
44
42
0
50
100
150
200
250
300
350
400
450
500
Diagramme d'effort normal (kN/m)
Phase 1
Phase 2
Phase 3

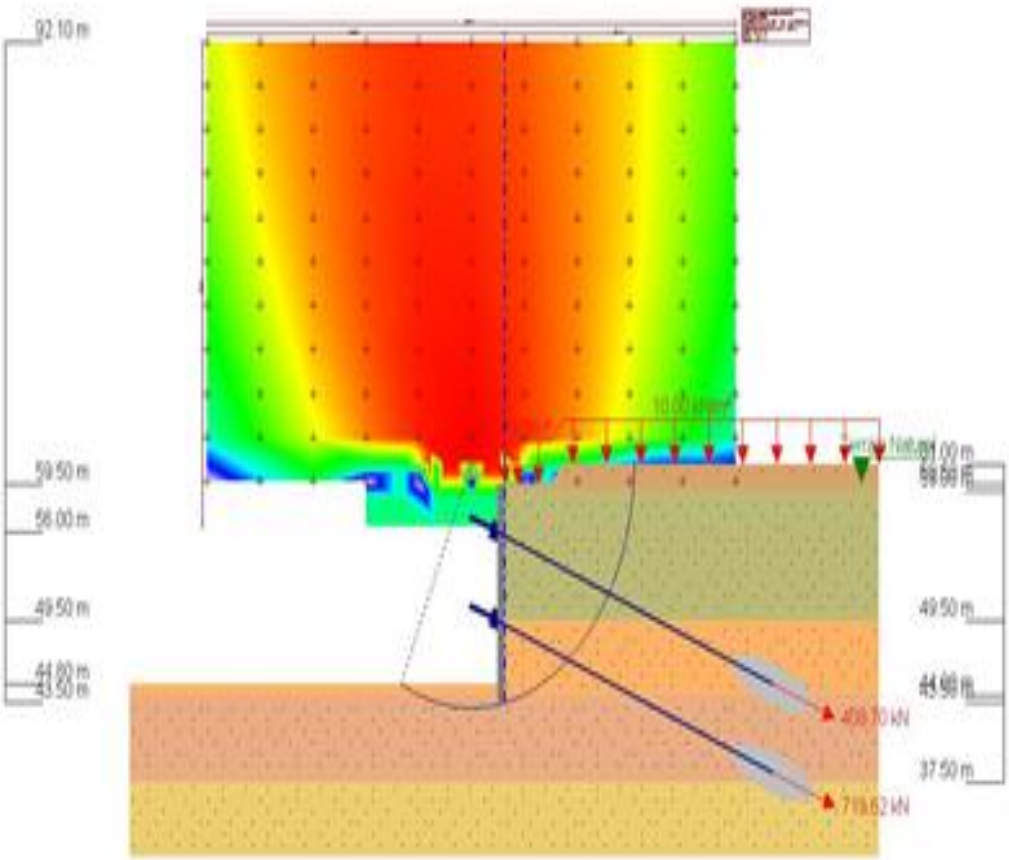

Basique
Cote (m)
60
58
56
54
52
50
48
46
44
42
-300
-200
-100
0
100
200
300
Diagramme d'effort tranchant (kN/m)
Phase 1
Phase 2
Phase 3

Annexe 2


Basique
Cote (m)
60
58
56
54
52
50
48
46
44
42
-200
-100
0
100
200
300
400
500
Diagramme de moment fléchissant (m·kN/m)
Phase 1
Phase 2
Phase 3

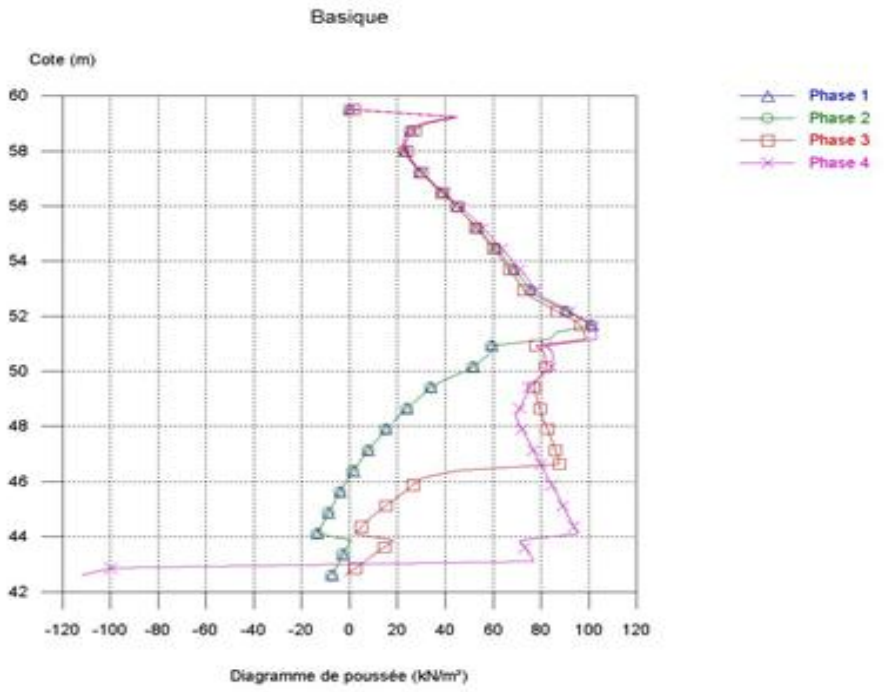

Basique
Poussée (kN/m²)
650
600
550
500
450
400
350
300
250
200
150
100
50
0
-80
-60
-40
-20
0
20
40
60
80
100
120
Comportement du terrain (mm)
Phase 1
Phase 2
Phase 3
Déplacement lors de la phase

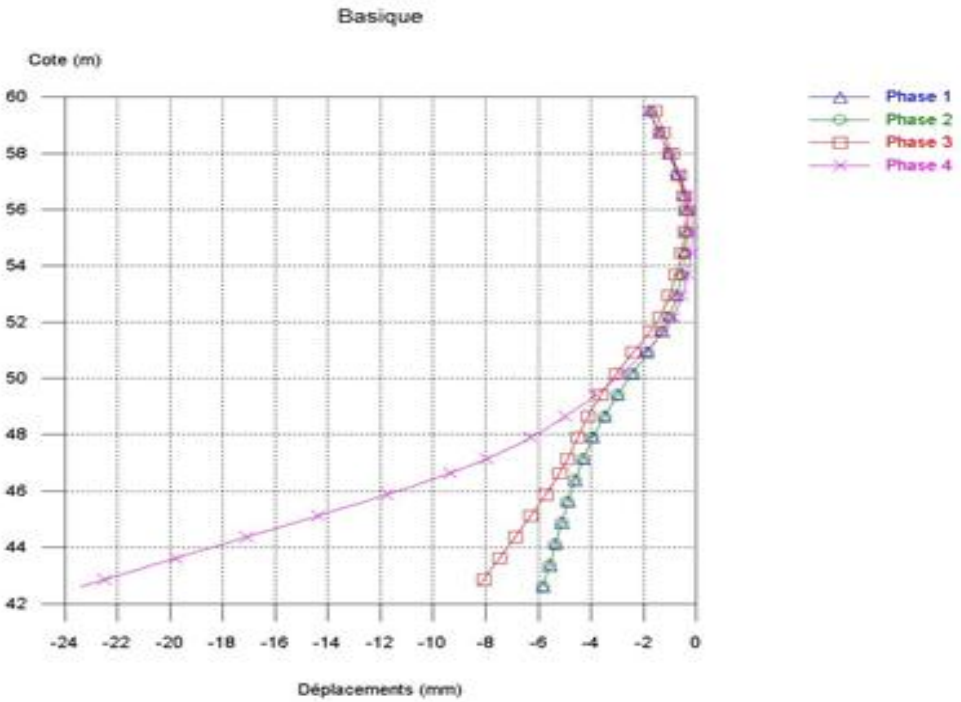
Annexe 2



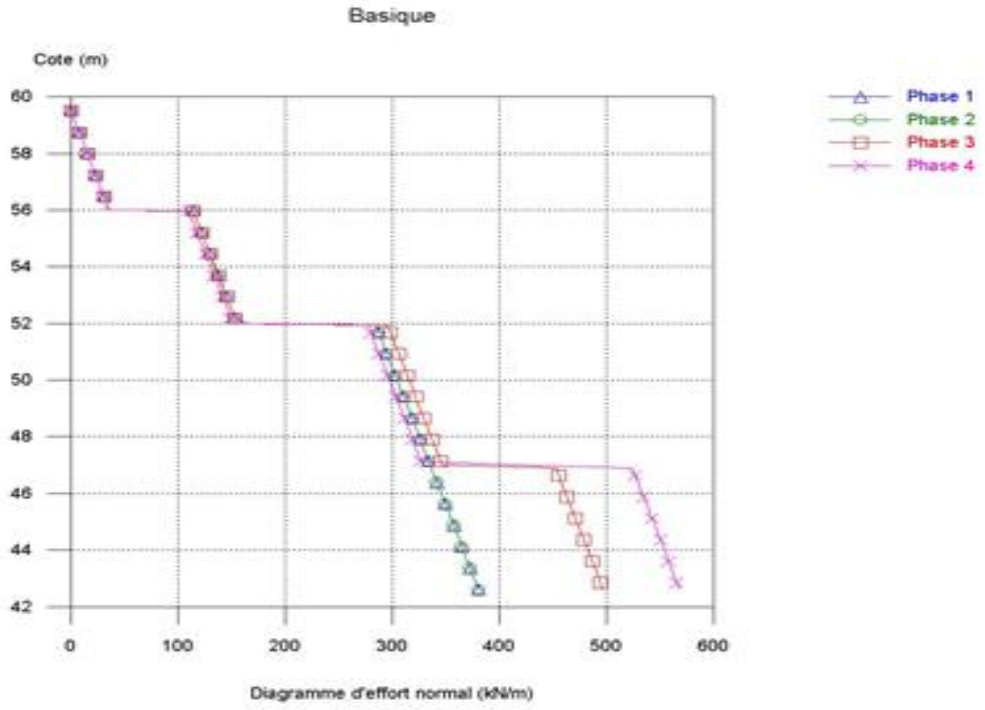
Annexe 3

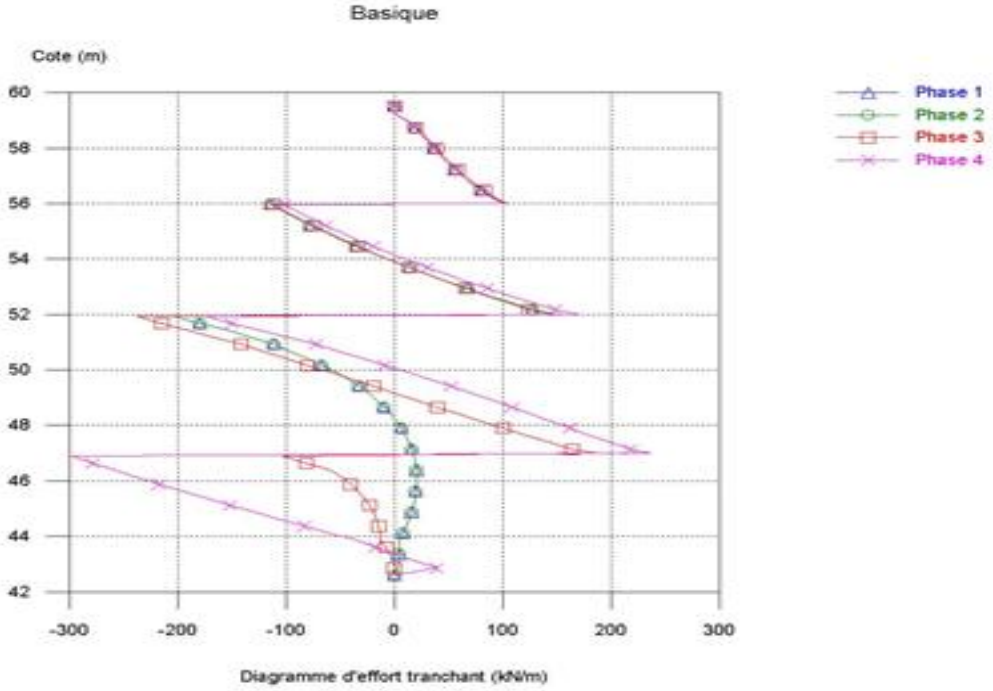
Coupe 6-6 :



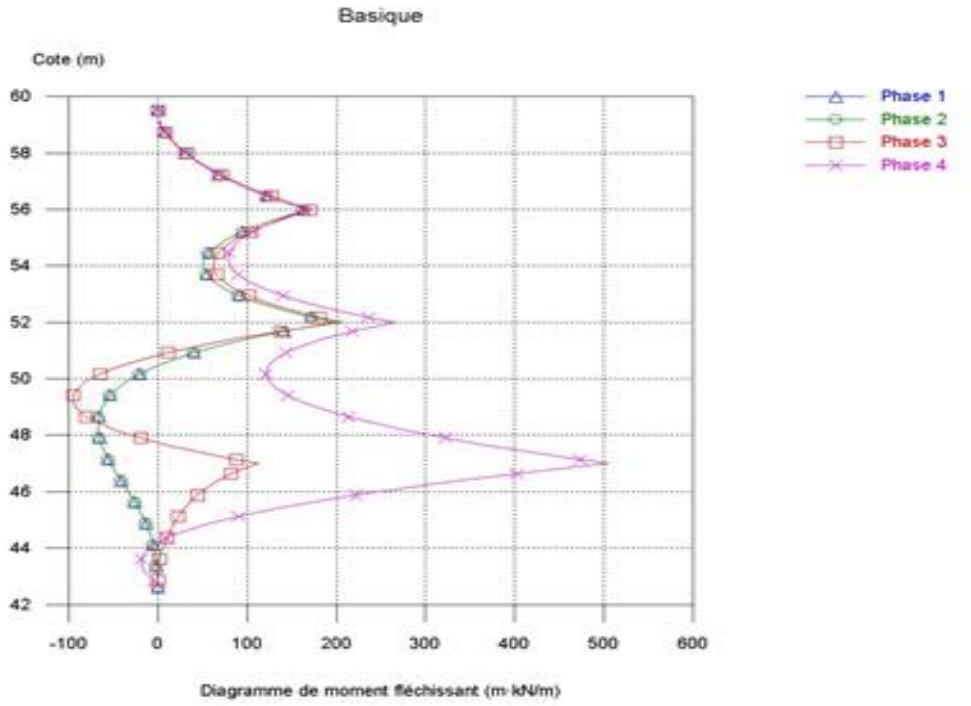


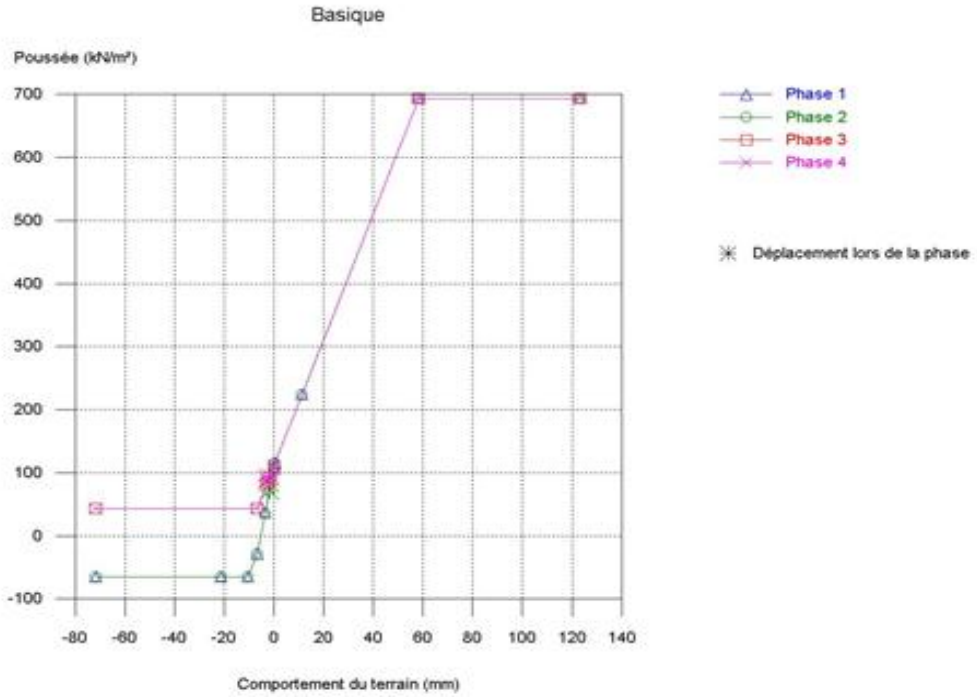
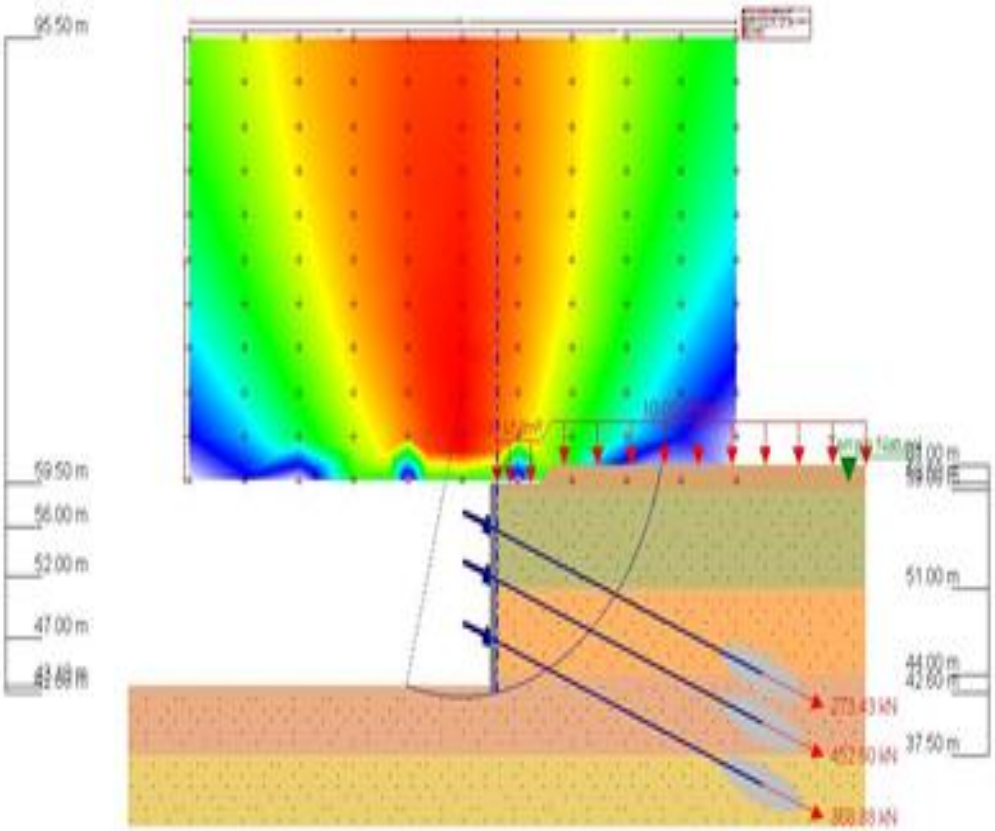
Annexe 3


Basique
Cote (m)
60
58
56
54
52
50
48
46
44
42
0
100
200
300
400
500
600
Diagramme d'effort normal (kN/m)
Phase 1
Phase 2
Phase 3
Phase 4


Basique
Cote (m)
60
58
56
54
52
50
48
46
44
42
-300
-200
-100
0
100
200
300
Diagramme d'effort tranchant (kN/m)
Phase 1
Phase 2
Phase 3
Phase 4

Annexe 3


Basique
Cote (m)
60
58
56
54
52
50
48
46
44
42
-100
0
100
200
300
400
500
600
Diagramme de moment fléchissant (m·kN/m)
Phase 1
Phase 2
Phase 3
Phase 4


Basique
Poussée (kN/m²)
700
600
500
400
300
200
100
0
-100
-80
-60
-40
-20
0
20
40
60
80
100
120
140
Comportement du terrain (mm)
Phase 1
Phase 2
Phase 3
Phase 4
Déplacement lors de la phase

Annexe 3