

PREPUPLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE



ECOLE NATIONALE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE

Département de Génie Civil

*Projet de fin d'études en vue de l'obtention du Diplôme
d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil*

**Etude d'un tunnel à ciel ouvert
soutenu par des pieux forés et tirants
d'ancrage : exemple d'un tronçon du Métro
d'Alger**

Encadré par : **Mr. A. LARIBI**

Mr. C. CHERCHALI

Réalisé par : **IDOUGHI M^{ed} Raouf**

CHERGUI Anissa

Juin 2009

ملخص:

يهدف هذا العمل إلى دراسة جزء من نفق بياش جراح 1 باستعمال تقنية الخندق المفتوح علما أن النفق مدعم بخوازيق منقوبة و مزودة بقضبان الشد. و في هذا الإطار استعملنا المنطق البرتغالي **ENTIVACAO** لتحديد استقرار التربة و حساب جهود قضبان الشد. أما المنطق **CYPE Ingeniors** فقد استعملناه لتحديد تسليح الخوازيق أثناء مرحلة التنفيذ. تم قمنا بمقارنة هذه النتائج مع التي تحصلنا عليها باستعمال منطق **SAP2000** و في الأخير تحققنا من مسألة انشقاق خرسانة الخوازيق و عقد قبة النفق الإطار.

كلمات مفتاحية: خوازيق منقوبة، قضبان الشد، نفق إطار، مترو الجزائر.

Résumé

L'objectif de notre travail est l'étude d'un tronçon de tunnel à Bachdjerrah 1 en utilisant la technique à ciel ouvert. Ce tunnel est soutenu par des pieux forés avec tirants d'ancrage. A cet effet, nous avons utilisé le logiciel portugais **ENTIVACAO** pour la détermination de la stabilité du terrain et des tirants ainsi que leurs efforts. Le logiciel **CYPE Ingenieros** a été, quant à lui, utilisé pour déterminer le ferrailage des pieux en pleine phase d'exécution. Ces résultats ont été comparés avec ceux obtenus avec le logiciel **SAP2000** qui nous donnent le ferrailage des pieux forés à l'état final. Enfin, nous avons vérifié les ouvertures de la fissuration des pieux et au niveau de la voûte du tunnel cadre

Mots clés : Pieux forés, tirants d'ancrage, tunnel cadre, métro d'Alger.

Abstract

The aim of this work is to study a section of a tunnel located at Bachdjerrah 1, using the open-air method. This tunnel is sustained by drilled stake with pulling anchors. For this purpose, we used the Portuguese software **ENTIVACAO** to determine the ground and anchor's stability. The software **CYPE Ingenieros** was, meanwhile, used to determine the reinforcement of the stakes in full implementation phase. The results were compared with those obtained with the software **SAP2000**, the last software give us the reinforcement of the drilled stakes at the final state. At the end, we verified the apertures and cracking of the stakes and those of the vault of the tunnel framework.

Key words: drilled stake, pulling anchors, tunnel framework, Metro of Algiers.

REMERCIEMENTS

En cette mémorable occasion, et avant toute chose, Nous tenons à remercier notre seigneur Allah l'omniscient et l'omnipotent.

Nous remercions chaleureusement nos promoteurs Mr. LARIBI et Mr. CHERCHALI pour nous avoir encadrés et guidés tout au long de ce travail avec qui nous avons eu tant de plaisir à travailler et qui nous ont fait profiter de leurs expériences malgré leurs nombreuses occupations. Qu'ils trouvent ici notre sincère gratitude.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à Mr. PINA, Mr. GARCIA et toute l'équipe d'ENSITRANS pour leurs précieuses collaborations.

Nos remerciements vont également à Mme. KETTAB et aux membres du jury Mme Morsli et Mme Debiche, de s'être donné la peine d'examiner notre modeste travail.

Nous exprimons notre profonde reconnaissance à Mr. BENZAL, Mr. ISAAD, Mr. BELBOUEB, Mr AZZI, Mr. SOUAMI et Mr SITAYEB pour leurs précieuses aides.

Que tous nos professeurs qui ont contribué à notre formation trouvent ici notre plus profonde gratitude.

Nous adressons nos plus sincères remerciements à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à l'aboutissement de ce travail, sans oublier tous nos camarades de génie civil.

Enfin, nous souhaitons dédier ce mémoire à nos parents. Rien n'aurait été possible sans leur soutien, confiance et générosité.

DECICACES

Je dédie ce modeste travail :

A la mémoire de mon très cher père et de mes grands pères, qu'Allah leurs accorde Sa miséricorde et leurs réserve une place en Son vaste paradis.

A ma très chère mère et grand mère qui m'ont donné le meilleur d'elles-mêmes pour mon éducation mais aussi pour leur précieux soutien durant toute ma vie.

A mes chères sœurs Chanez, Laetitia et Massilia.

A ma petite nièce Mérina et mon beau frère Samir.

A mes oncles khali Mimih, Karimou et Moumouh.

A ma tante Nadia sans oublier tonton Hacén, Amine, Radia, Billel, Chaker, Nazim, Mira, Nassima, Mina et Houcine.

A toute ma famille.

A tata Hassina et sa fille Yasmine.

A mon amie Hanane pour sa précieuse aide.

A Slimane pour sa fantastique collection.

A tous mes amis surtout les Ambassades 'H' avec qui j'ai passé d'inoubliables moments.

Mohamed Raouf

DECICACES

Je dédie ce modeste travail :

Tout d'abord à mes chers parents qui m'ont soutenu, aidé et encouragé, que DIEU les préserve et me les garde.

A mon cher petit frère Nassim, mon frère Sid Ali. Je vous souhaite beaucoup de succès et de réussite dans vos études.

A ma chère unique sœur Khadidja, un grand merci pour son soutien. Je te souhaite tout le bonheur du monde.

A mes grands parents : Baba cheikh, mani et babasid, que DIEU me les garde.

A la mémoire de ma grand-mère paternelle Yey, qui a toujours cru en mes compétences, qu'elle repose en paix.

A tous mes oncles et tantes paternelles et maternelles, à tous mes cousins et cousines

A toute la famille Chergui grand et petit.

A ma chère meilleure amie Imene et toutes mes chères copines Lamia, Mimi, Neila, Soumia avec qui j'ai passé d'excellentes années.

A tous mes amis.

Anissa

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	1
------------------------------------	---

CHAPITRE I : Présentation du projet

1. Introduction	4
2. Présentation du métro d'Alger	5
3. Tracé.....	7
4. Présentation et situation du tunnel cadre de Bachejarah	7
4.1 Tracé en plan	10
4.1.1 Profil en long	11
4.1.2 Profil en travers	11
5. Conception de la structure.....	12
5.1 Paroi de pieux forés	12
5.2 Ancrages.....	13
5.3 Structure définitive (structure intérieure et dalles).....	13
6. Mode de construction	14

CHAPITRE II : Reconnaissances du site d'étude

1. Introduction	16
1.1. Reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques	16
2.1 Sondages	17
2.2.1 Prélèvements d'échantillons	17
2.2 Galerie de reconnaissance	18
1.3 Diagraphies	18
2.4 Exécution des puits.....	19
3. Aperçu géologique général d'ALGER	19
3.1 Le primaire	21
3.2 Le secondaire	21
3.3 Le Tertiaire	21
3.4 Le Quaternaire	21
4. Aperçu hydrogéologique d'Alger	22
4.1. Réseaux hydrographiques	23
5. Aperçu tectonique	24
6. Aperçu sismique de la région Algéroise	24
7. Données géologiques, géotechniques et hydrogéologiques au droit de L'ouvrage	25
7.1. Caractéristique du sol	26
7.1.1 Modèle de sol	27
7.1.2. Nappe phréatique	28
7.1.3. Caractéristiques géotechniques	29

CHAPITRE III : Techniques de soutènement

1. Introduction	30
2. Processus de choix	30
2.1. Première phase	30
2.2. Deuxième phase	31

2.3. Troisième phase	31
3. Méthode de construction a ciel ouvert	32
3.1. Tranchée ouverte	32
3.2. Tranchée couverte	33
4. Soutènements de fouilles	33
4.1. Parois moulées dans le sol.....	34
4.2. Parois préfabriquées	36
4.3. Parois à grande inertie	37
4.4. Rideaux de palplanches	38
4.5. Parois berlinoises.....	39
4.6. Pieux sécants	40
4.7. Pieux forés	43
4.7.1. Définition	43
4.7.2. Description du procédé.....	43
5. Conclusion.....	46

CHAPITRE IV : Les tirants d’ancrage

1. Généralités sur les tirants d’ancrage.....	47
1.1. Historique	47
1.2 Définition des tirants d’ancrage	47
1.3 Classification des tirants d’ancrage.....	49
1.3.1 Classification en fonction de la durée du tirant.....	49
1.3.2 Classification en fonction du rôle assumé par le tirant	49
1.4 Importance et complexité du problème des tirants d’ancrage	50
2. Conception et calcul des tirants d’ancrage.....	51
2.1. Introduction	51
2.2 Données du problème	51
2.2.1 Généralités.....	51
2.2.2 Poussée sur le soutènement	52
2.2.2 Choix du nombre de tirant.....	53
2.3 Détermination de la résistance propre du tirant.....	53
2.4 Calcul et vérification de la stabilité d’ensemble de la paroi ancrée du tirant et de son massif d’ancrage.....	54
2.4.1 Principe général.....	54
2.4.2 Vérification de la stabilité de la paroi	55
2.4.3 Vérification de l’équilibre du tirant.....	56
2.4.4 Vérification de la stabilité du massif contenant les ancrages	57
2.4.4.1. Cas d’un massif homogène associé à une nappe d’ancrages unique.....	61
3. Calcul de la longueur de scellement.....	62
4. Processus d’exécution des tirants d’ancrage.....	62
4.1. Assemblage du tirant	62
4.2. Plateforme de travail	63
4.3 Traçage	63
4.4 Forage.....	63
4.5 Mise en place et injection du tirant	63
4.6 Nettoyage et mise en place de la plaque.....	64
4.7 Essai de réception et blocage définitif.....	64
5. Conclusion	64

CHAPITRE V : Monitoring et suivi topographique

1. Introduction	65
2. Définition des critères d'alertes et d'alarmes pour monitoring et suivi topographique sur chantier	66
3. Processus d'exécution du monitoring et suivi topographique	68
3.1. Suivi topographique du tassement en surface	68
3.1.1. Implantation de points de mesure.....	69
3.1.2. Fréquence des lectures	70
3.1.3. Critères d'alerte et critères d'alarme	71
3.2 Suivi topographique de la déformation du soutènement dans les ouvrages ouverts.....	71
3.2.1. Implantation de points de mesure.....	71
3.2.2. Fréquence des lectures	72
3.2.3. Critère d'alerte et critère d'alarme pour le déplacement de soutènement	72
3.3. Suivi de la tension des tirants d'ancrage.....	72
3.4. Monitoring sur les immeubles.....	73
3.4.1 Procédure d'exécution	73
3.4.2 Fréquence des lectures	75
3.4.3. Evaluation des risques	75
3.4.4. Critères d'alerte et critères d'alarme	75
4. Conclusion.....	76

CHAPITRE VI : Présentation du logiciel CYPE

1. Introduction	78
2. Présentation du programme.....	79
3. Généralités sur l'entrée libre des données.....	79
3.1 Phases.....	79
3.2 Normes utilisées	80
3.3 Terrains: stratigraphie.....	80
3.4 Charges.....	81
3.5 Appuis	81
3. Modèles de comportement utilisés dans le CYPE	82
6. Armature.....	83
7. Poussées et actions additionnelles.....	84
7.1 Poussées	84
7.1.1 Coefficients de poussée.....	84
7.1.2. Effet des charges linéaires et en bande.....	85
7.1.3. Niveaux phréatiques suspendus.....	85
7.2 Considération de l'action sismique sur l'écran.....	85
8. Méthode de calcul	87
8.1. Modèle de calcul	87
8.2. Discrétisation de l'écran de soutènement et interaction avec le terrain.....	88
9. Conclusion.....	88

Chapitre VII : Modélisations et calculs

1. Introduction	89
2. Situation du tronçon a étudier.....	89
3. Caractéristiques géotechniques du site	90
3.1 Schéma statique	90
3.2 Niveau d'eau	91
3.3 Prise en compte des surcharges de circulation	91
4. Caractéristiques des pieux	91
5. Tirants d'ancrage.....	91
5.1 Caractéristiques de l'armature.....	92
5.2 Critères de dimensionnement et vérification.....	92
5.3 Évaluation de la résistance interne de calcul.....	93
5.3.1 Vérification à la rupture	93
5.4 Évaluation de la résistance externe de calcul	93
5.5 Détermination de la longueur de scellement	96
5.6 Calcul de la longueur libre	94
5.7 Déformation de la longueur libre des tirants d'ancrage	97
6. Les différentes phases de calcul	96
7. Calcul de la force nécessaire du tirant d'ancrage	97
8. Détermination des diagrammes des déplacements des différentes phases.....	101
9. Détermination des diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant des différentes phases	105
10. Détermination du ferrailage nécessaire des pieux en cours de phase	112
11. Modélisation des pieux et du tunnel cadre avec le logiciel SAP2000.....	113
12. Calcul de contraintes agissantes sur le pieu	115
13. Calcul des contraintes agissantes sur la voûte.....	117
14. Détermination des diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant.....	116
15. Détermination du ferrailage nécessaire pour le pieu et les différentes sections de la voûte	117
16. Ouvertures des fissures.....	118

CONCLUSION GENERALE	120
----------------------------------	------------

ANNEXE I

ANNEXE II

ANNEXE III

BIBLIOGRAPHIE

Liste des figures

- Fig. I.1 :** Tracé du Réseau du Métro d'Alger
- Fig. I.2 :** Ligne N°1 du Métro d'Alger
- Fig. I.3.** Implantation de la ligne 1 extension B
- Fig. I.4:** Tunnel cadre
- Fig. I.5:** Section transversale du tunnel
- Fig. I.6:** Procédé de construction
- Fig. II.1.** Carte de localisation des grands ensembles du Nord de l'Algérie et principaux gites.
- Fig. II.2.** Carte géologique générale de l'Algérie.
- Fig. II.3.** Réseau hydrographique au nord de l'Algérie
- Fig. II.4.** Carte des épïcêtres (depuis 1973)
- Fig. II.5.** Extrait de la Carte géologique 1:50.000 d'Alger (Feuille 21) et légende.
- Fig. II.6.** Localisation des sondages.
- Fig. II.7.** Coupe transversale des sondages.
- Fig. III.1.** La méthode des parois moulées dans le sol.
- Fig. III.2.** Paroi moulée à grande inertie
- Fig. III.3.** Palplanches métalliques
- Fig.III.4.** parois berlinoises
- Fig.III.4 :** Pieux sécants
- Fig.III.5** Pieux jointifs et pieux sécants – Méthodologie
- Fig.III.6 :** L'agencement des pieux sécants
- Fig. III.7.** Procédés de forage des pieux
- Fig. IV.1 :** Schéma d'un tirant d'ancrage
- Fig. IV.2 :** Tirants maintenant une paroi verticale
- Fig. IV.3 :** Tirants verticaux et quasi verticaux
- Fig. IV.4 :** Poussées sur une paroi
- Fig. IV.5 :** Diagramme de poussée d'un sol homogène non surchargé et non immergé
- Fig. IV.6 :** Types de ruptures théoriques
- Fig. IV.7 :** Equilibre des composantes horizontales des poussées et butées.
- Fig. IV.8:** Composante verticale de la traction du tirant.
- Fig. IV.9 :** Rupture <circulaire> classique
- Fig. IV.10 :** Rupture supposée (Kranz)
- Fig. IV.11 :** Massif de sol bcef

Fig. IV.12 : Dynamique des forces

Fig. IV.13 : Massif de sol bcef proposé par M. Cambefort

Fig. IV.14 : Dynamique des forces du massif de M. Cambefort.

Fig. V.1. Les critères d'alertes et d'alarmes

Fig. V. 2. Tassement en surface - Implantation schématique des points de mesure

Fig. V. 3. Déformation dans les ouvrages ouverts - Implantation schématique des points de mesure

Fig.VII.1. Situation du tronçon choisi.

Fig.VII.2. Représentation simplifiée des différentes couches composant le tronçon étudié

Fig.VII.3. Schéma de la détermination empirique des longueurs libres.

Fig.VII.4. Application de la surcharge

Fig.VII.5. Excavation jusqu'à la profondeur de 3m.

Fig.VII.6. Pose du premier lit de tirant d'ancrage à une profondeur de 2m.

Fig.VII.7. Excavation jusqu'à la profondeur de 8m.

Fig.VII.8. Pose du deuxième lit de tirant d'ancrage à une profondeur de 7m

Fig.VII.9. Excavation jusqu'à la profondeur de 14,5m.

Fig.VII.10. Diagramme du déplacement de la 1^{ère} phase

Fig.VII.11. Diagramme du déplacement de la 2^{ème} phase

Fig.VII.12. Diagramme du déplacement de la 3^{ème} phase

Fig.VII.13. Diagramme du déplacement de la 4^{ème} phase

Fig.VII.14. Diagramme du déplacement de la 5^{ème} phase

Fig.VII.15. Diagramme du déplacement de la 6^{ème} phase

Fig.VII.16. Diagramme du moment fléchissant de la 1^{ère} phase

Fig.VII.17. Diagramme de l'effort tranchant de la 1^{ère} phase

Fig.VII.18. Diagramme du moment fléchissant de la 2^{ème} phase

Fig.VII.19. Diagramme de l'effort tranchant de la 2^{ème} phase

Fig.VII.20. Diagramme du moment fléchissant de la 3^{ème} phase

Fig.VII.21. Diagramme de l'effort tranchant de la 3^{ème} phase

Fig.VII.22. Diagramme du moment fléchissant de la 4^{ème} phase

Fig.VII.23. Diagramme de l'effort tranchant de la 4^{ème} phase

Fig.VII.24. Diagramme du moment fléchissant de la 5^{ème} phase

Fig.VII.25. Diagramme de l'effort tranchant de la 5^{ème} phase

Fig.VII.26. Diagramme du moment fléchissant de la 6^{ème} phase

Fig.VII.27. Diagramme de l'effort tranchant de la 6^{ème} phase

Fig.VII.28. Vue transversale du ferrailage nécessaire des pieux.

Fig.VII.29. Vue en 3D du ferrailage des pieux.

Fig.VII.28. la modélisation des pieux et du tunnel cadre sur SAP2000

Fig.VII.29. schéma statique des contraintes agissantes sur les pieux.

Fig. VII.30. Diagramme du moment fléchissant.

Fig. VII.31. Diagramme de l'effort tranchant

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Les différentes caractéristiques des couches de sol de chaque sondage.

Tableau II.2 : Les différents sondages effectués.

Tableau II.3 : Caractéristiques géotechniques générales du site.

Tableau V.1 : Evaluation des risques selon le type d'ouvrage.

Tableau V.2 : Mesures à adopter pour différentes instrumentations lorsqu'on atteint un niveau d'alerte ou alarme.

Tableau V.3 : Monitoring dans les immeubles - Corrélation entre le tassement admissible et la largeur de la structure.

Tableau V.4 : Monitoring dans les immeubles - Classification des dégâts probables.

Tableau V.5 : Monitoring dans les immeubles - Critère d'alerte et critère d'alarme – Tassement.

Tableau IV.1 : Les valeurs du coefficient α

Tableau.VII.1 : Caractéristiques du toron.

Tableau.VII.2 : Récapitulatif des principaux résultats avec le logiciel **ENTIVACAO**.

Tableau.VII.3 : Récapitulatif des principaux résultats sur les déplacements avec le logiciel **CYPE**.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Depuis toujours, l'Homme a eu besoin de se déplacer pour accomplir ses tâches quotidiennes. De ce besoin de se déplacer est apparu le besoin de concentration, de convergence, d'où la naissance des villes. Au cours du temps, ce phénomène est parfois devenu si important que l'on en arrive à parler de mégalopole (*agglomération urbaine de dimensions considérables, qui regroupe parfois plusieurs villes*).

Ces deux phénomènes conjugués ont conduit les villes à la saturation des réseaux de transport, en particulier en leur centre. Ces dernières décennies, les concentrations urbaines et la croissance continue de la ville n'ont cessé de croître. Les déplacements congestionnent les villes (*dans les très grandes villes, le temps perdu dans les embouteillages semblait doubler tous les six ans*), il a donc fallu augmenter significativement la capacité des différents réseaux de transport ; mais la concentration en bâtiments augmentant avec la population, développer ces réseaux n'est souvent pas possible : il est alors nécessaire de penser à aménager la ville autrement.

Cette forte densification les a conduits à chercher d'autres solutions permettant d'augmenter l'espace vital de l'Homme sans, pour autant, prendre plus de place à la surface de la terre, ceci limitera les encombrements et donnera une bonne répartition de la distribution des flux.

Aller en souterrain présente pas mal d'avantages (la solution souterraine s'avère être la meilleure solution d'un point de vue purement urbanistique) mais apporte aussi son lot d'inconvénients (sans parler des techniques, qui engendrent un net surcoût, il faut aussi tenir compte d'autres aspects tels la sécurité, la maintenance, la qualité de vie). Présenter les diverses implications liées aux constructions souterraines est donc nécessaire pour mieux comprendre l'impact du souterrain sur la ville (et juger sa raison d'être dans celle-ci).

La suburbaine donne souvent des migraines aux ingénieurs car la mission est dangereuse et périlleuse. Les dangers qui en découlent sont bien connus : éboulement, enfouissement, inondation des chantiers, etc. L'ingénieur est, donc, confronté à deux problèmes majeurs ;

d'une part, il faut préserver la stabilité de l'ouvrage contre d'éventuels accidents pour assurer le succès des travaux, d'une autre part, il faut contrôler les déformations du massif encaissant.

Présenter les divers aspects techniques, économiques et juridiques liés aux constructions souterraines est donc nécessaire pour mieux comprendre l'impact du souterrain sur la ville et prévoir le type de tunnel à implanter. Selon le problème posé, l'analyse de ces facteurs conduit à limiter l'éventail des procédés de construction possibles. Ils existent deux types majeurs de procédés :

- La méthode de creusement.
- La méthode à ciel ouvert.

Vu l'emplacement du terrain de notre tronçon (le tronçon vient juste après un viaduc d'où une profondeur peu importante), l'équipe du Metro d'Alger a opté pour la méthode à ciel ouvert.

Notre travail sera réparti en sept chapitres :

Le chapitre I consistera en une présentation de notre projet. Nous allons commencer par présenter le Métro d'Alger, nous donnerons ensuite une description générale du travail à effectuer.

Nous parlerons, dans le chapitre II, de la reconnaissance des sites d'étude. Nous donnerons un aperçu géologique général d'Alger et parlerons des différents sondages effectués dans notre projet ainsi que les caractéristiques géotechniques des différentes couches.

Dans le chapitre III, nous donnerons les différents types de soutènements avec la description de leurs mises en œuvre. Nous citerons, aussi, leurs principaux avantages et inconvénients.

Le chapitre IV sera consacré aux tirants d'ancrage. Nous ferons une classification de ces derniers selon plusieurs critères, nous aborderons, ensuite, la conception et le calcul de ces tirants et verrons les paramètres à prendre en compte pour mener à bien cette étape. Nous verrons, en dernier, comment calculer la longueur de scellement.

Dans le chapitre V, nous parlerons du monitoring ainsi que du suivi topographique. Il sera question de donner les critères d'alarme et d'alerte.

Le chapitre VI est une présentation du logiciel **CYPE Ingenieros**. Ce logiciel permet le dimensionnement des écrans de soutènement, dont les pieux forés.

Dans le dernier chapitre, nous ferons une modélisation grâce au logiciel portugais **ENTIVACAO** pour vérifier la stabilité du pieu, du terrain et des tirants d'ancrages et déterminer la force nécessaire de ces derniers. Ensuite, nous allons reprendre le même modèle sur le logiciel **CYPE** pour déterminer les différents diagrammes des efforts et le ferrailage des pieux nécessaire au cours des phases de construction. De là, nous déterminerons le ferrailage des pieux avec le logiciel **SAP2000** en faisant un modèle de l'état final de construction du tunnel cadre, puis nous comparerons ce ferrailage avec celui obtenu avec **CYPE** et prendrons le plus défavorable d'entre eux. Enfin, nous vérifierons la fissuration à l'état final.

Nous terminerons ce travail par une conclusion générale qui passera en revue tout ce qui a été abordé dans ce mémoire.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DU PROJET

1. Introduction

La ville d'Alger, capitale administrative et centre économique, a connu un accroissement très important du nombre d'habitants, cette croissance a entraîné une augmentation considérable des besoins en transport, ce qui la met face au problème d'encombrement dans les transports urbains. Ceci est essentiellement dû au manque d'infrastructures qui pourraient accueillir le nombre croissant de véhicules circulant à Alger.

Par conséquent, une solution a été apportée par l'utilisation du sous sol avec la réalisation du métro qui doit répondre aux exigences d'un tissu urbain très dense.

Les projets de tunnels comportent toujours les études suivantes plus ou moins poussées à chaque stade du projet selon les cas qui interfèrent largement entre elles :

- trafic, type d'exploitation : afin de déterminer notamment les caractéristiques géométriques du profil en travers de l'ouvrage et les besoins en équipements d'exploitation et de sécurité. S'il y a lieu, il faut examiner le phasage éventuel de l'opération, qui peut être déterminant pour le choix des caractéristiques géométriques et des équipements.
- géométrie (tracé en plan, profil en long, profil en travers) : pour tenir compte de la géologie des terrains traversés et des contraintes particulières imposées par le passage en tunnel.
- environnement : aussi bien en ce qui concerne l'impact de la construction sur l'environnement que l'impact de l'exploitation.
- géologie, hydrogéologie et géotechnique: pour la connaissance des terrains rencontrés, la localisation des nappes phréatiques et le comportement mécanique du terrain.
- génie civil : portant sur les points suivants:
 - Conception et dimensionnement.
 - Procédés de creusement et de soutènement.
 - Etanchement et revêtement.
 - Génie civil lié aux équipements et à l'exploitation.
 - Assainissement, drainage et réseaux divers.

2. Présentation du métro d'Alger

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

En 1982, une étude de la **RATP/SOFRETU** recommandait la création d'un réseau maillé de trois (03) lignes du métro (voir fig I.1) totalisant 65 km. Le lancement des études du métro d'ALGER s'est concrétisé par la création de l'E.M.A (Entreprise du métro d'ALGER) qui avait pour rôle de veiller au bon déroulement des différentes étapes de ce projet de grande envergure, dont le lancement des travaux n'a débuté qu'en 1990.

L'analyse des flux de déplacement des personnes dans la ville d'Alger, faite par cette dernière, montre une forte densité sur l'axe: Bab El-Oued - Hussein Dey. C'est pour cela que le choix s'est porté pour la réalisation en priorité de la première phase de la première ligne qui s'étend de « Oued Koraïche » jusqu'à « Haï El-Badre » dont la longueur est de 12,5 Km, comportant 17 stations, passant par : Bab El-Oued, Casbah, Centre Ville, Belouizdad.

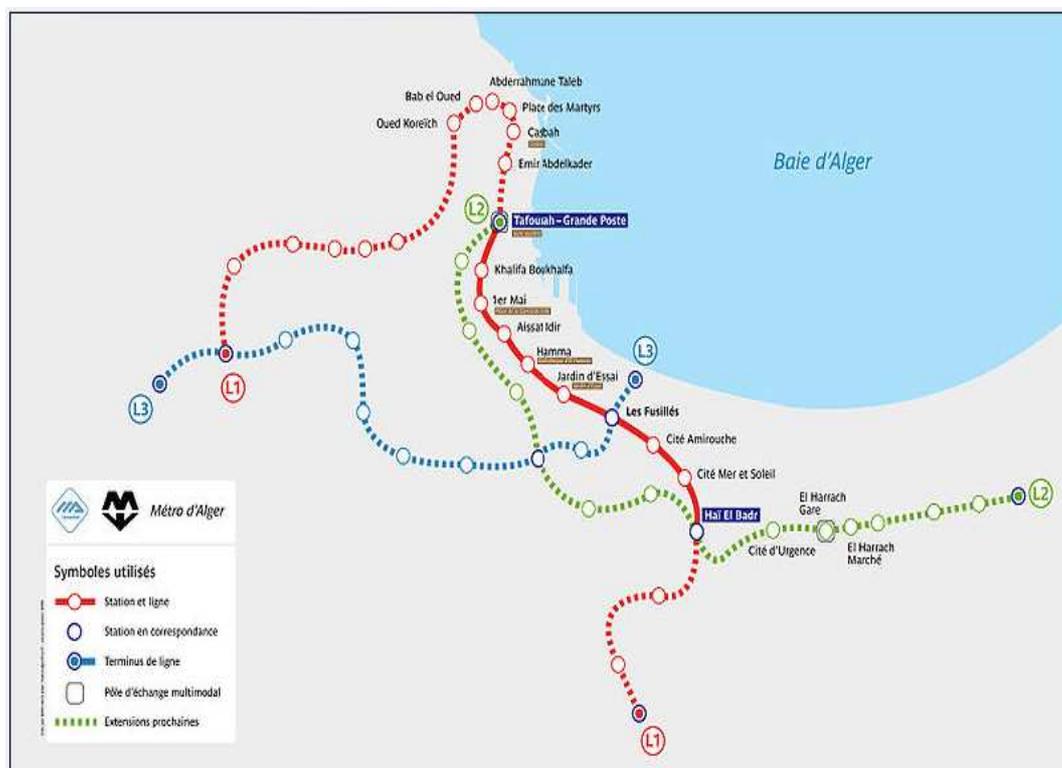


Fig. I.1 : Tracé du Réseau du Métro d'Alger

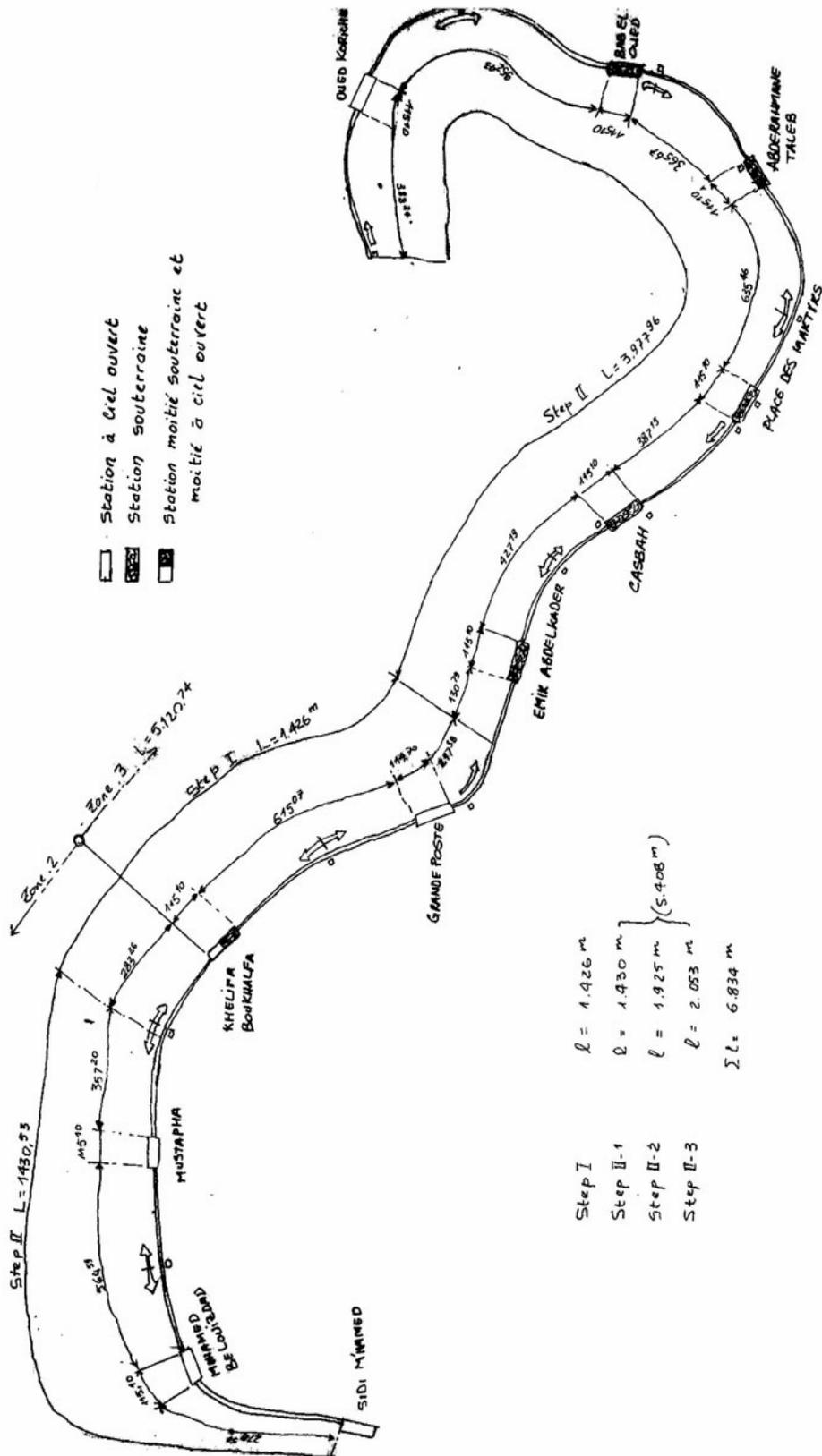


Fig. I.2 : Ligne N°1 du Métro d'Alger

3. Tracé

Le réseau est constitué de trois lignes totalisant 65 *Km* de tunnels et 54 stations d'une capacité de transport évaluée à 20.000 personnes par heure et par direction.

- La 1ère ligne s'étend de AIN-ALLAH à GUE DE CONSTANTINE en passant par EL-BIAR, le centre ville et AIN-NAADJA d'une longueur de 24 Km environ.
- L'itinéraire de la 2ème ligne : GRANDE POSTE- plateau des ANNASSERS – BACHJARAH- EL-HARRACH et BABEZZOUAR. Sa longueur est de : 19 Km environ.
- La 3ème ligne part D'HUSSEIN-DEY, suit la pénétrante des ANNASSERS et le tracé de LA ROCADE SUD jusqu'à AIN-ALLAH pour desservir le Sud-ouest d'ALGER. Cette dernière s'étend sur une longueur de 14 *Km* environ.

4. Présentation et situation du tunnel cadre de Bachejarah

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

La priorité a été donnée à la ligne n° 1 qui s'étend de Hai El Badr à Tafourah Grande Poste sur 9 km, identifié comme axe le plus chargé (21.000 personnes par heure et par direction en heure de pointe). Sa réalisation se fera en deux étapes :

- La première étape concerne le tronçon de la ligne Hai El Badr – Grande Poste constituée de 9 *Km* de ligne avec 10 stations pour desservir les communes de BACHJARAH-EL MAGHARIA-HUSSEIN DEY- HAMMA -SIDI M'HAMED et ALGER CENTRE.
- La deuxième étape concerne les trois extensions vers PLACE DES MARTYRS, EL HARRACH et AIN NAADJA.

Ces extensions portent sur les tronçons suivants :

- TAFOURA GRANDE POSTE vers PLACE DES MARTYRS soit 1.6 km de tunnel et 03 stations.
- HAI EL BADR vers EL HARRACH soit 3.60 km et 04 stations.
- HAI EL BADR vers AIN NAADJA soit 3.07 km et 02 stations.

Le tronçon Hai El Badr – El Harrach de la seconde phase de la ligne n° 1 du métro d’Alger mesure environ 4000 m. Ce Lot 1 comprends essentiellement les ouvrages suivants :

- Viaduc d’environ 280 m sur la Radiale Oued Ouchaiah
- Deux (2) tronçons en tunnel voûté à construire par N.A.T.M. avec une longueur totale d’environ 1800 m.
- Deux (2) tronçons de tunnels cadre, il était nécessaire de dévier temporairement l’Oued El-Harrach pour la construction d’un d’eux.
- Quatre (4) Stations « Bachdjarah 1 » - « Bachdjarah 2 » - «EL Harrach Gare » - «El Harrach Centre », leurs accès et les ouvrages annexes.
- Les travaux d’ampliation et adaptation à deux lignes de faisceaux de voies de Hai El Badr, en incluant les voies de l’extension C comprises dans la plage de voies.
- Trois (3) Puits de Ventilation
- Un poste de redressement aérien.

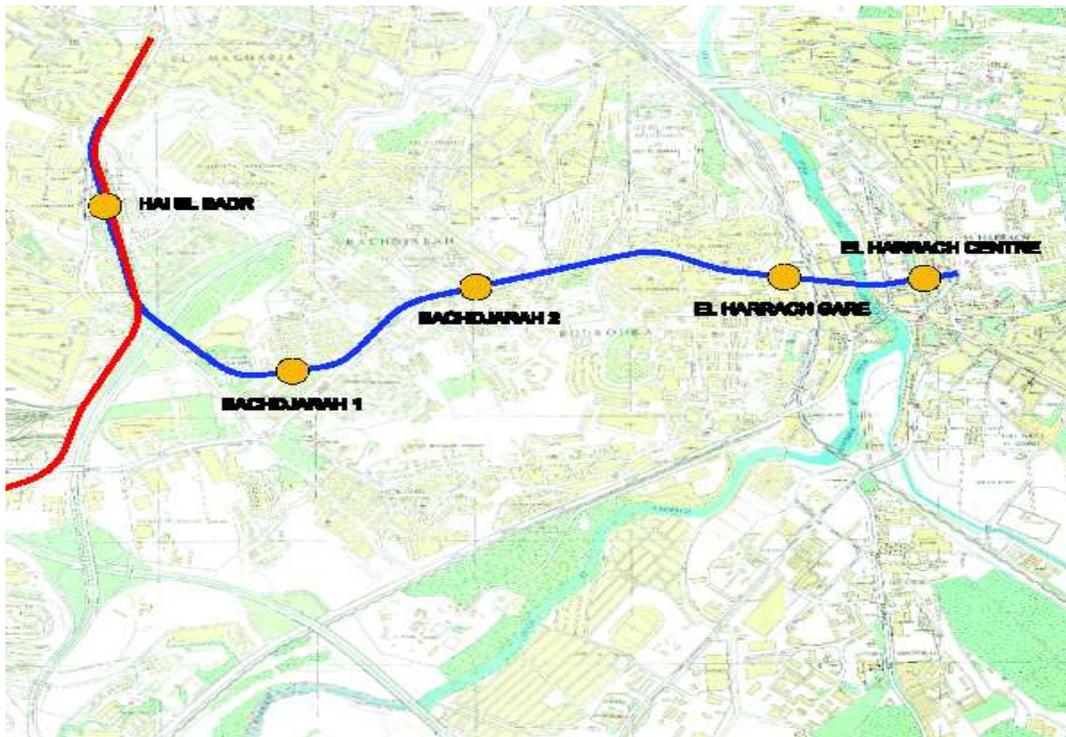


Fig. I.3. Implantation de la ligne 1 extension B

Notre ouvrage est un tunnel cadre situé dans le tronçon Hai El Badr – El Harrach, réalisé à ciel ouvert sur la totalité de sa longueur entre Viaduc et Bachdjarah 1.

L'enceinte de la fouille sera réalisée en paroi de pieux forés \varnothing 1,00/1,50 m. Elle est ancrée avec 1 resp. 2 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 construite avec un chariot de coffrage.

Dimensions générales :

- Longueur total : 362,4m
- Largeur du tunnel : 8,92m
- Hauteur du tunnel : 7,59m
- Profondeur de la fouille : 10,5m à 18m

4.1. Tracé en plan

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

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

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

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

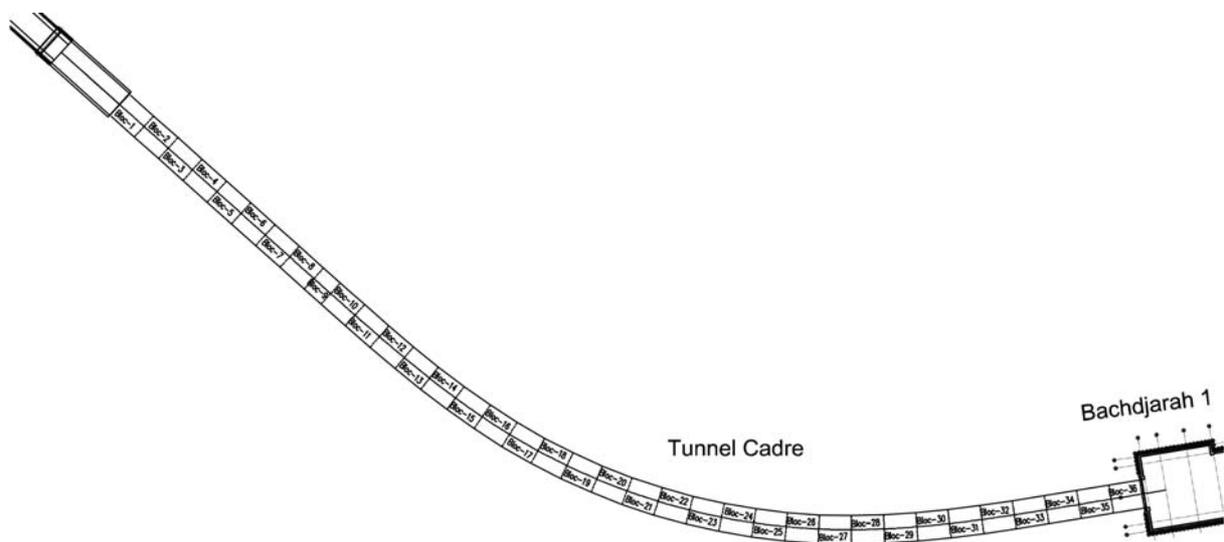


Fig. I.4 : Tunnel cadre

Le métro sera construit pour des trains légers de voie normale 1435 *mm*.

- Entre axes: 3400 *mm* à 3480 *mm* à l'extérieur.
- Niveau du quai: 1050 *mm*.
- Espace entre train et quai: 110 *mm*.
- Distance entre axes du rails et quai 1528 *mm*
- Longueur des quais 113 *m*

4.2. Profil en long

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

Il est important d'implanter les tunnels de haute montagne dans des couches suffisamment épaisses de roches saines, situées de préférence au dessus du niveau de la nappe d'eau souterraine. Il convient encore de mentionner la situation des stations, qui se veut être surélevée par rapport au profil en long. Cette surélévation rapproche le niveau des quais de la surface, diminuant aussi la hauteur perdue, et permettant aux voyageurs de gagner du temps sur le parcours de la montée et de la descente.

Le profil en long du tunnel doit avoir une pente de 2%. Cette pente nous permettra d'avoir des stations de plus en plus rapprochées de la surface libre, car ce n'est pas commode de faire descendre les gens à 20 – 30 mètres de profondeur pour prendre le métro, donc entre deux (02) stations consécutives, on doit avoir une rampe et une pente. La limite supérieure de cette pente est donnée par le type de frottement du métro (frottement pneu – bitume ou frottement acier – acier). Dans le cas du Métro d'Alger, il s'agit d'un frottement acier-acier, ce qui a limité cette pente à 2%.

4.3. Profil en travers

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

Outre le gabarit de circulation, il convient de prévoir de la place pour les diverses conduites et canalisations imposées par l'exploitation du tunnel et de la voie de circulation. Lors du dimensionnement de la section, il ne faut pas perdre de vue l'éventualité de l'introduction ultérieure de nouvelles machines, nécessitant un gabarit plus grand.

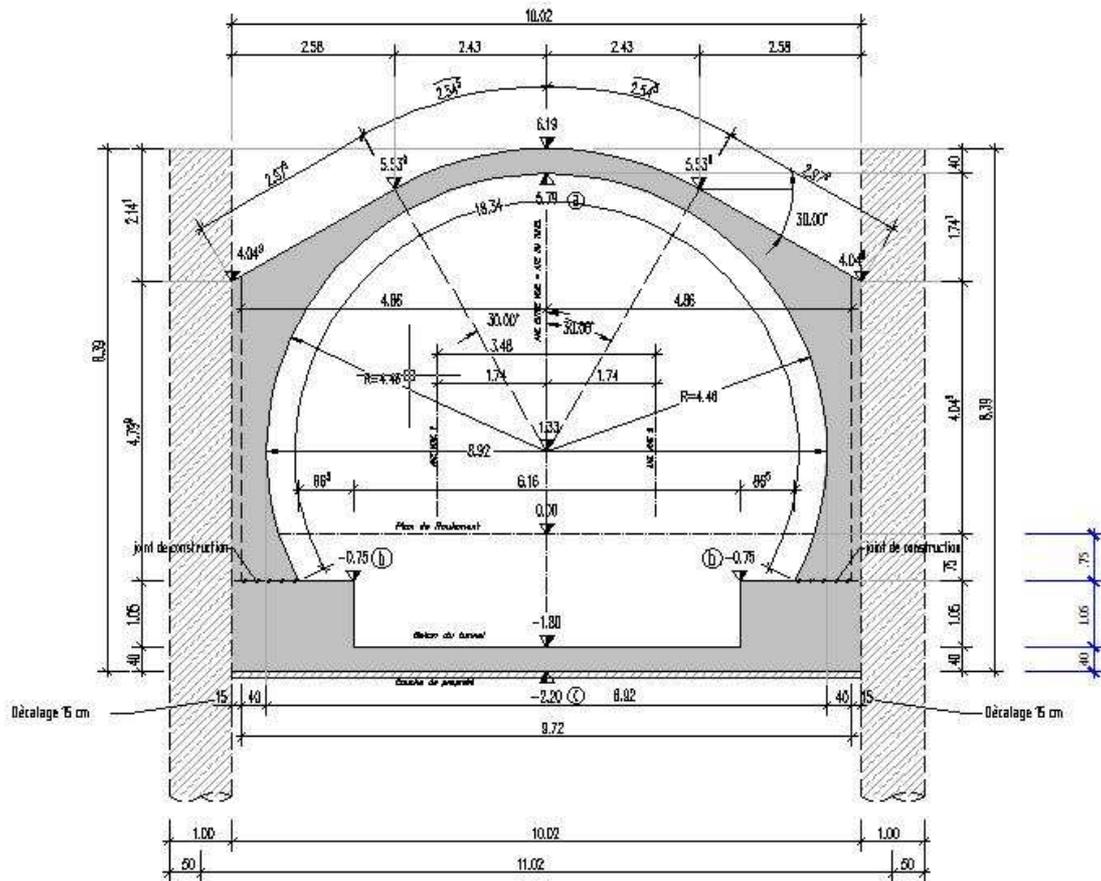


Fig. I.5 : Section transversale du tunnel

5. Conception de la structure

5.1. Paroi de pieux forés

La paroi forée sera constituée de pieux forés de 1,00 m de diamètre et d'espacement de 1,5 m coulées sur place. Le mode de construction dans les différents faciès attendus et le mode de soutènement de la paroi de forage, ainsi que le type de matériel utilisé, seront proposés par l'entrepreneur.

La longueur est fixée en se basant sur les reconnaissances géotechniques. La tolérance d'installation de paroi forée est en général 1% notamment de 10cm dans les secteurs bas du tunnel et 15cm dans la partie profonde. Cette tolérance sera prise en compte dans la largeur prévue des parois forée.

La constitution, les dimensions et les dispositions constructives des cages d'armatures (armatures longitudinales et transversales, enrobages, armatures de rigidification) seront conformes aux règles techniques.

5.2. Ancrages

Les parois de pieux forés sont retenues avec des tirants d'ancrage. La longueur de scellement des tirants est constituée des corps d'ancrage injecté. Les ancrages sont des ancrages temporaires qui ne sont pas désactivés, mais ne sont pas tenus en compte pour l'analyse structurale de l'état final.

Les tirants ancrage s'appuient contre la paroi de pieux forés à traverses des plombes en béton armé bétonnés dans les fentes entre les pieux.

5.3. Structure définitive (structure intérieure et dalles)

Entre les parois de pieux forés s'inscrit la structure intérieure composée de :

- radier en béton armé
- coque de tunnel avec les murs latéraux et la voûte.

Tous les éléments de la structure intérieure sont connectés d'une manière monolithique. La structure intérieure s'appuie directement contre les parois en pieux forés (faces extérieures de la structure intérieure bétonnée directement contre les pieux) pour permettre la reprise de la poussée des terres en commune en état final.

Le Bloc 1 présente une exception, il sort progressivement du terrain. Donc, il y n'a pas des pieux latéraux sur toute la longueur et seulement le radier est en contact avec le sol. Des deux côtés des escaliers latéraux sont construits à l'extérieure.

En coupe longitudinale, le tunnel est sectionné par des joints construction où chaque troisième est construit comme joint de dilatation.

6. Mode de construction

Le tunnel cadre se construira à ciel ouvert, et comprendra les phases suivantes :

- 1) Excavation préalable, établissement du niveau de forage et bétonnage des murets guides.
- 2) Exécution des pieux.
- 3) Excavation jusqu'à 0.5 m à 1 m au dessous du prochain lit de 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 d'un chariot de coffrage.
- 8) Remplissage.

Le schéma ci-dessous montre le procédé de construction du tunnel cadre par la méthode du bas vers le haut.

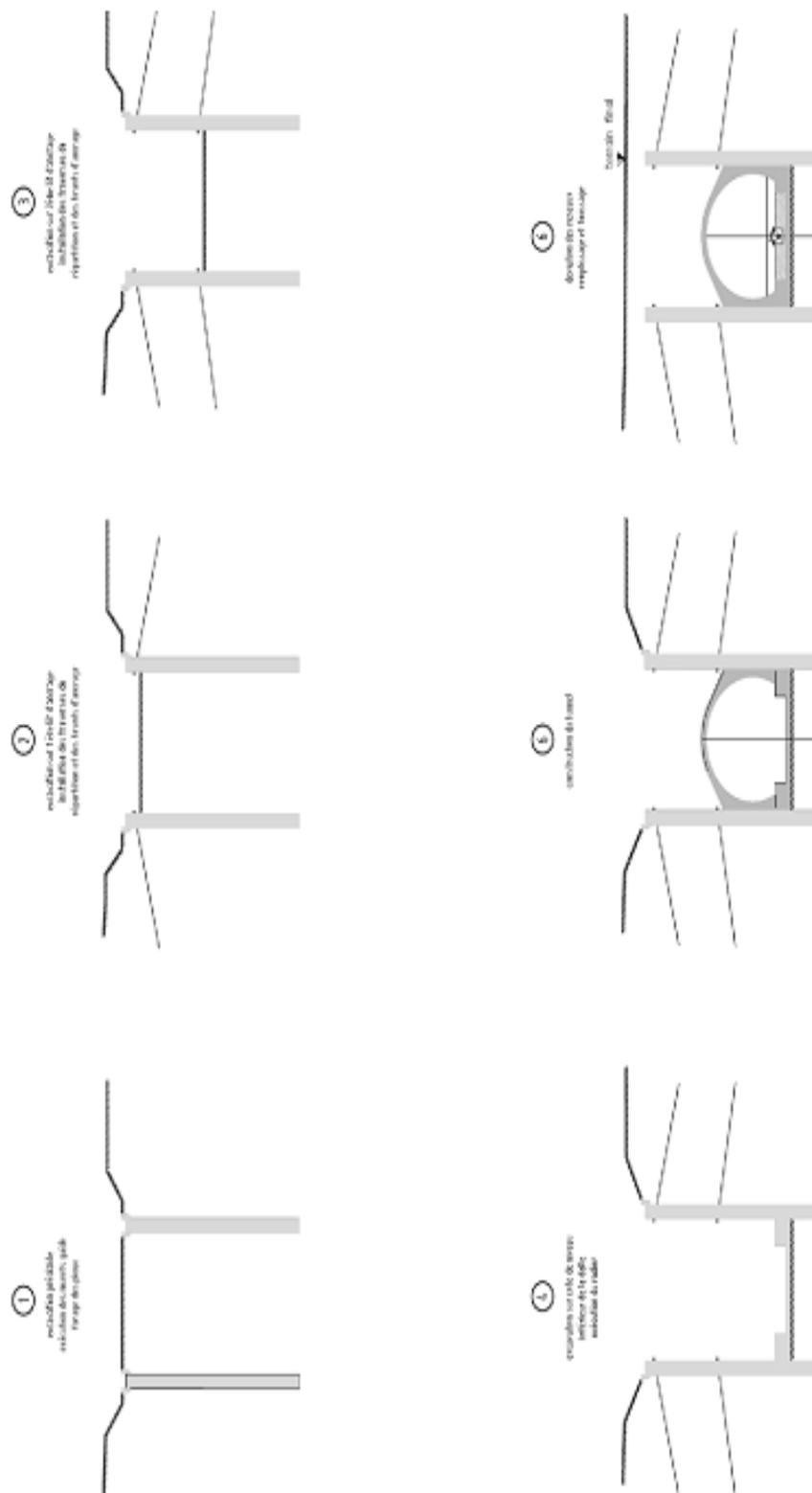


Fig. I.6 : Procédé de construction

CHAPITRE II :

RECONNAISSANCES DU SITE D'ETUDE

1. Introduction

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

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

2. Reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques

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

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

Les reconnaissances et études hydrogéologiques doivent être effectuées en même temps que les reconnaissances et études géologiques, qui seront complétées par les reconnaissances et études géotechniques. Ces informations doivent permettre, de définir les méthodes

d'exécution, le dimensionnement des ouvrages, les précautions particulières et /ou les traitements spéciaux à envisager pendant la construction.

Les études préliminaires se résument généralement dans :

2.1. Sondages

La campagne de sondages a pour but de nous fournir avec le plus de précision possible la position, la nature et le pendage des différentes couches géologiques traversées et le régime hydraulique traversé par l'ouvrage. La projection de ces résultats sur un profil en long permet au projeteur d'implanter l'ouvrage sur les couches les plus favorables.

Les sondages sont généralement exécutés verticalement à partir de la surface sur une profondeur donnée. Ils peuvent aussi être exécutés de façon oblique. Les points de sondages sont espacés de quelques mètres sur tout le long de la portée du tunnel et permettent d'établir une carte représentant les différentes couches.

Lors des sondages on mesure systématiquement

- Le taux de carottage qui est le rapport de la longueur cumulée des éléments de carottes prélevées sur la longueur du sondage que multiplie 100.
- Le taux de carottage modifié plus connu sous l'appellation de RQD (Rock Quality Désignation).

De plus, les sondages permettent d'effectuer un certain nombre d'essais :

2.1.1. Prélèvements d'échantillons

- Pour déterminer la nature de la roche ou du sol ;
- Pour analyser le degré de fissuration et la pente des fissures, diaclases et stratification dans le cas d'une roche ;
- Pour pratiquer des essais de laboratoire (mécanique des roches, mécanique des sols, analyses minéralogiques et analyses chimiques) ;

- Exécution de diagraphies.
- Mesure in situ des modules et du champ de contraintes.
- Mesures in situ de la perméabilité.

Les sondages permettent d'effectuer des observations et des mesures in situ très utiles à la compréhension de l'environnement hydrogéologique de l'ouvrage projeté, il s'agit principalement :

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

2.2. Galerie de reconnaissance

Malgré le coût élevé d'une galerie et l'importance du projet, le creusement à partir des puits des galeries de petite section soutenue par des cadres sont creusées sur toute la longueur du tracé, nous permettant ainsi :

- D'approfondir et de compléter nos connaissances des terrains traversés.
- L'observation visuelle du terrain et l'établissement d'un relevé géologiques détaillé
- Observation des conditions hydrogéologiques, en particulier le type de venues d'eau (ponctuelles ou diffuses), la mesure des débits en fonction de l'avancement du front de taille et des conditions météorologiques, il est possible d'exécuter des forages depuis la galerie qui permettront d'effectuer des mesures de perméabilité de pression et de débit.
- De prélever des échantillons pour effectuer des essais au laboratoire et réaliser des essais in situ afin de confirmer ou de corriger de manière directe les études de reconnaissances effectuées au préalable.
- De vérifier la stabilité de l'excavation et du futur soutènement.

2.3. Diagraphies

Les diagraphies permettent de se faire une idée des caractéristiques physiques des terrains à traverser, elles sont effectuées dans des sondages qui sont simplement destructifs (ne comportent pas de carottages). Les diagraphies les plus utilisées sont :

- L'examen photographique.
- Le log sonique (mesure de la vitesse sismique).
- Le log électronique (mesure de la résistivité).
- Le log neutron (mesure de la teneur en eau par ralentissement des neutrons).
- Le log gamma (mesure relative du poids volumique).
- Le log vitesse d'avancement (il décèle les hétérogénéités et la présence des vides).
- Le log de percussion réfléchi (il indique la rigidité des matériaux par sondage au marteau perforateur).

2.4. Exécution des puits

L'insuffisance des résultats de sondages nous oblige à compléter ces informations par l'exécution des puits répartis sur toute la longueur du tunnel. Permettant ainsi de constater l'état du sol, ses caractéristiques et son comportement.

Remarque : Les puits jouent aussi un rôle de service car ils permettent de descendre à l'intérieur du tunnel les engins et les matériaux nécessaires à l'exécution de l'ouvrage ainsi que de remonter les déblais.

3. Aperçu géologique général d'ALGER

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

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

- L'Atlas saharien.
- Le Sahara.

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

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

Les alentours de la ville d'Alger se situent dans la première région définie ci-haut, délimitée au Nord par la mer Méditerranée et au Sud par l'Atlas Tellien. Cette chaîne correspond à une zone complexe de reliefs jeunes alpins, constitués de nappes mises en place au Miocène inférieur. Les bassins néogènes tardifs se sont installés sur ces nappes et peuvent être considérés comme post-nappes.

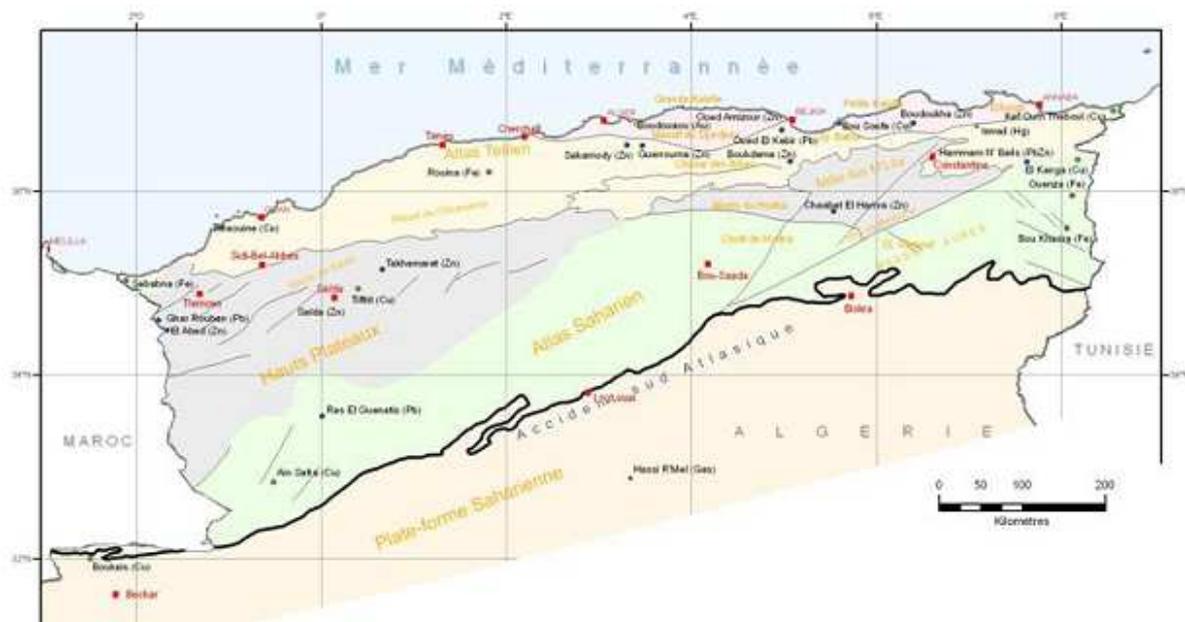


Fig. II.1. Carte de localisation des grands ensembles du Nord de l'Algérie et principaux gîtes.

La région d'ALGER peut être représentée comme un dôme primaire métamorphique, bordé par des formations sédimentaires, tertiaires et quaternaires ; le tracé de la première ligne du métro traverse indifféremment ces différentes couches géologiques.

3.1. Le primaire

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

Il existe dans ce complexe une présence d'eau souterraine, localisée dans des fractures et fissures, qui se manifestent sous forme de sources ou de nappes aquifères, présentant une importante circulation.

3.2. Le secondaire

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

3.3. Le Tertiaire :

Les principaux horizons reconnus sont dans l'ordre :

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

3.4. Le Quaternaire :

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

Ce caractère argileux le rend moins perméable que les mollasses astiennes, ce pendant la présence d'alluvions grossières (certains remblaiements ayant été réalisés avec des matériaux très sableux) font de cette formation un captage privilégié des eaux de pluie pour alimenter la nappe des mollasses.

La figure 2 suivante montre la carte géologique générale de l'Algérie.

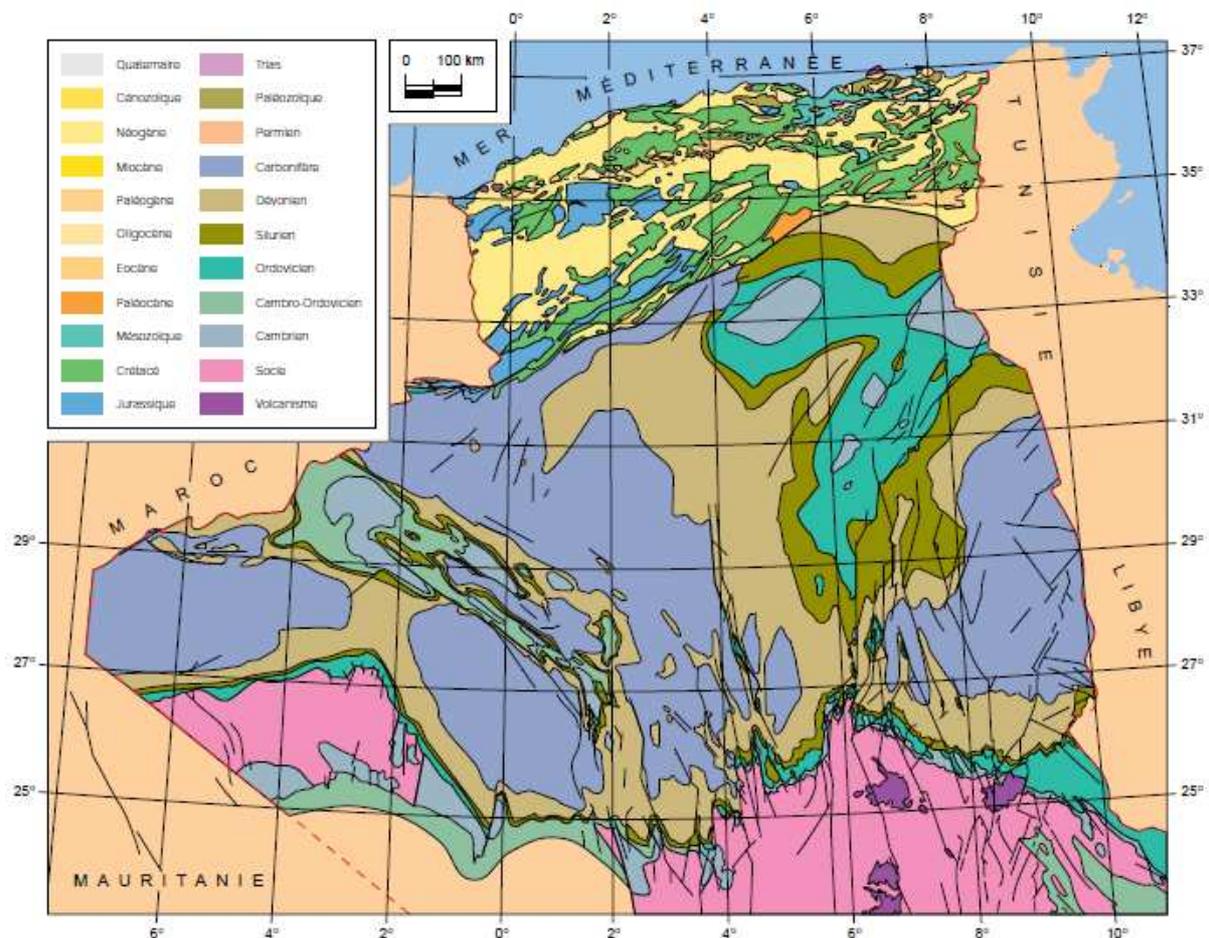


Fig. II.2. Carte géologique générale de l'Algérie.

4. Aperçu hydrogéologique d'Alger

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

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

5. Aperçu tectonique :

Le massif d'Alger prolonge l'anticlinal du **Sahel**, d'axe Nord – Est. Il est constitué de même terrain néogène que le synclinal Nord - Est de la Mitidja. Ce plissement des terrains néogènes se trouve dans d'autres bassins post – nappes de même signification structurale que celui de la Mitidja.

Un tel plissement postérieur au quaternaire, est l'une des conséquences de la compression Nord–Sud ; laquelle se manifeste aussi par l'activité sismique du **Tell**, dont le séisme d'El-Asnam. Les traces de cette compression, se trouvent au sein du massif d'Alger.

6. Aperçu sismique de la région Algéroise :

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

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

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

A titre préventif, il est souhaitable d'éviter :

- la continuité du revêtement afin de diminuer la propagation des vibrations qui peuvent induire son éclatement.
- la mise en place de dispositif constructif approprié en fractionnant longitudinalement l'ouvrage en plots indépendants munis de joints parasismiques judicieusement répartis.

- Assurer l'étanchéité à ce niveau, on place des joints « water-stop ».

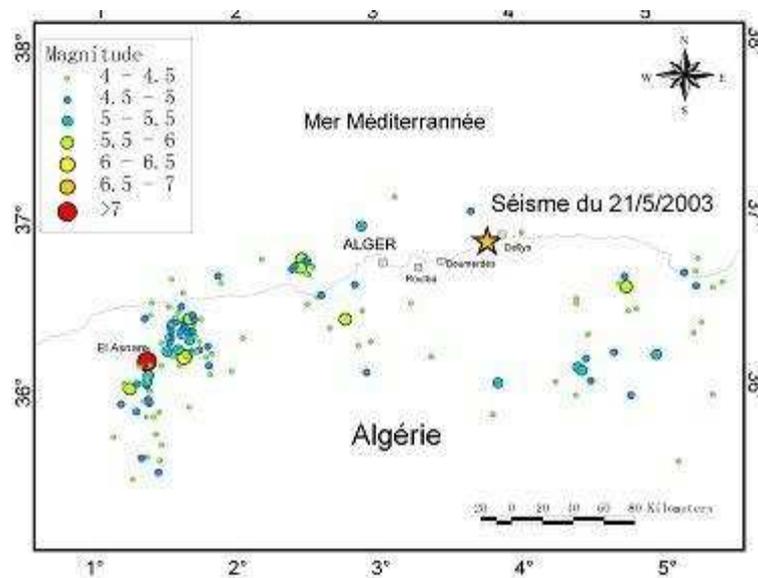


Fig. II.4. Carte des épïcêtres (depuis 1973)

7. Données géologiques, géotechniques et hydrogéologiques au droit de L'ouvrage :

Les environs des tracés sont recouverts par une assise marneuse et mollassique d'épaisseur inégale qui a été profondément entaillée lors de la construction du réseau routier reliant la ville d'Alger à ses banlieues. Il s'agit de terrains d'âge Néogène, qui peuvent être subdivisés en un Pliocène inférieur ou Plaisancien et un Pliocène moyen ou Astien. Les géologues rattachent la molasse gréseuse à L'Astien, tandis que les marnes sous-jacentes sont attribuées au Plaisancien.

Au dessus se trouvent les dépôts du Quaternaire, d'origine continentale, ainsi que de nombreuses zones d'accumulation anthropique de remblais et déchets hétérogènes.

La figure II.5 montre un extrait de la carte géologique au 1 : 50.000 d'Alger, feuille numéro 21, où s'étend le tracé étudié.

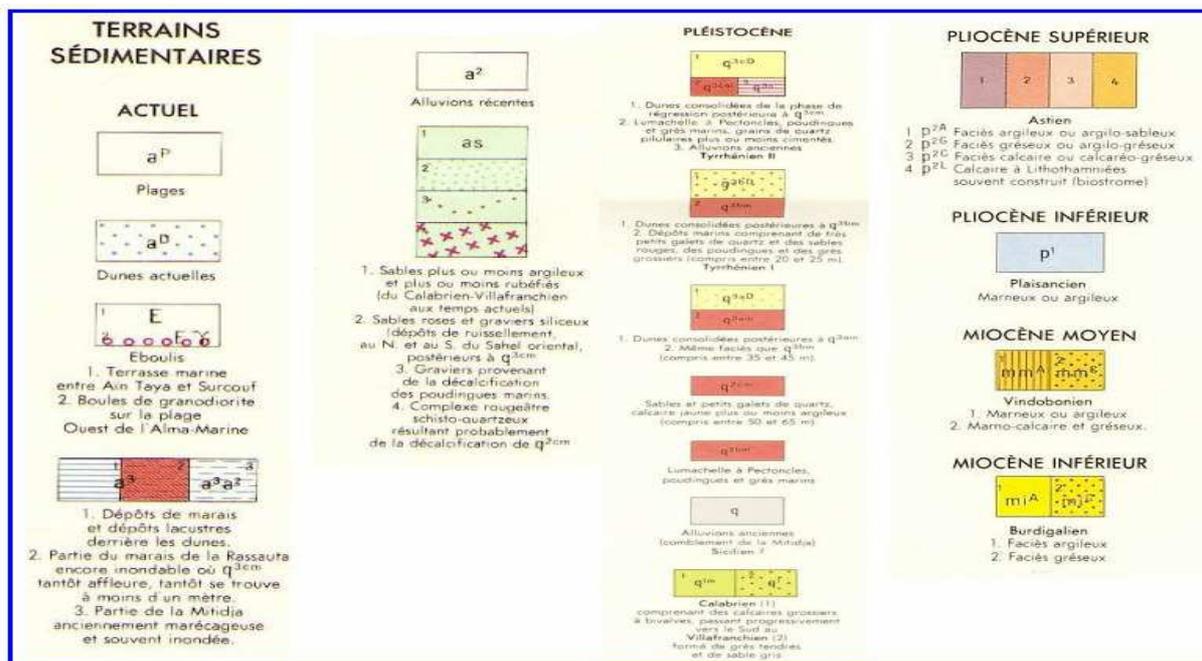
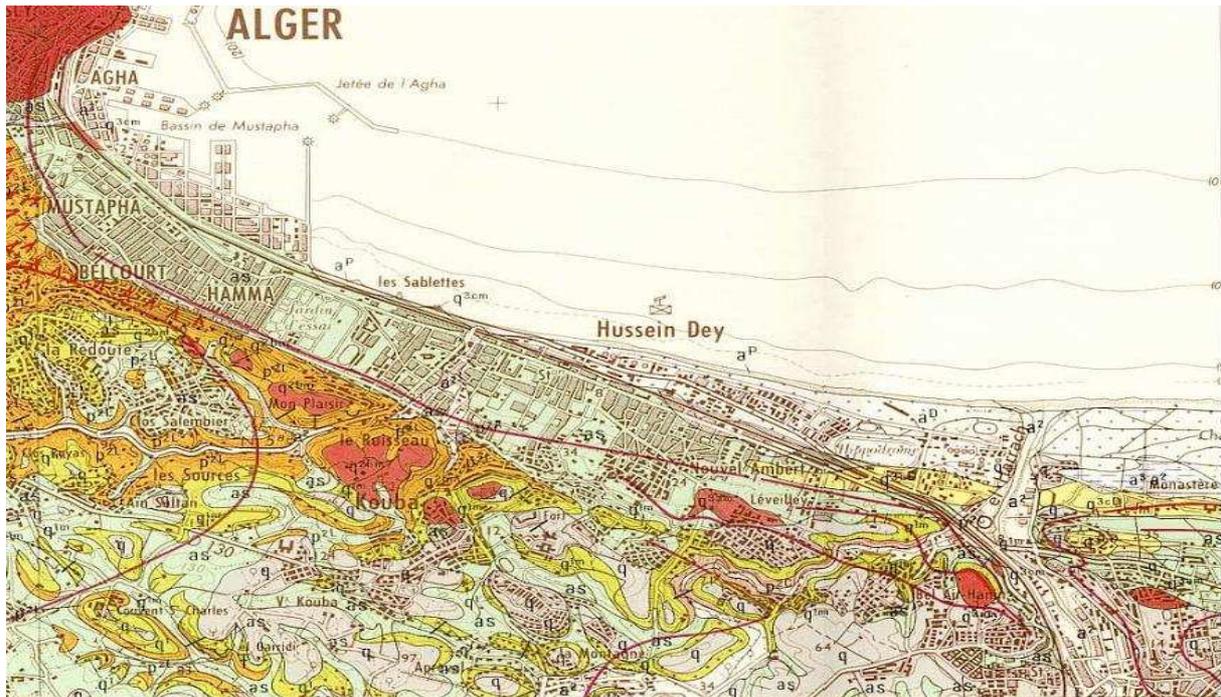


Fig. II.5. Extrait de la Carte géologique 1:50.000 d'Alger (Feuille 21) et légende.

7.1. Caractéristique du sol

Les compagnes de reconnaissances effectuées nous permettent d'établir, la synthèse des éléments géologiques, géotechniques et hydrogéologiques applicables pour la mise au point des méthodes d'exécution, ainsi que l'étude du soutènement.

Des sondages ont été exécutés pour l'avant projet le long du tracé et des essais en laboratoire ont été réalisés sur des échantillons de terrain prélevés en cours de sondage. Pour le projet définitif des sondages supplémentaires sont exécutés par le bureau Müller & Hereth en coopération avec Trevi pour effectuer les forages.

Les sondages effectués concernant le tunnel cadre sont : S 0+840, S 0+960, S 1+100, et S 1+210.

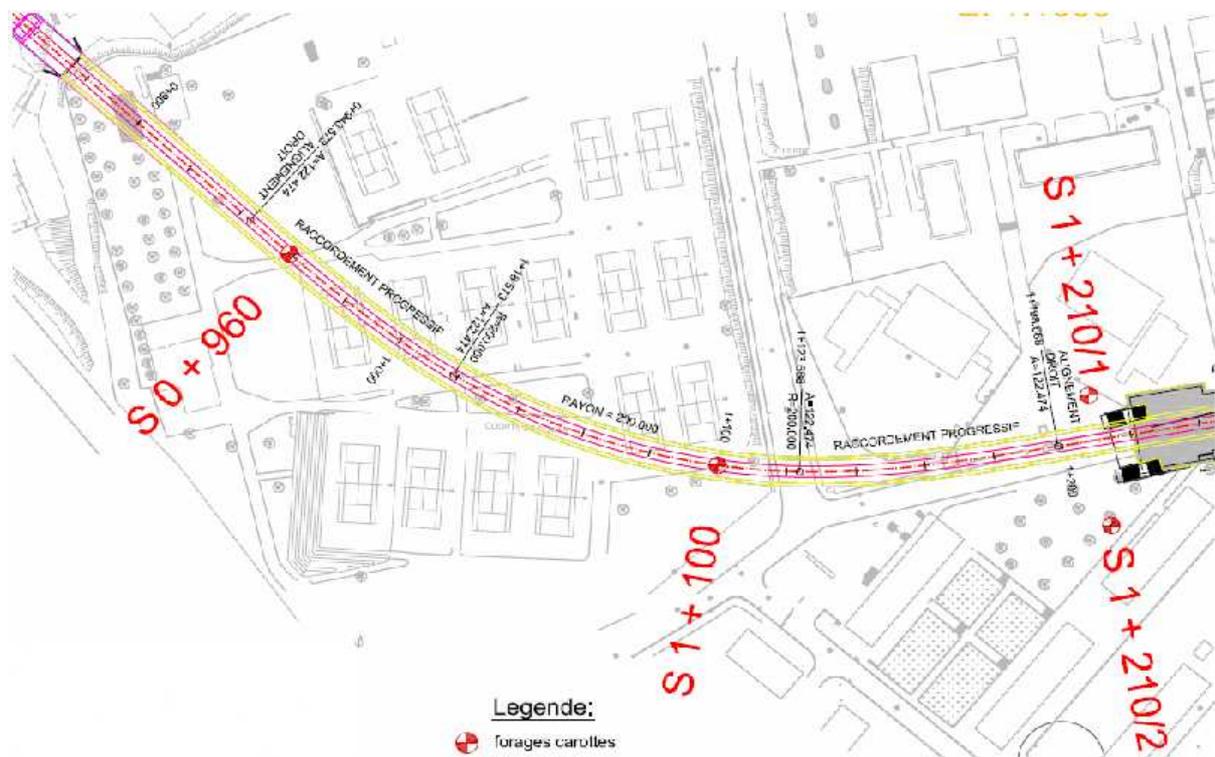


Fig. II.6. Localisation des sondages

7.1.1. Modèle de sol

Le site dans lequel sera excavé le tunnel cadre, comporte en général trois couches, une couche de remblai R_X , une couche d'argile quaternaire Q_A et une couche de sable argileux T_S .

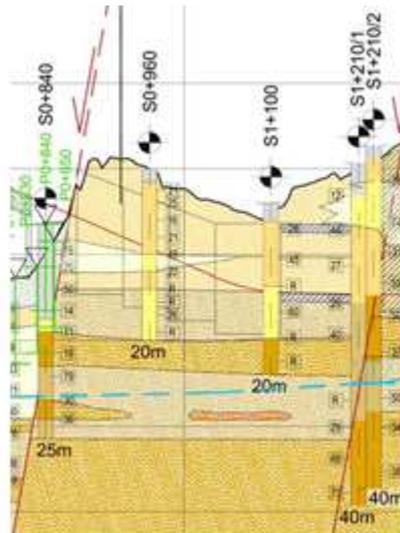


Fig. II.7. Coupe transversale des sondages.

Tableau II.1 : les différentes caractéristiques des couches de sol de chaque sondage

Tunnel Cadre				
Modèle de sous sol				
Type de sol	S 0+840	S 0+960	S 1+100	S 1+210
	[m NGA]	[m NGA]	[m NGA]	[m NGA]
Rx -Remblais	43,50 - 32,50	50,20 - 48,70	46,00 - 43,85	51,50 - 47,50
QA – argileux	32,50 - 27,00	48,70 - 36,20	43,85 - 36,35	47,50 - 30,70
TS – sableux	27,00 - 23,00	36,20 - 30,20	36,35 - 30,20	30,70 - 21,00
Niveau d'eau	-	-	-	-

7.1.2. Nappe phréatique

L'eau dans le terrain, notamment la nappe phréatique et l'eau des couches, est considérée selon les données de Müller & Hereth.

Le tunnel ne sera pas influencé par la nappe phréatique, car celle-ci est trop profonde par rapport au niveau du tunnel.

Tableau II.2 : les différents sondages effectués

ouvrage	sondage	sondage	sondage	sondage	remarque
Tunnel cadre	0+840	0+960	1+100	1+210	eau des couches
	-	-	-	-	

7.1.3. Caractéristiques géotechniques

L'étude géotechnique complète celle faite préalablement par les géologues. Tous les résultats présentés ci dessous ont été déterminés sur la base des différents essais de laboratoire effectués sur des échantillons de sol à partir des sondages carottés et comme le prélèvement d'un sol ne donne pas un échantillon intact, les échantillons seront reconstitués en laboratoire.

Tableau II.3 : caractéristiques géotechniques générales du site.

Tunnel Cadre			
Valeurs caractéristiques			
	RX	QA	TS
Poids spécifique [kN/m ³]	19	21	21
Module Es [MN/m ²]	20	40	100
Cohésion c' - c _u [kN/m ²]	0 - 5	30 - 60	15 - 25
Angle de frottement [°]	25	25	35
Perméabilité [m/s]	-	1,0 x 10 ⁻⁵	1,0 x 10 ⁻⁴
Niveau d'eau calculatoire [m NGA]	Au dessous d'ouvrage		

8. Conclusion

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

CHAPITRE III :

TECHNIQUES DE SOUTÈNEMENT

1. Introduction

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

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

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

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

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

2. Processus de choix :

2.1. Première phase :

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

- Du terrain encaissant.
- Du site et de l'environnement,
- De la géométrie.
- Du procédé de construction lui-même.

Le processus de raisonnement qui en résulte, procédant par approximations successives à chaque stade doit aboutir à :

Une appréciation du bilan économique d'ensemble de l'investissement (y compris accès, expropriations, bilan de l'utilisateur, etc.). Cette démarche, plus ou moins détaillée selon la complexité du projet étudié, aboutit à 2 ou 3 variantes techniques possibles.

2.2. Deuxième phase :

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

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

2.3. Troisième phase :

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

- conjoncture économique générale et importance du lot de travaux proposés.
- niveau technique des entreprises concurrentes (personnels spécialisés, matériels disponibles, expérience acquise...).
- insertion du délai global du chantier de tunnel dans le planning général d'exécution.
- coût de la solution et aléas correspondants.

En matière de travaux souterrains, la procédure de consultation doit conserver une certaine souplesse, la solution proposée par le maître d'œuvre étant rarement la seule possible. Il est souhaitable dans certains cas, d'autoriser les soumissionnaires à présenter des variantes d'exécution utilisant des méthodes particulières dont ils ont l'expérience ou des matériels déterminés en leur possession. Afin d'assurer une certaine homogénéité technique des différentes propositions, il est en général nécessaire pour le maître d'œuvre de limiter dans le

dossier de consultation, le champ de variation possible des caractéristiques de l'ouvrage dont certaines ont été fixées ne variant pas dès l'origine du projet pour des raisons administratives ou techniques.

En zone urbaine par exemple, le maître d'œuvre doit définir avec précision les désordres tolérables en fonction de l'environnement local, les concurrents devant justifier que chacune de leur variante apporte la même sécurité. Ceci suppose donc que les solutions possibles aient été appréhendées avec suffisamment de précision pendant les études afin de permettre au maître d'œuvre de juger de l'importance des dépenses supplémentaires que les propositions des soumissionnaires sont susceptibles de nécessiter en cours de travaux et finalement d'une façon globale de leur validité. L'étude détaillée des différentes solutions proposées (procédé d'exécution et organisation du chantier) incombe à chaque entreprise.

C'est ainsi que la qualité des offres des entreprises et finalement l'économie finale de l'ouvrage, le respect de la sécurité et des délais d'exécution sont directement fonction de la qualité des études fournies par l'administration et du délai laissé aux entreprises pour établir leur proposition.

3. Méthode de construction a ciel ouvert [1], [3]

3.1. Tranchée ouverte

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

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

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

3.2. Tranchée couverte

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

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

Les principaux profils rencontrés sont les suivants :

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

4. Soutènements de fouilles

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

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

4.1. Parois moulées dans le sol [2]

a. Description du procédé

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

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

Les phases et réalisation du mur se schématisent comme suit :

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

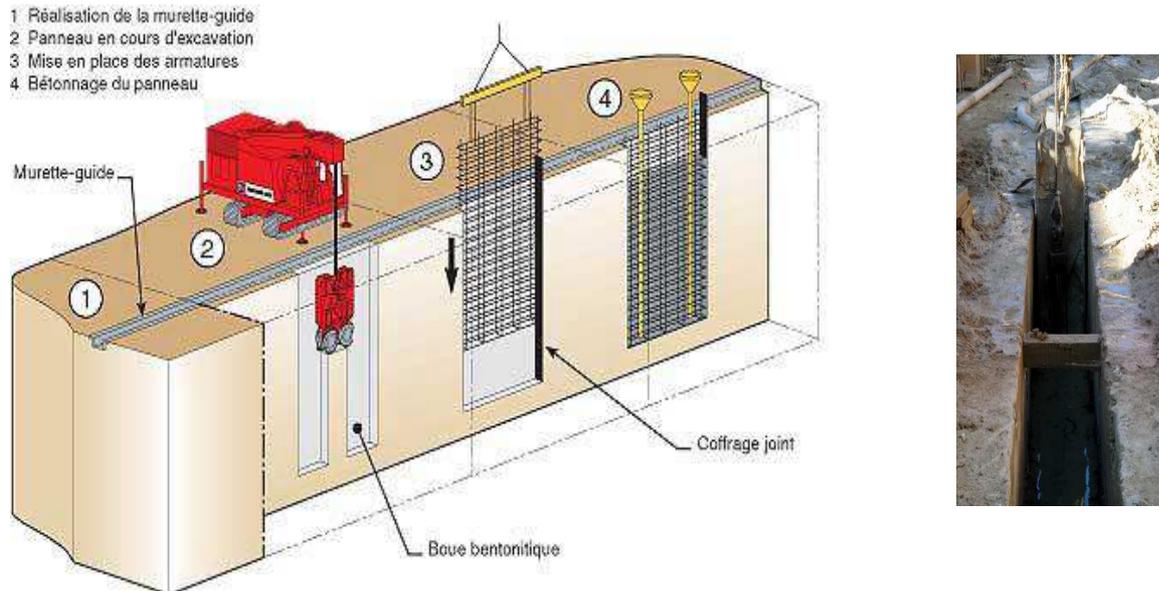


Fig. III.1. La méthode des parois moulées dans le sol

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

b. Avantages

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

c. Inconvénients

- L'encombrement du chantier gêne fortement les circulations et l'accès aux propriétés riveraines.
- L'extraction des terres enrobées de liquide et leur chargement sur camions provoquent des éclaboussures sur les passants, les voiries et les façades. Il est possible d'y remédier partiellement par l'équipement du matériel fixe au moyen de panneaux de protection, l'utilisation de camions à benne étanche ou la désignation d'une équipe de nettoyage ;
- Le système d'embrayage du treuil est la source de bruits stridents.
- Les groupes électrogènes de grande puissance, qu'il convient d'atténuer par des auvents phoniques et une assise 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).
- Le risque d'effondrement en cas de perte de bentonite par les canalisations non repérées est très présent.

4.2. Parois préfabriquées**a. Description du procédé**

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

b. Avantages

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

- ✓ contrôle de qualité de la paroi plus aisé.
- ✓ meilleure résistance du béton ce qui permet, à moment de flexion égal, d'avoir des épaisseurs moindres (une paroi préfabriquée de 0,35 m a sensiblement les mêmes performances qu'une paroi moulée de 0,60 m).
- ✓ meilleur aspect des surfaces (suppression du ragréage et du recépage).
- ✓ possibilités d'obtention d'une bonne étanchéité, avec cependant des difficultés au niveau des joints entre éléments. Quoique la paroi préfabriquée soit plus rentable que la paroi moulée, cependant on doit souligner les limitations du procédé.
- ✓ le coût élevé d'une centrale de préfabrication ne peut être amorti que par un linéaire important de parois.
- ✓ les dimensions des panneaux sont limitées par leur poids (environ 400 kN avec les matériels de levage actuel). Cela restreint les possibilités d'utilisation pour des tranchées profondes.

4.3. Parois à grande inertie

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

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

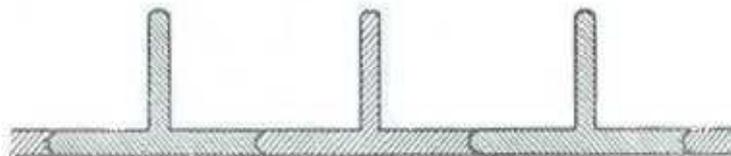


Fig. III.2. Paroi moulée a grande inertie

4.4. Rideaux de palplanches

a. Description du procédé

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

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

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

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

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



Fig. III.3. Palplanches métalliques

b. Avantages

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

c. Inconvénients

Elle a quelque inconvénients surtout opératoires (en exécution).

- nuisances sonores, plus importantes avec les techniques de battage qu'avec celles de fonçage.
- nuisances liées aux vibrations transmises par le sol, variables selon les sites. Il est recommandé de respecter une distance de 3 mètres entre le rideau à battre et les façades des immeubles.
- mise en place impossible en présence de blocs erratiques ou de rocher.
- longueur limitée (20 à 30m).
- inesthétique si elle est permanente (corrosion).

4.5. Parois berlinoises

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

Les conditions d'emploi de la méthode sont :

- ✓ pas d'eau ou peu d'eau et sol stable aux écoulements.
- ✓ terrain non bouillant.



Fig.III.4. parois berlinoises

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. On peut ainsi réaliser une paroi à caractère permanent.

4.6. Pieux sécants

a. 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.

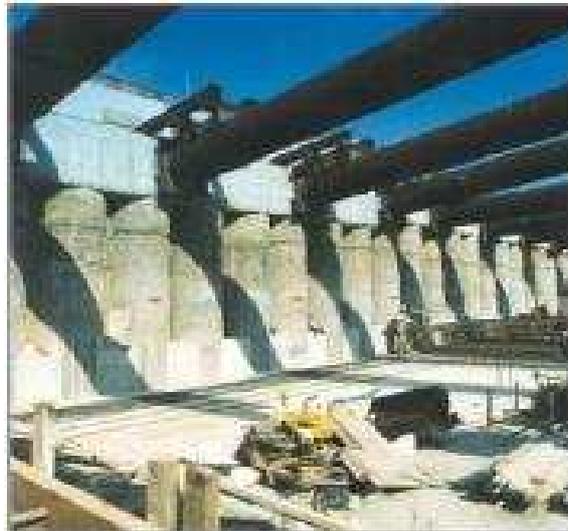


Fig.III.4 : Pieux sécants

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

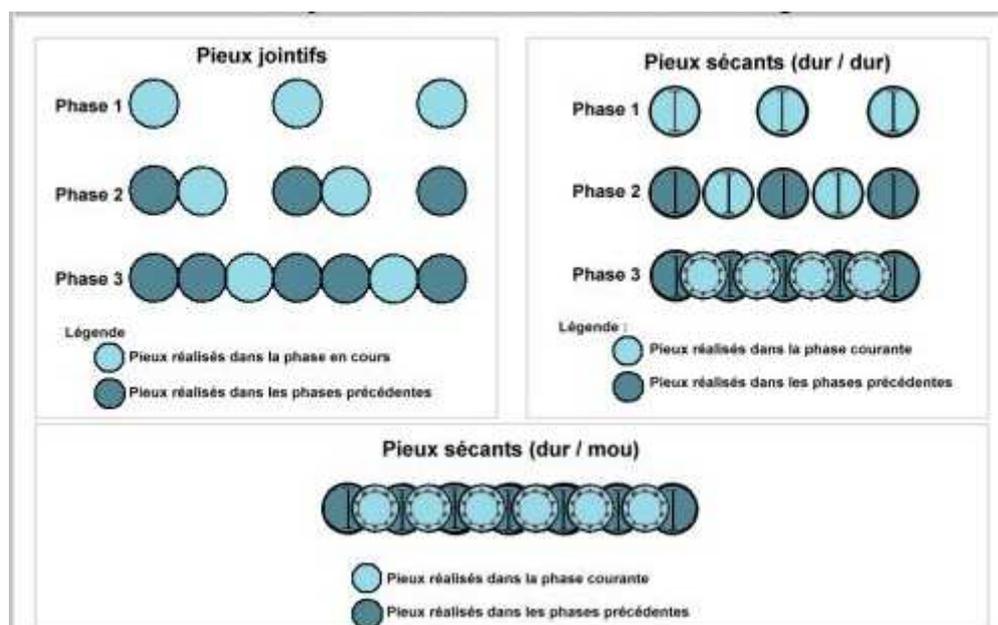


Fig.III.5 Pieux jointifs et pieux sécants - Méthodologie

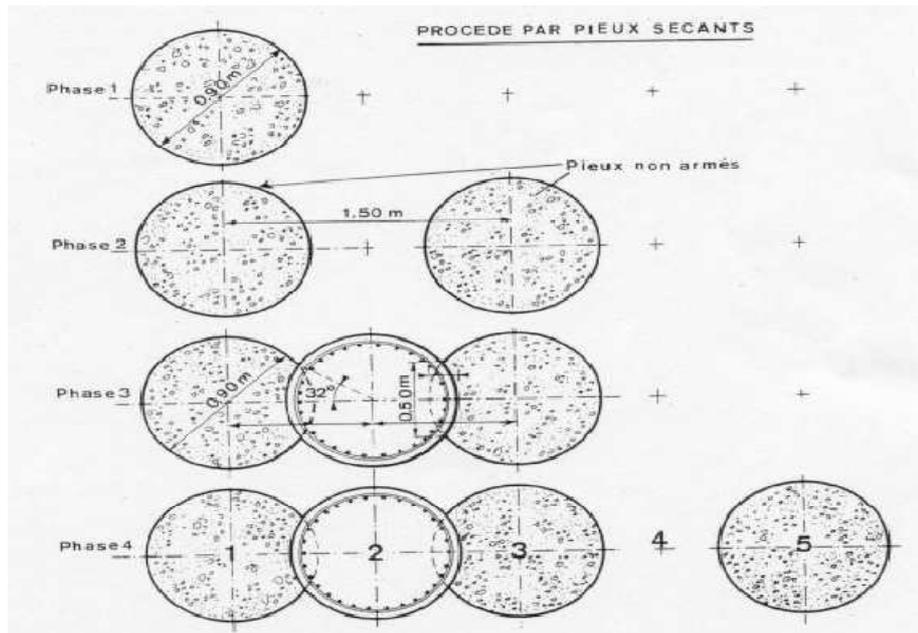


Fig.III.6 : L'agencement des pieux sécants

b. Avantages

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

c. 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.

4.7. Pieux forés

4.7.1. Définition

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

4.7.2. Description du procédé

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

a. Fabrication de la cage d'armature

Les cages d'armature seront fabriquées à l'atelier de ferrailage. Leur confection sera conforme aux dessins de projet avec les tolérances admises par les normes de référence.

b. Réalisation de la plate-forme de travail

Avant le début des activités, une plate-forme de travail horizontal sera réalisée pour soutenir tous les équipements à utiliser pour la réalisation des pieux forés ($2,5 \text{ kg/cm}^2$). La plateforme de travail sera maintenue dans des bonnes conditions pendant toute la durée des travaux pour éviter des accidents.

c. Implantation du pieu

Pour l'implantation des pieux on distinguera deux cas:

1^{er} Cas: Pieux de fondation

Pieux de paroi de soutènement de longueur 12 m

2^{ème} Cas : Pieux de paroi de soutènement de longueur $> 12 \text{ m}$

Dans le 1^{er} cas, la position de chaque pieu sera implantée (par un piquet) sur le terrain, sur la base des plans de construction. Dans le 2^{ème} cas, des murettes guides seront construites

avant la réalisation des pieux et la position longitudinale de l'axe de chaque pieu sera marquée sur les deux cotés des murettes.

d. Mise au point de la foreuse

L'équipement de forage sera placé de façon à faire coïncider l'outil de forage avec le piquet. Au cours de cette opération l'aide foreur fournira les instructions nécessaires au foreur. Une fois centrée la pointe de l'outil sur le piquet, on mettra l'antenne de guide du train des tiges télescopiques en position verticale et on descendra l'outil de forage sur le piquet.

e. Installation du tubage provisoire (éventuel)

Pour les pieux seulement si nécessaire, pour les pieux du 2^{ème} Cas, une chemise provisoire sera utilisée. La chemise provisoire sera installée à l'intérieur de la partie haute du trou réalisé à l'aide d'un outil de forage équipé par un élargisseur. La chemise sera levée et mise en place par la grue de service ou la foreuse.

f. Forage

Une fois installée la foreuse sur le point, on passera au forage du pieu jusqu'à la profondeur indiquée sur les plans d'exécution.

Les opérations de descente et de remontée de l'outil à l'intérieur du trou doivent être exécutées à une vitesse contrôlée, pour éviter des phénomènes de "pistonage" qui, dans le cas d'utilisation d'un fluide de forage (boue de bentonite ou polymérique), surtout pendant l'extraction, peuvent provoquer des éboulements locaux dans le trou de la paroi.

Dans le cas d'utilisation d'un fluide de forage, le niveau de la boue sera maintenu 1 à 2 mètres au moins au-dessus du niveau de la nappe relevée d'après les investigations géologiques complémentaires.

Pendant la phase de forage, un ingénieur géologue sera présent sur le site pour exécuter une description des terrains rencontrés et pour effectuer des prélèvements géologiques. Les

susdits prélèvements seront menés à des intervalles réguliers. Une fiche de contrôle qualité de forage sera établie pour chaque pieu.

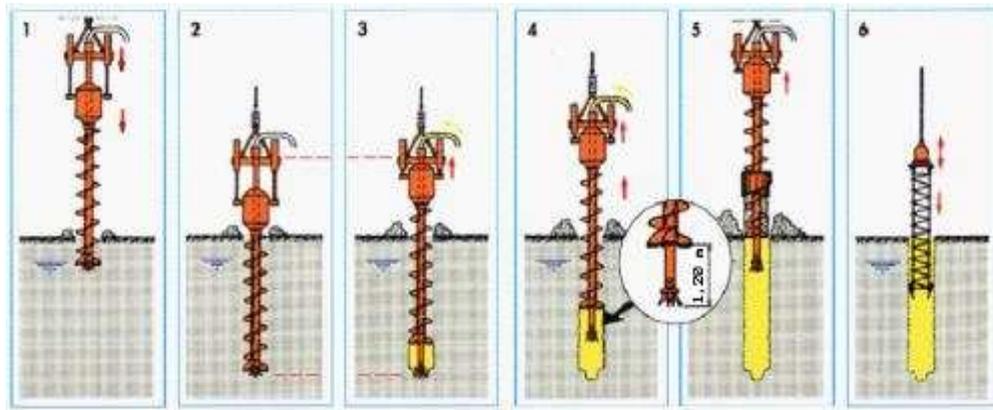


Fig. III.7. Procédés de forage des pieux

g. Nettoyage du fond

Lorsque la profondeur du pieu sera atteinte, le fond du forage sera nettoyé avec le plus grand soin.

h. Mise en place de la cage d'armature

Les cages d'armature seront transportées de la zone d'assemblage à la zone d'emploi par des camions et seront levées et introduit dans le forage par une grue de service.

i. Dessablage

Dans le cas d'utilisation d'une boue de forage, les caractéristiques physiques de la boue à 1 mètre du fond seront contrôlées après l'installation de la cage et du tube plongeur.

Le bétonnage ne pourra pas démarrer si les caractéristiques de la boue ne seront pas conformes.

j. Bétonnage

Avant le bétonnage il faudra prendre un échantillon du fond de l'excavation pour vérifier qu'il n'y a pas des matériaux d'excavation en utilisant un seau de puits.

La méthode de bétonnage prévoit l'emploi d'un tube plongeur, composé d'éléments en acier reliés entre eux au moyen des cordelettes métalliques et muni au sommet d'un entonnoir d'écoulement.

Au début du bétonnage, la colonne doit être à 25 cm environ du fond du pieu pour permettre au béton de couler librement et de remonter en déplaçant le fluide de forage éventuel qui se trouve dans le trou.

Le premier béton coulé sera séparé de la boue éventuelle qui se trouve à l'intérieur du tube plongeur avec un bouchon (même en papier) mis à l'intérieur de la tête du tube.

L'écoulement du béton doit être régulier et le tube maintenu toujours amorcé dans la masse du béton d'une profondeur entre 2 et 5 mètres, pour éviter tous risques de discontinuité du béton dans le pieu.

La profondeur effective du béton en remonté sera mesurée par une chaîne centimétrique avec un plomb à son extrémité.

k. Récupération du tubage provisoire (éventuel)

Une fois le bétonnage est terminé la récupération du tubage provisoire sera effectué à l'aide de la grue de service.

5. Conclusion

L'équipe du Metro d'Alger a opté pour la méthode de soutènement par les pieux forés vu que la nappe au-dessous (absence d'eau) et la profondeur du tracé n'est pas très grande.

CHAPITRE IV :

LES TIRANTS D'ANCRAGE

1. Généralités sur les tirants d'ancrage

1.1. Historique

Les tirants d'ancrage sont utilisés depuis fort longtemps dans le domaine des Travaux publics, leur principal emploi consiste à assurer la stabilité des murs de quais en palplanches. Initialement, ces tirants étaient constitués de simples barres en acier ancrées au terrain au moyen de plaques métalliques.

Une augmentation considérable de la force portante des tirants est atteinte par l'emploi des aciers à haute limite élastique, du type acier de précontrainte, cependant qu'étaient mis au point des procédés d'ancrage autres que les plaques métalliques : les scellements dans un trou foré par exemple.

Dans les premiers temps, ces scellements étaient effectués seulement dans les roches : c'est ainsi que la première réalisation de tirants verticaux précontraints date de 1933, en Algérie, au barrage des Cheurfas, dont le but était d'améliorer la stabilité précaire de ce barrage en ancrant sa paroi, par des tirants verticaux au rocher sous-jacent. Pour cela, trente-sept tirants précontraints de plus de 50 m de longueur totale, la plupart de 1000 t (six-cent trente fils parallèles en acier galvanisés à haute limite élastique de 5 mm de diamètre) furent scellés dans le grès sur les conseils d'André Coyne.

Depuis quelques années, la mise au point de scellements dans les terrains meubles a permis à la technique des tirants d'ancrage de trouver de nouveaux débouchés.

1.2. Définition des tirants d'ancrage

Un tirant d'ancrage est constitué d'armatures métalliques, ancrées dans le terrain à l'une de ses extrémités, soit par une injection de scellement, et fixées, à son autre extrémité, à l'ouvrage dont il sert à assurer la stabilité. On distingue les tirants passifs, qui ne sont mis en traction que sous l'action des forces de poussée s'exerçant sur l'écran, et des tirants actifs ou précontraints. Pour ces derniers, la traction des armatures provient également de la force de précontrainte obtenue en prenant appui sur l'ouvrage, et correspondant à une mise en précontrainte des dispositifs d'ancrage.

Les tirants précontraints les plus couramment employés sont du type ancré par injection de scellement (fig. IV.1). Ceux-ci sont constitués normalement d'une armature composée de câbles ou de barres en acier à haute limite élastique, un bulbe d'ancrage réalisé par injection sous pression d'un coulis ou mortier de scellement, et une tête d'ancrage où l'on applique la force de précontrainte exercée pendant la mise en tension.

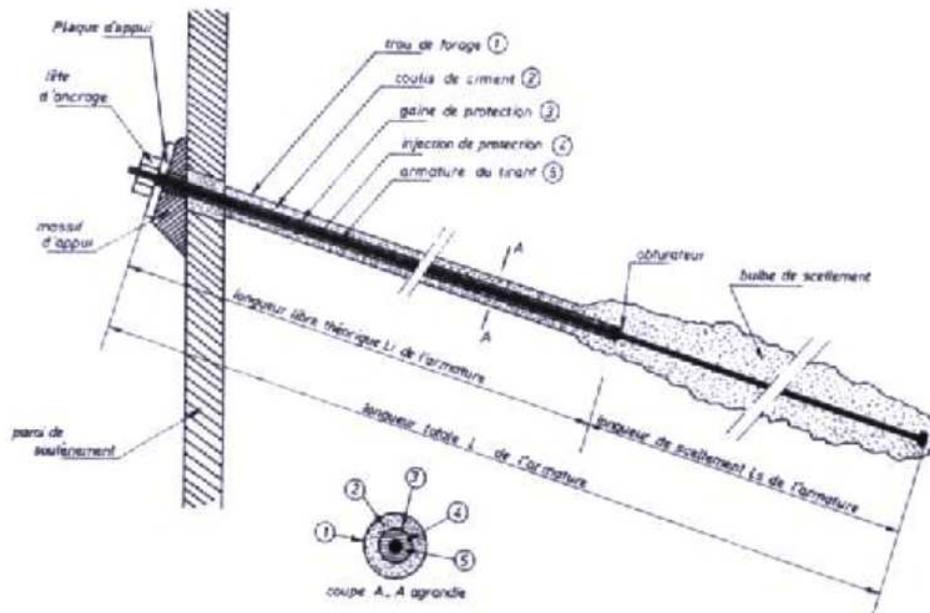


Fig. IV.1 : Schéma d'un tirant d'ancrage

Les travaux d'exécution et de mise en tension des tirants d'ancrage précontraints sont délicats, ce qui exige une main d'œuvre particulièrement qualifiée. Leur mise en œuvre intéresse des domaines aussi variés que la géologie, la mécanique des sols, la précontrainte et la corrosion de l'acier. Leur exécution nécessite la maîtrise et l'expérience des entreprises qui ne peuvent être substituées par aucune prescription technique. Des recommandations T. A. 86, ont pour but de définir les principes considérés comme acquis et d'indiquer certaines méthodes pratiques de vérification qui peuvent être adoptées par les ingénieurs chargés de l'établissement et du contrôle de projets.

Dans des terrains susceptibles de fluer, le comportement des tirants scellés reste mal connu, pour ce type de terrain, des essais préalables sont donc absolument indispensables. Des recommandations pour la définition et la conduite de ces essais préalables sont proposées par le document T.A. 86 (Tirants d'Ancrage) Cela peut être le cas pour les argiles, marnes et limons dont l'indice de plasticité est supérieur ou égale à 20.

1.3. Classification des tirants d'ancrage

Plusieurs classifications sont possibles pour les tirants d'ancrage.

1.3.1. Classification en fonction de la durée du tirant

On peut distinguer :

- les tirants provisoires, qui n'ont qu'un rôle temporaire et deviennent inutiles au-delà d'un certain degré d'avancement des travaux, car ils sont alors remplacés dans leur fonction par d'autres dispositifs. Le maintien des parois bordant les fouilles de grande profondeur est la plus courante utilisation de ce type de tirants, leur travail s'arrête une fois les palplanches sont bétonnées.
- les tirants permanents, qui continueront à assumer leur rôle pendant toute la durée de vie de l'ouvrage auquel ils sont incorporés. Dans cette catégorie, on rencontre les tirants qui ancrent les radiers en cas de sous-pressions accidentelles provoquées par les crues, ainsi que les tirants qui maintiennent les murs de soutènement.

Ce qui distingue alors ces deux catégories de tirants, ce ne sont pas les procédés d'exécution, qui sont en général les mêmes, mais les précautions contre la corrosion.

1.3.2. Classification en fonction du rôle assumé par le tirant

On peut distinguer :

- Les tirants légèrement inclinés sur l'horizontale, qui soutiennent une paroi généralement verticale (voir **fig. IV.2**), ils peuvent être provisoires ou définitifs.
- Les tirants verticaux, qui ancrent un radier, un mur de soutènement ou un barrage (voir **fig. IV.3**), et constituent souvent une solution de renforcement en cas de surélévation de ces derniers ouvrages.

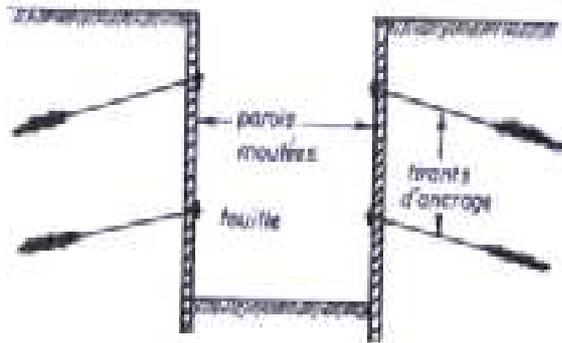


Fig. IV.2 : Tirants maintenant une paroi verticale

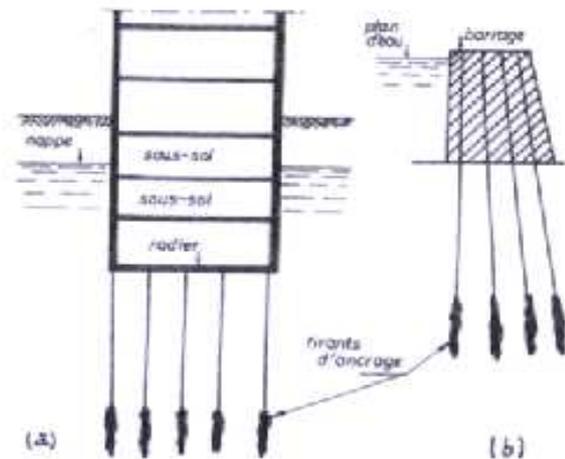


Fig. IV.3 : Tirants verticaux et quasi verticaux

Les modes de calcul de ces deux catégories de tirants ne sont pas les mêmes, ce qui explique la classification.

1.4. Importance et complexité du problème des tirants d'ancrage

Les tirants précontraints sont les plus utilisés de nos jours, ils font intervenir deux spécialités carrément différentes, les problèmes de terrain et la précontrainte de l'acier. C'est pourquoi les entreprises qui exécutent de tels tirants doivent posséder une parfaite maîtrise de ces deux spécialités, tant au niveau du bureau d'études qu'à celui du chantier. Certains travaux, tels que la mise en tension et l'injection des tirants, ne peuvent être réalisés que par un personnel expérimenté et consciencieux.

Beaucoup de problèmes relatifs aux tirants d'ancrage restent encore à élucider, notamment le comportement à terme des tirants dans les terrains susceptibles de fluer. Les dernières années ont vu se multiplier les recherches, mais nos connaissances restent fragmentaires, et il faut espérer que les maîtres d'ouvrage auront conscience de l'intérêt qu'il y a à multiplier les essais. C'est seulement à ce prix que l'on pourra avoir une meilleure approche du problème, et donc mieux concilier les impératifs de sécurité et d'économie.

2. Conception et calcul des tirants d'ancrage [4]

2.1. Introduction

Au point de vue du calcul et de la conception, on peut classer les tirants en deux grandes familles, en fonction de la structure dont ils doivent assurer la stabilité :

- les tirants associés à une paroi de soutènement : cette paroi est en général verticale ou peu inclinée par rapport à la verticale, et sa stabilité est assurée par des tirants d'ancrage obliques.
- Les tirants associés à un radier : ceux sont sensiblement verticaux.

On se limitera dans ce chapitre à exposer la conception et le calcul des tirants associés à une paroi de soutènement qui correspond au cas étudié dans notre P.F.E

2.2. Données du problème

2.2.1. Généralités

Une connaissance préliminaire des efforts appliqués sur la paroi soutenue par des tirants est nécessaire pour leur calcul.

Les efforts appliqués sur la paroi sont les poussées et les butées, telle que la poussée du massif soutenu sur la paroi est la somme de trois termes (voir **fig. IV.4**) :

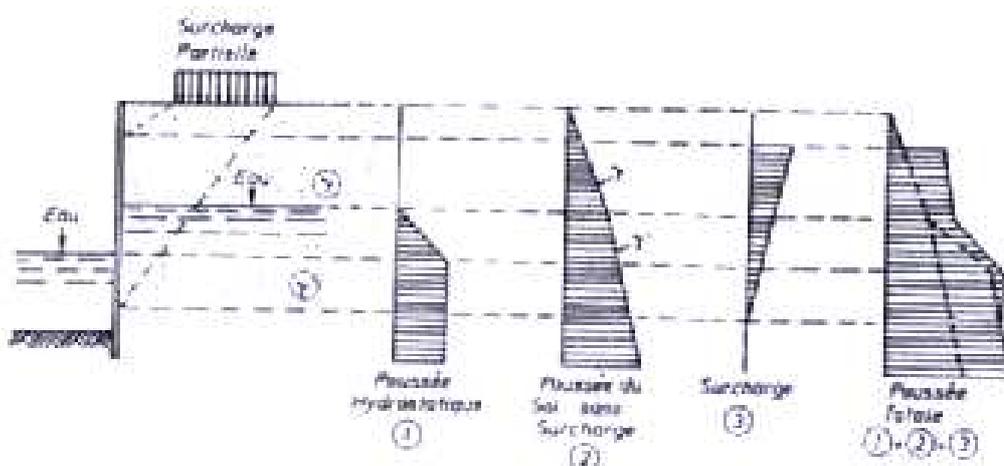


Fig.IV.4 : Poussées sur une paroi

- La poussée hydrostatique, qui est engendrée par la différence des niveaux de la nappe entre les deux faces de la paroi ;
- La poussée du terrain constituant le massif, qui est calculée en contraintes effectives sauf pour le cas des zones baignées par la nappe où elle sera calculée en masse volumique γ' du sol immergé ;
- La poussée des surcharges.

2.2.2. Poussée sur le soutènement

En général, les soutènements classiques sont suffisamment déformables pour permettre le calcul de la poussée du sol au moyen des coefficients de poussée classiques, en adoptant une inclinaison δ de l'ordre de $2\phi/3$ (fig. III.5), ces coefficients figurent particulièrement dans un certain nombre d'ouvrages. A défaut, on peut sans erreur importante, adopter le coefficient de Coulomb-Rankine :

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

Les recommandations préconisaient d'utiliser pour les parois moulées les diagrammes de poussées déterminés par les expériences de Terzaghi, Peck et Tschebotarioff pour les blindages des fouilles. Jugée sans inconvénients, les recommandations T.A. 77 indiquent l'utilisation des diagrammes triangulaires classiques.

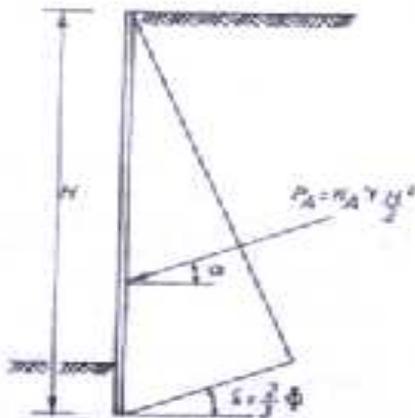


Fig.IV.5 : Diagramme de poussée d'un sol homogène non surchargé et non immergé

Concernant la poussée hydrostatique, elle se calcule sans difficulté par les méthodes classiques.

2.2.3. Choix du nombre de tirant

Les expériences des entreprises dans les terrains permettent de déterminer la capacité du tirant qui peut être de 100 t. La connaissance du diagramme des poussées sur paroi permet donc de choisir l'espacement des tirants en fonction de la capacité prévue :

- Dans le cas d'une seule nappe d'ancrage, la distance horizontale entre deux tirants successifs,
- Dans le cas de deux ou plusieurs nappes, l'espacement de chaque nappe ainsi que la distance entre deux tirants consécutifs d'une même nappe.

2.3. Détermination de la résistance propre du tirant

Quoique certaines méthodes aient été proposées pour le calcul du scellement du tirant dans les terrains pulvérulents, la résistance propre du tirant se détermine empiriquement dans la quasi-totalité des cas :

- Soit par des essais préalables, obligatoires dans les terrains susceptibles de fluer.
- Soit par l'expérience qu'a acquise l'entreprise dans les terrains de même nature.

A titre indicatif, un ancrage dans des sables et graviers permet la réalisation des tirants d'une capacité, en général, comprise entre 100 et 200 t ; par contre le scellement au rocher permet des capacités supérieures (en Algérie : 600 t au barrage des Zarzédas, tirants réalisés de 1971 à 1973, et 1000 t au barrage des Cherfas, de 1933 à 1935, par Solétanche.); réciproquement, le scellement dans l'argile ne permet que de faibles capacités (20 à 30 t) qui doivent de plus être confirmées par des essais préalables.

2.4. Calcul et vérification de la stabilité d'ensemble de la paroi ancrée du tirant et de son massif d'ancrage

2.4.1. Principe général

Pour assurer la stabilité d'un soutènement, il faut vérifier l'équilibre séparé de chacun des éléments constitutifs de celui-ci, c'est-à-dire l'équilibre :

- De la paroi ancrée ;
- Du tirant, et plus spécialement de son scellement ;
- Du massif M contenant les ancrages, tracé de la façon la plus défavorable possible.

La figure III.6 schématise les divers types de rupture contre lesquels les calculs visent à prémunir :

a : glissement généralisé dû à une butée de pied insuffisante ;

b : renversement par rupture de l'ancrage (rupture de l'armature du tirant ou de son scellement)

c : renversement par entraînement du massif d'ancrage.

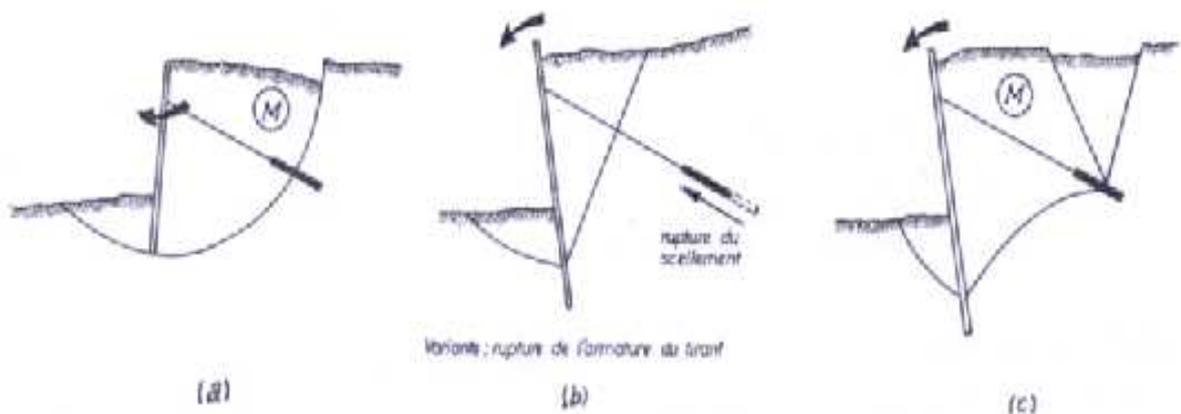


Fig.IV.6 : Types de ruptures théoriques

Dans ce qui suit, on suppose que la stabilité vis-à-vis de la rupture du type de la fig.III.6 (b) est acquise, parce que des essais préalables, ou une expérience antérieure, garantissent la traction de rupture des tirants (ou traction limite).

2.4.2. Vérification de la stabilité de la paroi

Après avoir établi les diagrammes classiques de poussée et butée, il y a lieu de déterminer le point 0 de poussée nulle et le point b d'effort tranchant nul qui est appelé aussi le point de base de la structure. (Fig.IV.7)

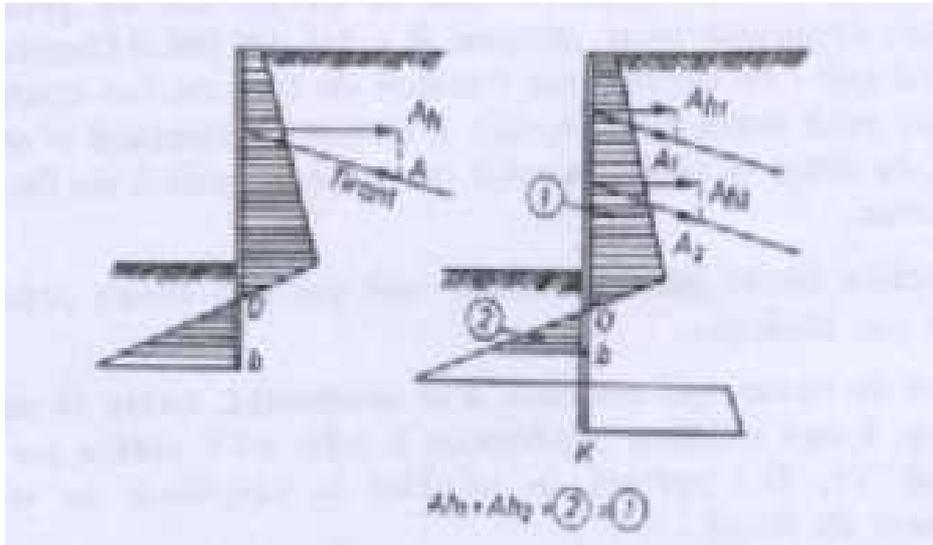


Fig. IV.7 : Equilibre des composantes horizontales des poussées et butées.

Dans le cas d'une seule nappe de tirants, le point b doit impérativement se trouver au dessus du pied K de la paroi.

Avec la notation de la figure III.7, l'équilibre des composantes horizontales des poussées et butées sollicitant la paroi s'écrit :

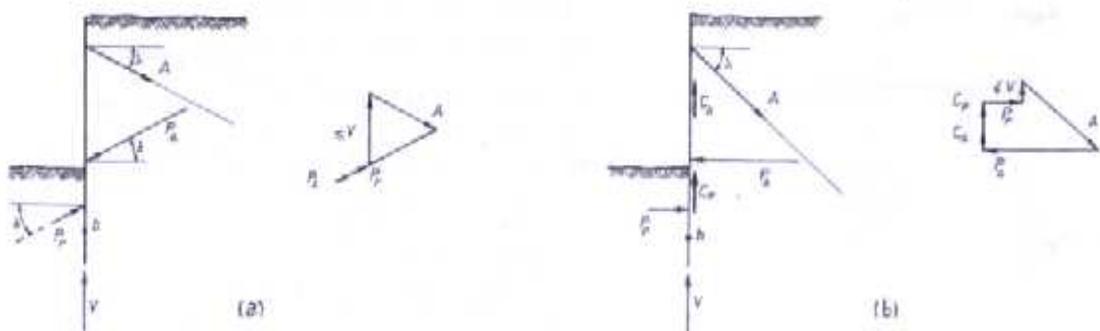
$$\sum A_{hi} + ② = ①$$

A_{hi} étant la projection horizontale de l'effort de traction A_i supporté par le tirant de la nappe i.

Une grande inclinaison des tirants sur l'horizontale, engendre une importante composante verticale A_v de l'effort de traction du tirant qui augmente notablement la charge verticale de la paroi, pouvant éventuellement provoquer le poinçonnement du sol ; il y a lieu d'équilibrer celle-ci par la composante verticale de la butée et la résistance de point. Il est nécessaire de tracer les polygones des forces (fig. IV.8).

Dans le cas de terrains pulvérulents, les forces en présence sont : la poussée P_A , la butée P_p au-dessus du point b, l'effort de traction A dans le tirant ; il faut s'assurer que la force verticale nécessaire à la fermeture du polygone est inférieure à la résistance de pointe V de la paroi (**fig.IV.8 a**).

Pour les terrains cohérents, on doit vérifier que la somme des adhérences sur la paroi de part et d'autre du point b (fig.III.8 b), $C_A + A_P$ et de la réaction de pointe V est supérieure à la composante verticale de la traction des tirants nécessaire à la fermeture du polygone.



a) Cas des sols pulvérulents

b) Cas des sols cohérents

Fig.IV.8: Composante verticale de la traction du tirant.

2.4.3. Vérification de l'équilibre du tirant

L'accrochage des tirants au sol s'effectue au moyen de deux procédés :

- Utilisant les coulis ou mortiers de scellement ;
- N'utilisant ni les coulis ni les mortiers de scellement (pieux, plaques, sabots pivotants, etc.)

L'étude d'un projet comportant des tirants scellés au terrain par injection exige la détermination de la longueur de scellement L_S , nécessaire pour transmettre au sol l'effort de traction A . C'est ainsi que l'on définit une traction de rupture qui peut correspondre soit à l'effort instantané d'arrachement du tirant lors de sa mise en tension, soit à un fluage à long terme. Cette traction limite est déterminée soit par des essais préalables, soit par analogie.

Dans un site fixé et pour une géométrie donnée, un tirant se trouve ainsi caractérisé notamment par sa traction d'arrachement T et, éventuellement, par sa traction de fluage T_f dans le cas de terrain susceptible de fluer.

La sécurité vis-à-vis des risques d'arrachement des tirants est vérifiée si la traction de service A répond aux deux conditions :

$$A \leq 2T / 3 \quad \text{et} \quad A \leq 0.9 T_f$$

2.4.4. Vérification de la stabilité du massif contenant les ancrages

2.4.4.1. Cas d'un massif homogène associé à une nappe d'ancrages unique

La méthode de vérification proposée dans les recommandations T.A de l'édition 1972, est celle de Ranke et Ostermayer, est basée sur la rupture par renversement (fig.IV.6 c), Cette méthode consiste à remplacer la surface de rupture classique, assimilée par un cercle (fig.IV.9), par une surface composite voisine (fig.III.10), comportant :

- Un prisme de rupture en poussée cde en arrière des ancrages, la poussée de ce prisme sur le plan vertical, dit plan d'ancrage fictif, est égal à P_a .
- Un prisme de rupture en butée bgh , dont la réaction dans le plan vertical est égale à P_p .
- Un plan de raccordement bc , dit plan de glissement fictif.

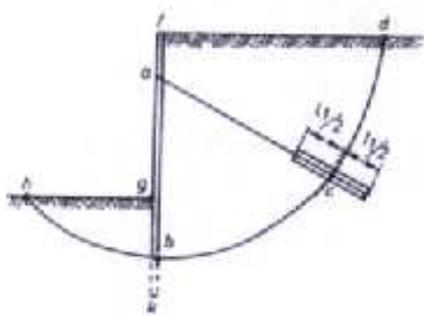


Fig.IV.9 : Rupture <circulaire> classique

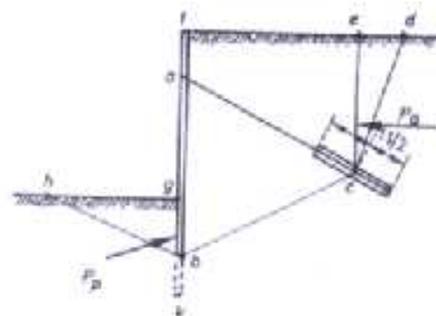


Fig.IV.10 : Rupture supposée (Kranz)

Le point b , est le point d'effort tranchant nul dans l'écran. Le point c est situé sur l'axe du tirant, si B est la distance entre deux tirants successifs de la nappe, et L_1 est la longueur du scellement, le point c est situé à une distance de l'extrémité du tirant égale à :

- $L_1 / 2$ si $B \leq L_1 / 2$.
- B si $B \geq L_1 / 2$

Dans la pratique, on ramène l'étude de l'ensemble massif-écran-ancrage à celle du massif de sol M , de contour $bcef$ sur lequel outre que le poids W , s'exercent les efforts P_a de poussée et P_p de butée, la réaction A de l'ancrage sur le massif, ainsi que la réaction $-P_A$ de la paroi sur ce même massif (Fig.IV.11).

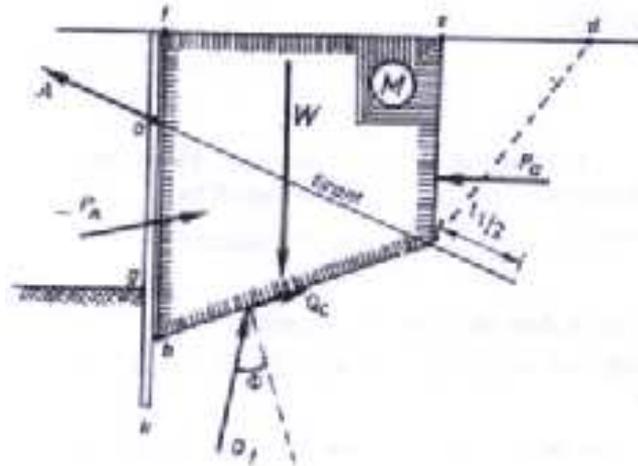


Fig.IV.11 : Massif de sol $bcef$

D'après cette méthode, l'équilibre s'obtient en traçant le dynamique des forces (fig.IV.12). On obtient ainsi la réaction maximale Q_f de frottement sur le plan cd , et de même l'effort A' d'ancrage maximal disponible en tenant compte, éventuellement, de la cohésion C le long du plan bc .

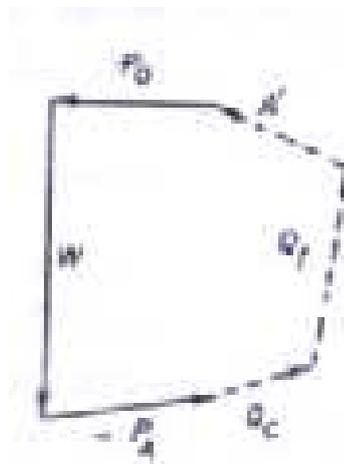


Fig.IV.12 : Dynamique des forces

La réaction maximale de la cohésion est ainsi $Q_c = C \cdot 3(bc)$.

L'équilibre est assuré si : $A' < 1.5 A$.

Cette méthode a suscité un certain nombre de critiques, les deux principales étant qu'elle ne semble pas représenter tous les cas possibles et que, d'autre part, le plan de rupture bc ne paraît pas correspondre à la réalité.

C'est pourquoi, M. Cambefort a proposé de remplacer le massif de (fig.IV.11) par un autre (fig.IV.13), limité :

- à l'avant, par la paroi (plan fb) ;
- à l'arrière, par le plan d'ancrage fictif ec , avec, la position du point c est la même que dans la méthode précédente ;
- à la partie inférieure, par un arc de cercle bc coupant la paroi en b avec un angle égal à $\pi / 4 - \varphi / 2$.

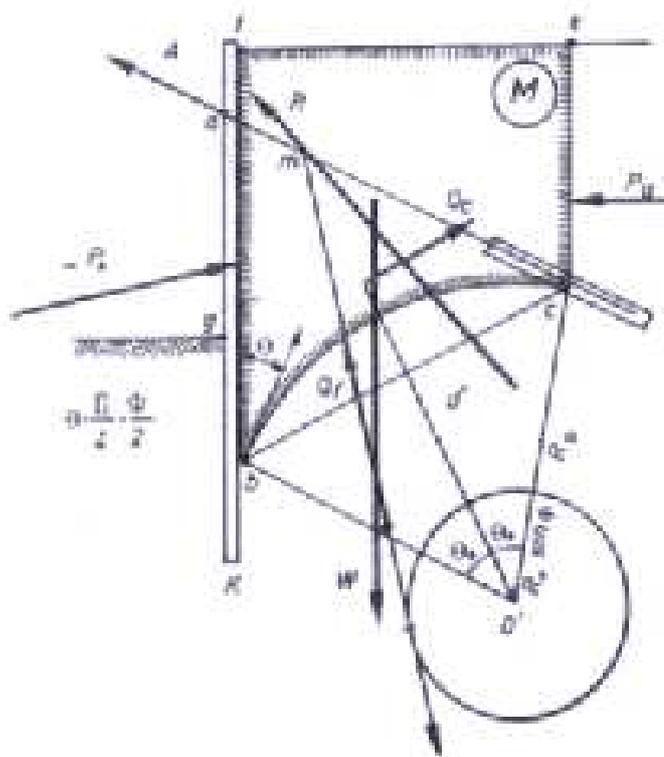


Fig.IV.13 : Massif de sol $bcef$ proposé par M. Cambefort

Dans cette méthode, l'approximation consiste donc à remplacer la véritable courbe de rupture, qui est une spirale logarithmique, par un cercle et non par une droite.

On trace ainsi la dynamique des forces (**Fig.IV.14**) à partir des efforts connus, évalués en contraintes effectives, et qui sont :

- le poids W du massif, tenant compte, éventuellement, de la pression verticale de courant ;
- la réaction $-P_A$ de la paroi qui est égale et opposée à la poussée active des sols et sur la hauteur bf de la paroi, cette réaction ne doit pas comprendre la poussée hydrostatique éventuelle : celle-ci bien que force active dans l'étude de la paroi supposée isolée, n'est pas une force stabilisatrice du massif M ;
- la poussée P_a sur le plan d'ancrage fictif ec , qui est perpendiculaire à ec ;
- l'effort d'ancrage maximal disponible A' ;
- la résultante des réactions sur la surface de rupture bc :

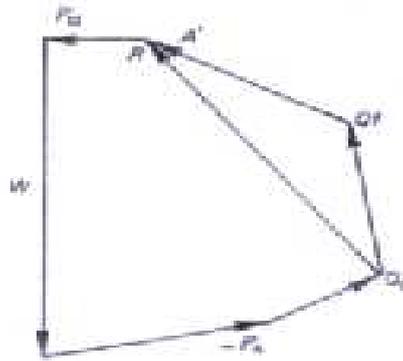


Fig.IV.14 : Dynamique des forces du massif de M. Cambefort.

- le terme de cohésion Q_c , d'intensité $2cR_0 \sin \theta_0$, parallèle à bc et situé à une distance $D' = R_0 \theta_0 / \sin \theta_0$ du centre O' du cercle ;
- le terme de frottement Q_f , tangente au cercle de rayon $R_0 \sin \omega$.

Le dynamique se trace en construisant d'abord la résultante R des quatre forces P_a , W , $-P_A$ et Q_c , cette résultante coupe l'axe du tirant au point m , par lequel on mène la tangente au cercle de rayon $R_0 \sin \omega$. Cette tangente donne la direction de Q_f . Le report au dynamique permet de déterminer les intensités de Q_f et de A' .

L'équilibre est supposé assuré si : $A' \geq 1.5 A$.

C'est ce mode de calcul qui est retenu dans les « recommandations T.A. 95 ».

3. Calcul de la longueur de scellement

Les méthodes utilisées aujourd'hui pour déterminer, cette longueur contiennent certains développements empiriques, mais d'autres plus élaborés.

On détermine, généralement la longueur L_s à partir de la formule proposée pour la traction limite du tirant :

$$T_L = \pi \cdot D_s \cdot L_s \cdot q_s$$

Où :

T_L est la traction limite

D_s est le diamètre moyen du bulbe de scellement

q_s est le frottement latéral limite.

Avec :

D_s dépend du diamètre de forage D_d , de la nature du sol et de la technique de réalisation du scellement.

$$D_s = \alpha \cdot D_d$$

Avec différentes valeurs de α qui dépendent de la technique d'injection et des quantités de coulis V_i à injecter qui doivent être supérieures à V_s , volume probable du bulbe de scellement (le coulis est constitué de ciment pur avec un dosage C/E compris entre 1.7 et 2.4). Sur la figure. IV.15 qui donne les valeurs de α , IRS désigne une injection répétitive et sélective sous haute pression, réalisée à partir d'un tube à manchettes par passes successives et phases répétées. L'injection globale I.G.U consiste à passer (sous faible pression) le coulis en une seule fois à partir d'un obturateur installé en partie haute de la future zone de scellement. En IRS, on note, sur le tableau, que p_i la pression d'injection est supérieure à la pression limite du sol p_{ts} mesurée au pressiomètre (type Ménard). Une faible pression d'injection est au moins égale à $0.5MPa$, elle est inférieure à la moitié de la pression limite au sol p_{ts} .

Tableau IV.1 : Les valeurs du coefficient α

Sols	Coefficient « α »		Conditions indicatives d'application	
	IRS (en principe $p_i \geq p_e$)	IGU (en principe $p_i < p_e$)	Quantité usuelle de coulis à injecter V_i	Dosage coulis C/E
<i>Graves</i>	1,8	1,3 à 1,4	1,5 V_s	1,7 à 2,4
<i>Graves sableuses</i>	1,6 à 1,8	1,2 à 1,4	1,5 V_s	
<i>Sables graveleux</i>	1,5 à 1,6	1,2 à 1,3	1,5 V_s	
<i>Sables grossiers</i>	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s	
<i>Sables moyens</i>	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s	
<i>Sables fins</i>	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s	
<i>Sables limoneux</i>	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 à 2 V_s pour IRS – 1,5 V_s pour IGU	
<i>Limons</i>	1,4 à 1,6	1,1 à 1,2	2 V_s pour IRS – 1,5 pour IGU	1,7 à 2,4
<i>Argiles</i>	1,8 à 2	1,2	2,5 à 3 V_s pour IRS – 1,5 à 2 V_s pour IGU	
<i>Marnes</i>	1,8	1,1 à 1,2	1,5 à 2 V_s pour couche compacte	1,7 à 2,4
<i>Marno-calcaires</i>	1,8	1,1 à 1,2	2 à 6 V_s ou plus, si couche fracturée	
<i>Craie altérée ou fragmentée</i>	1,8	1,1 à 1,2	1,1 à 1,5 V_s si couche finement fissurée	
<i>Rocher altéré ou fragmenté</i>	1,2	1,1	2 V_s ou plus, si couche fracturée	1,7 à 2,4

avec : IRS : Injection Répétitive et Sélective sous pression élevée
 IGU : Injection Globale et Unique sous faible pression
 p_i : Pression d'injection en tête de forage. V_s : Volume du buibe de scellement associé à D_s .

Les valeurs q_s ont été évaluées selon le système proposé par M. Bustamante, en introduisant dans les abaques (voir ANNEXE II) les valeurs NSPT caractéristiques des différentes unités géologiques.

4. Processus d'exécution des tirants d'ancrage [5]

La réalisation d'un tirant d'ancrage peut être résumée comme suit:

4.1. Assemblage du tirant

Les tirants d'ancrages seront assemblés dans une zone déterminée à l'intérieur ou à l'extérieur du chantier et seront livrés au lieu d'emploi prêt pour l'installation. La configuration de chaque tirant d'ancrage sera conforme au dessin approuvé par le bureau d'étude.

4.2. Plateforme de travail

Pour chaque niveau d'ancrage prévu dans le plan de phasage, une plate-forme de travail sera réalisée pour soutenir tous les équipements à utiliser pour la réalisation des tirants d'ancrage. La plateforme de travail sera maintenue dans des bonnes conditions pendant toute la période de travail pour éviter des accidents pendant la phase de forage, installation et injection du tirant.

4.3. Traçage

La position de chaque tirant d'ancrage sera implantée sur le site par le Service Topographie.

La foreuse sera déplacée pour être centrée et positionnée sur le point de forage et l'antenne de guide des tiges seront alignée au moyen d'un niveau à bulle graduée selon l'inclinaison prévue.

4.4. Forage

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 le plus durs ou en présence de blocks, le forage sera exécuté au marteau fond de trou avec ou sans tubage à l'avancement. Dans ce cas, le fluide de forage sera de l'air comprimé produit par un compresseur.

4.5. Mise en place et injection du tirant

Après le nettoyage du forage, le tirant sera introduit manuellement avec le maximum de soin et d'attention. Les torons seront laissés au dehors pour une longueur de 1 m environ, d'une façon à permettre l'opération suivante de mise en tension. Après l'installation du tirant, le coulis de ciment sera injecté à partir du fond à travers le tube d'injection en PVC.

L'injection sera terminée lorsque le coulis qui ressort du forage aura les mêmes caractéristiques du coulis produit à l'unité de malaxage. Cette opération assurera un parfait scellement du tirant dans le terrain.

Si le forage doit être effectué sous la nappe, on pourra utiliser une méthodologie de forage particulière s'il y a des risques tangibles de provoquer le tassement des structures voisines.

4.6. Nettoyage et mise en place de la plaque

Un ou deux jours après l'injection, la partie des torons laissés au dehors sera dépourvu de la gaine en plastique et bien nettoyé de la graisse.

Par la suite, la plaque de distribution de la charge sera enfilée dans les torons et le tirant sera donc prêt pour la mise en tension ou l'essai de charge

4.7. Essai de réception et blocage définitif

Chaque tirant d'ancrage sera vérifié avant la mise en tension et blocage définitif, voir **Annexe II**.

5. Conclusion

Les tirants d'ancrage ont des avantages sur les boutons, ils permettent de réaliser plus facilement et plus rapidement les ouvrages à ciel ouvert.

CHAPITRE V :

MONITORING ET SUIVI TOPOGRAPHIQUE

1. Introduction [6]

En site urbain, la réalisation de travaux souterrains tels que l'excavation, le forage des pieux, la mise en place de tirants d'ancrage engendre des vibrations dans la zone d'influence rattachée à l'endroit des travaux.

Ces vibrations peuvent porter préjudice aux constructions, situées dans la zone d'influence (bâtiments, réservoir, conduites...). Pour cela un programme de monitoring et de suivi topographique définissant des critères d'alerte et d'alarme est obligatoire pour éviter les dommages probables tels que : fissuration, tassement, différentiels, inclinaison des bâtiments....etc.

Le programme de monitoring et suivi topographique est prévu pour chaque section du projet Métro d'Alger 2^{ème} phase lot 1 Extension Hai El Badr- El Harrach

Pour débiter les travaux, il est nécessaire que :

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

Le programme de monitoring et suivi topographique comprennent :

- Suivi du tassement en surface tout le long du tracé par mesures topographiques.
- Suivi de la convergence, divergence et tassement dans le tunnel, caverne et rameau par mesures topographiques.
- Suivi de la déformation aux ouvrages ouverts par mesures topographiques.
- Suivi de la force effective des tirants d'ancrage dans les ouvrages ouverts par des cellules de pression.
- Suivi des déformations sur les immeubles tout le long du tracé et surtout dans la zone d'influence.
- Suivi piézométrique du changement de la nappe phréatique.
- Suivi inclinométrique, pour vérifier la déformation du sous sol.

- Suivi de fissuration, pour vérifier l'évolution des fissures existantes, ou apparues après exécution des travaux, sur les constructions situées dans la zone d'influence.
- Suivi des vibrations dans les bâtiments dans la zone d'influence, concernée par les travaux exécutés.

2. Définition des critères d'alertes et d'alarmes pour monitoring et suivi topographique sur chantier

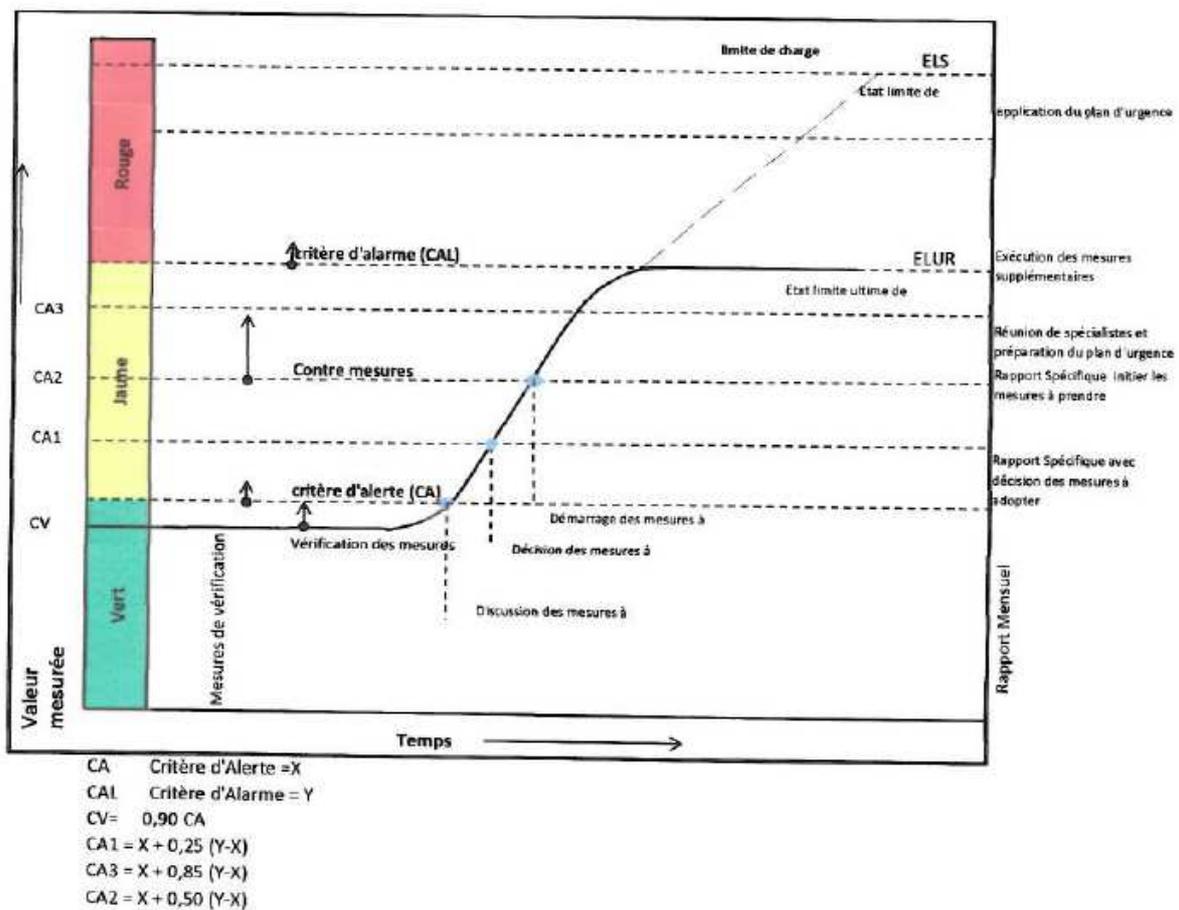


Fig. V.1. Les critères d'alertes et d'alarmes

La figure V.1 ci-dessus illustre les limites des niveaux d'alertes et d'alarmes ainsi que l'action à entreprendre et les documents nécessaires pour chaque niveau d'alerte ou d'alarme.

Sur les plans de contrôle géotechnique, spécifique à chaque ouvrage, l'ensemble des mesures d'instrumentation (Tassement de surface, convergences monitoring des immeubles...) seront représentées, ainsi que les valeurs pour définir l'alerte et l'alarme.

Un stock de matériel et matériau (pack de sécurité), sera mis à disposition sur chaque chantier afin d'agir rapidement lors d'anomalie ou dépassement de critère d'alerte.

En vue des anomalies ou déformations selon le type d'ouvrages des risques sont à prévoir, et pour notre cas qui est le tunnel à ciel ouvert, les risques et leurs mesures sont représentés dans le tableau 1 ci-dessous :

Tableau V.1 : évaluation des risques selon le type d'ouvrage

Type d'ouvrage	Risques	Mesures
Tunnel à ciel ouvert, ouvrage à ciel ouvert, stations,	<ul style="list-style-type: none"> - Surcharge de la force du tirant d'ancrage - Détendre la force du tirant d'ancrage - Fissure ou cassure des conduites - Dommages du réseau SNTF - Dommages dans l'infrastructure tel que le réseau routier - Surcharge de la rigidité à la flexion du soutènement mis en place ; - Surcharge de la charge utile du soutènement installé ; - Réduction du profil définitif ; Instabilité globale ; - Dommages architectonique et structurelle dans les 	<ul style="list-style-type: none"> * Mise en place de raidisseur (HEB ou équivalent) * remblayer par section pour avoir un contre poids * Réduire la cadence des travaux * Mise en place de tirants d'ancrages supplémentaires qui seront prévue dans le pack de sécurité mis à disposition sur chantier.

	immeubles qui sont dans la zone d'influence - Augmentation du tassement en surface/ tassement des immeubles, le déplacement horizontal provoque un tassement vertical -Déformation du soutènement	
--	---	--

Lorsqu'on atteint un niveau d'alerte ou d'alarme, des mesures sont à prendre pour les différentes instrumentations. Ces mesures sont résumées dans le **tableau V.2** ci-dessous

Tableau V.2 : Mesures à adopter pour différentes instrumentations lorsqu'on atteint un niveau d'alerte ou alarme

	critère d'alarme	<ul style="list-style-type: none"> * Application du plan d'urgence * arrêt des travaux
CAL		
	Démarrage de l'application des mesures	<ul style="list-style-type: none"> * Exécution des mesures supplémentaires * Réunion de spécialiste - proposition des mesures supplémentaires et préparation du plan d'urgence Voir Tableaux Correspondant à chaque type d'ouvrage
CA3		
	décision des mesures à adopter	<ul style="list-style-type: none"> * Mise en application des mesures (voir Tableaux Correspondant à chaque type d'ouvrage) * Préparation des mesures à adopter
CA2		
	critère d'alerte	<ul style="list-style-type: none"> * prendre les décisions pour les mesures * Discussion des mesures à adopter avec tous le personnel responsable entrepreneur/MOE/MOD/Concessionnaire) * Informer le personnel responsable (Entrepreneur, MOE/MOD/Concessionnaire) * Augmentation de la cadence des lectures ; * Sécurisation des sections concernées – pour éviter une surcharge cause par des grues mobile, engin etc. ; * Recherche des causes ;
CA1		
		<ul style="list-style-type: none"> * Vérification des résultats des différentes lectures ;
CA		
		<ul style="list-style-type: none"> * Un stock de matériel, et matériau sera mis en place au chantier afin d'agir rapidement lors d'anomalie ou dépassement de critère d'alerte et d'alarme * lecture d'instrumentation de monitoring selon la fréquence prévu ;
CV		

3. Processus d'exécution du monitoring et suivi topographique

3.1. Suivi topographique du tassement en surface

Le suivi topographique du tassement en surface consiste à vérifier les tassements y compris la zone où le réseau concessionnaire est existant.

Le tassement en surface sur le long du tracé du tunnel et dans l'environnement des stations et des ouvrages à ciel ouvert est déterminé avec des repères de nivellement et/ou des tiges de mesure conventionnelles.

Les tiges de mesure sont constituées de clous topographiques en acier conventionnel. Le suivi topographique des tassements en surface est réalisé par l'utilisation d'un niveau à lecture digitale (LEICA DNA 03) ou un niveau automatique (LEICA NA 728) (voir Annexe III). La coordonnée déterminée pour le tassement vertical est le Z.

3.1.1. Implantation de points de mesure

Les points de mesure de tassement dans l'environnement des stations et des ouvrages à ciel ouvert sont installés parallèlement aux axes des fouilles.

La distance entre le premier point de tassement et l'ouvrage est fixée à 5 m. La distance entre le deuxième point et l'ouvrage est fixée à une distance < 15 m selon la zone d'influence et l'angle calculé (Voir **Figure V.1**). La distance entre les profils des points de tassement est fixée à une distance ≤ 25 m.

Les points de mesure sur le long du tracé du tunnel en mine sont implantés en groupe de 3 à 5 points. Un placé dans l'axe du tunnel et les deux autres à 5m et deux autres à une distance < 15 m de part et d'autre de l'axe du tunnel selon l'angle (voir Figure 1). La distance maximale entre les profils est fixée à 25 m.

Dans le cas d'obstacle en surface, empêchant l'installation précise de l'équipement de mesure, tel que immeuble ou autres infrastructures, cette disposition est aménagée en conséquence et au cas par cas.

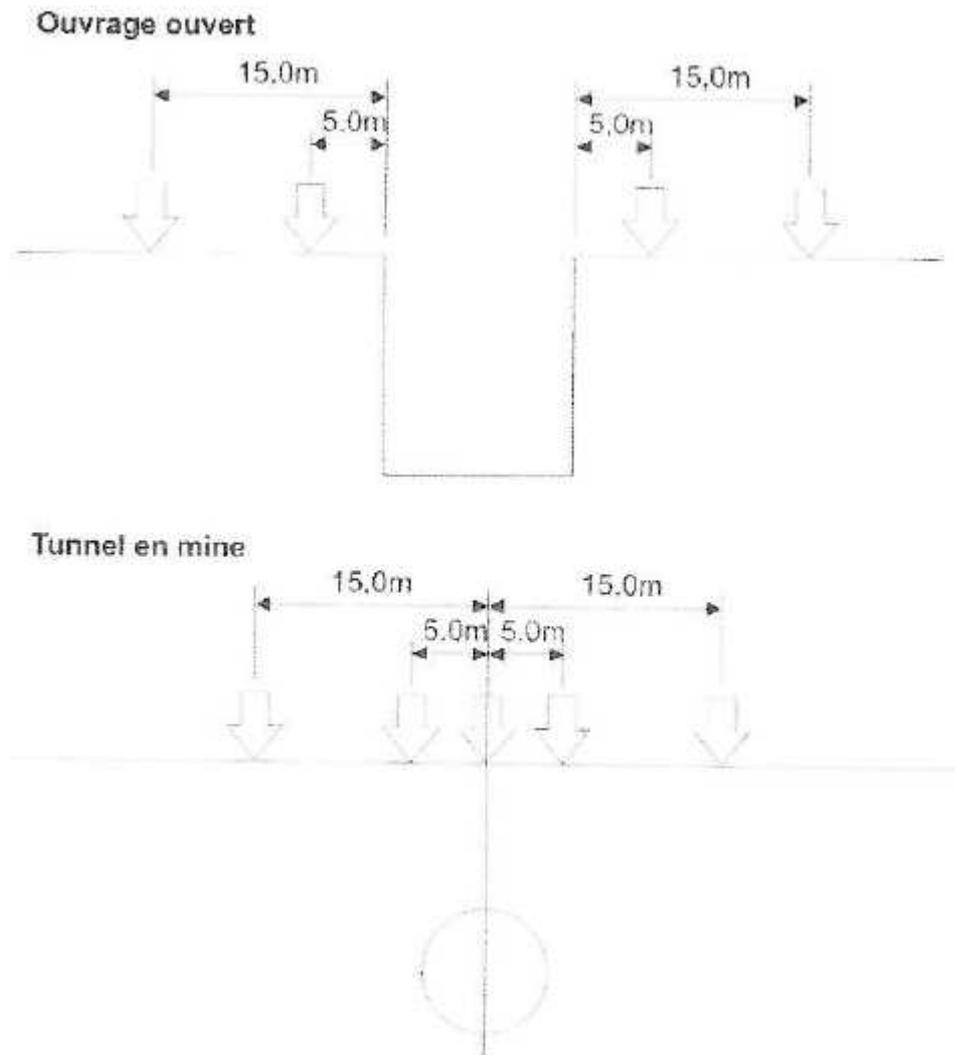


Fig. V. 2. Tassement en surface - Implantation schématique des points de mesure

3.1.2. Fréquence des lectures

Dans tous les ouvrages à ciel ouvert (ouvrages ouverts, tunnel cadre), le suivi de mesure de tassements est réalisé à la cadence d'une mesure par jour durant la durée du terrassement.

Dans le but d'éviter des erreurs de lecture, il est important de garder les mêmes horaires de mesure. Après constatations successives que le tassement est stable et/ou pas important, le suivi est réalisé chaque semaine.

La mesure d'une section particulière doit être arrêtée lorsque sa stabilité définitive se prolongera durant un mois, mais pas avant que les travaux d'excavation ne soient terminés.

3.1.3. Critères d'alerte et critères d'alarme

Les critères d'alerte et les critères d'alarme sont déterminés d'après les calculs de chaque ouvrage et / ou tronçon de tunnel à exécuter, et conformément à l'ordre de la déformabilité des conduites qui sera indiqué par le concessionnaire (Sonalgaz, SEAL...).

La détermination des critères d'alerte et d'alarme est liée au cas qui sert de référence pour les calculs. Ils sont spécifiques selon l'environnement de chaque ouvrage. (Voir figure 1)

3.2 Suivi topographique de la déformation du soutènement dans les ouvrages ouverts

Le suivi topographique de la déformation du soutènement concerne les mesures de monitoring en vue du déplacement horizontal et vertical des parois moulées et des pieux forés dans tous les ouvrages ouverts le long du tracé de la ligne 1 entre les stations Hai El Badr et El Harrach Centre.

La déformation du soutènement, déplacement horizontal et tassement vertical, dans tous les ouvrages ouverts est déterminée avec des repères de nivellement par cibles rétroreflectrices. Le suivi topographique de la déformation du soutènement est réalisé par l'utilisation d'un tachéomètre à lecture digitale (LEICA TC 1100 Annexe 7.11, LEICA TC 1200, LEICA TC1800), (voir annexe 2). Les coordonnées déterminées sont en trois dimensions (x/y/z).

3.2.1. Implantation de points de mesure

La mise en place des repères suivra le niveau des tirants d'ancrages réalisés sur le soutènement des ouvrages. La distance entre les profils diffère : elle est fixée au maximum à 25m.

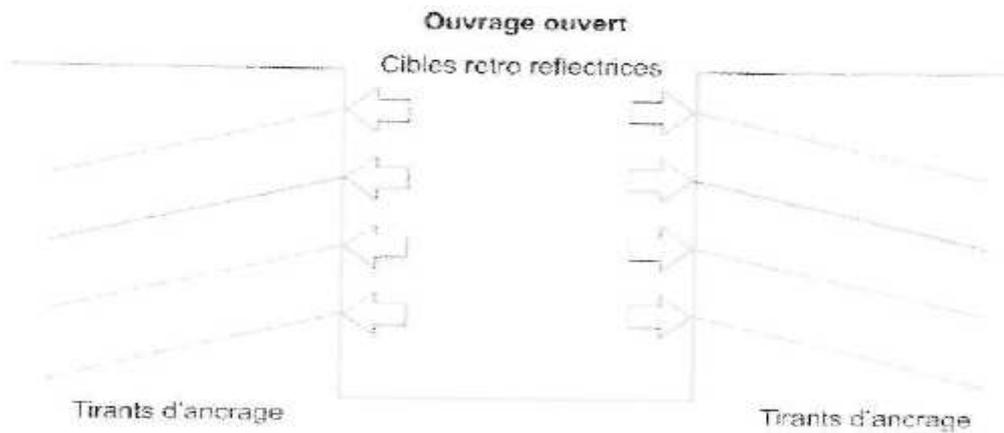


Fig.V. 3. Déformation dans les ouvrages ouverts - Implantation schématique des points de mesure

3.2.2. Fréquence des lectures

Le suivi de mesures de la déformation est réalisé à la cadence d'une mesure par jour dans tous les ouvrages à ciel ouvert (stations, tunnel cadre) pendant la durée du terrassement. Après constatations successives que les tassements sont stables et/ou pas importants, le suivi est réalisé chaque semaine même en cas d'arrêt de travaux.

3.2.3. Critère d'alerte et critère d'alarme pour le déplacement de soutènement

Le critère d'alerte et le critère d'alarme pour chaque phase de travaux sont déterminés à base des calculs statiques de chaque ouvrage, et à base des facteurs de sécurité utilisés. Les valeurs admissibles pour chaque phase de travaux seront présentées dans les calculs statiques détaillés et des plans intrinsèques...).

3.3. Suivi de la tension des tirants d'ancrage

Le suivi de la tension des tirants d'ancrage consiste à vérifier les charges effectives des tirants d'ancrage mis en place dans tous les ouvrages ouverts, du projet : METRO D'ALGER, Ligne 1 - 2ème Phase Lot 1 : Extension B Haï El Badr - El Harrach.

La tension des tirants d'ancrage dans tous les ouvrages à ciel ouvert est déterminée avec des cellules de pression hydraulique. Une mesure par jour de la tension des tirants d'ancrage est réalisée dans tous les ouvrages à ciel ouvert durant la durée du terrassement.

3.4. Monitoring sur les immeubles

Le monitoring sur les constructions tout le long du tracé du projet : METRO D'ALGER, Ligne 1 - 2ème Phase Lot 1: Extension B Hai El Badr - El Harrach, est effectué dans le but de mesurer les déformations possibles des immeubles localisés sur le tracé des travaux, et afin d'éviter des dommages durant l'exécution des travaux. En se référant au rapport de CTC pour la classification de l'état des bâtiments dans la zone d'influence, des critères d'alerte et d'alarme seront illustrés sur chaque plan de contrôle géotechnique de chaque ouvrage pour l'ensemble des constructions se trouvant dans la zone d'influence.

3.4.1. Procédure d'exécution

Le suivi de monitoring sur les immeubles sur le long du tracé comprendra les mesures suivantes :

- Suivi topographique de tassement ;
- Suivi topographique de l'inclinaison ;
- Suivi de fissuration ;
- Suivi des vibrations.

A. Suivi de tassement des immeubles

Le suivi de tassement des immeubles est exécuté avec des cibles rétro réfléchtrices, par l'utilisation d'un niveau de lecture digitale (LEICA DNA 03) ou un niveau automatique (LEICA NA 728).

Les cibles rétro réfléchtrices sont mises en place sur les façades des bâtiments et / ou structures tout le long du tracé. La distance entre les points de monitoring dans des bâtiments et/ou structures dépendra des conditions locales.

B. Suivi d'inclinaison des immeubles

Le suivi d'inclinaison des immeubles est exécuté avec des rétroreflectrices, par l'utilisation d'un tachéomètre à lecture digitale (LEICA TC 1100, LEICA TC 1200, LEICA TC 1800).

Les cibles rétro reflectrices sont mises en place de la même manière que pour le suivi de tassement des immeubles. Il est prévu de mettre en place deux cibles rétro reflectrices, à chaque section de contrôle. Une au niveau bas de l'immeuble, et une deuxième au niveau haut de l'immeuble pour constater l'inclinaison.

C. Suivi de la fissuration des immeubles

Le suivi de l'évolution des fissures dans les immeubles est exécuté avec des fissuromètres en forme de réglette permettant de mesurer avec précision les fissures.

Les fissuromètres sont mis en place sur les façades des bâtiments et / ou structures se trouvant sur la zone d'influence du projet Métro ligne 1, 2ème phase Hai el Badr-EI Harrach, là où les fissures sont visibles, ou qui seront engendrées à cause des travaux.

D. Suivi des vibrations dans les immeubles

Le suivi des vibrations dans les immeubles est exécuté avec des vibraphones mobiles. La mesure de vibration est effectuée selon les l'implantation des ouvrages et par rapport à la zone d'influence du projet Métro ligne 1, 2ème phase Hai el Badr-EI Harrach, selon la proximité des immeubles par rapport au projet et matériel utilisé sur chantier.

Cette mesure est prise en premier lieu à une cadence régulière et peut être arrêté si la mesure s'avère admissible.

3.4.2. Fréquence des lectures

La fréquence des lectures suivra l'état actuel des travaux des ouvrages et tunnel. Le suivi des vibrations est réalisé à la cadence d'une mesure par jour, durant la durée des travaux d'excavation, avec l'engin qui est considéré comme le matériel qui risque de provoquer des déformations dans les immeubles. Après arrêt de ce matériel, le suivi des vibrations peut être arrêté.

3.4.3. Evaluation des risques

Les risques à prévoir causés par tassement, vibration ou inclinaison, sont :

- Apparition des dégâts architectoniques à cause de tassement différentiel ou inclinaison des immeubles ;
- Constatation des dégâts dans la structure à cause de tassement différentiel ou inclinaison des immeubles.
- Fissuration à cause de vibrations dans les plafonds et parois des immeubles.
- Augmentation des fissures existantes à cause de vibrations ;
- Mouvements visibles ou audibles à cause de vibrations.

3.4.4. Critères d'alerte et critères d'alarme

Les critères d'alerte et les critères d'alarme sont déterminés à base d'une classification des immeubles. La classification a été définie à partir de l'état actuel des immeubles (selon constat des lieux établi par le CTC) et à la base d'une méthode reconnue « Kramer 1985 ».

La classification dépend des facteurs suivants :

- Type de structure ;
- Type de fondation ;
- Largeur de la structure ;
- Ordre de grandeur du tassement admissible en vue des dommages probables.

Pour déterminer les critères d'alerte pour le monitoring des bâtiments il va falloir :

- Se référer au constat des lieux établi par le CTC qui décrit la situation actuelle des bâtiments.
- Définir l'impact du projet sur les bâtiments.
- Comparer l'état actuel des dégâts au calcul établi et définir un critère d'alerte.

Les dégâts probables sont déterminés en fonction de la largeur de la structure et de l'ordre de grandeur du tassement différentiel admissible (Kramer 1985).

Le **tableau V.3** ci-dessous donne la corrélation entre le tassement admissible et la largeur de la structure selon la méthode de Kramer (1985)

Tableau V.3 : Monitoring dans les immeubles - Corrélation entre le tassement admissible et la largeur de la structure

Monitoring dans les immeubles Corrélation entre le tassement admissible et la largeur de la structure (Kramer 1985)	
$\varphi = ds / l$	φ = valeur caractéristique (déviation angulaire) ds = tassement différentielle admissible l = largeur de la structure

Une classification des dégâts probables en fonction de la corrélation mentionnée montre les caractéristiques représentées dans le **tableau V.4** ci-dessous :

Tableau V. 4: Monitoring dans les immeubles - Classification des dégâts probables

Monitoring dans les immeubles		
Inclinaison - tassement		
(Kramer 1985)		
Valeur caractéristique (ϕ)	Description des dégâts	
>1/1000	Pas des dégâts	Vert
1/1000 – 1/500	Dégâts architectonique faible	
1/500 – 1/250	Dégâts architectonique moyenne	Jaune
1/250 – 1/170	Dégâts structurelle faible	
1/170 – 1/100	Dégâts structurelle moyenne	Rouge
<1/100	Dégâts structurelle forte	

Tableau V.5 : Monitoring dans les immeubles - Critère d'alerte et critère d'alarme – Tassement

Monitoring dans les immeubles		
Critère d'alerte et critère d'alarme- Tassement		
	Critère d'alerte	Critère d'alarme
Immeuble en béton armé	1/650	1/500
Immeuble en maçonnerie	1/500	1/400

4. Conclusion

Ce chapitre nous a permis de prendre conscience de l'importance du monitoring car il constitue une mesure préventive contre d'éventuels catastrophes.

CHAPITRE VI :

PRESENTATION DU LOGICIEL CYPE

1. Introduction

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. Le présent chapitre présente le programme, détaille l'effet de l'interaction écran-terrain, les considérations additionnelles dues aux actions introduites par les éléments d'appui (ancrages, butons ou planchers) ainsi que l'influence du procédé de construction et se centre sur le modèle de calcul pour les méthodes basées sur le coefficient de réaction.

2. 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.

3. Généralités sur l'entrée libre des données

3.1. Phases

Le programme permet de définir différentes phases ou états pour les écrans. Cela permet d'avoir accès à n'importe quel processus constructif usuel. Dans ces phases, sont spécifiées les profondeurs excavées, la mise en place des appuis élastiques externes (ancrages actifs, passifs, butons et planchers), les fluctuations du niveau phréatique, etc. Dans la configuration de chaque phase, l'utilisateur contrôle :

- La profondeur excavée
- Il peut affecter un coefficient à la valeur du module de réaction pour considérer d'éventuelles modifications dans la capacité de réaction latérale du terrain dans la phase en question (par exemple pour prendre en compte des dépressions, des pertes de confinement des sols granulaires, prismes de poussée non plane, etc.)
- Avec un critère similaire, il peut affecter le coefficient de poussée passive (dont l'effet est favorable) d'un coefficient réducteur ou amplificateur.
- Le type de phase, c'est-à-dire si la phase considérée est une phase constructive ou une phase de service de l'écran, ce qui conditionne les actions de conception.

3.2. Normes utilisées

Le programme permet à l'utilisateur de sélectionner les normes d'application suivantes pour réaliser la conception d'un écran :

- EHE-98 (Espagne)
- REBAP y RSA (Portugal)
- CIRSOC (Argentine)
- NBR 6118:2003 (Brésil)
- ACI 318-99 (Chili)
- NTCRC (Mexique D.F.)
- ACI (USA)
- BAEL 91 (France)
- ACI 318M-99



Pour chacune de ces normes, le programme considère les matériaux spécifiés par celles-ci. La sélection des normes est accessible via l'icône **Configuration générale** de la barre d'outils présente en haut à droite de la fenêtre principale.

3.3. Terrains: stratigraphie

En plus des propriétés géométriques des strates, nécessaires pour le calcul, l'utilisateur peut définir autant de couches qu'il souhaite, quelles que soient les épaisseurs de celles-ci. Il dispose également d'une bibliothèque de terrains types et de leurs propriétés qui l'assiste au moment de définir les couches.

Pour chaque couche, il est possible de considérer, pour le module de réaction (latéral), un diagramme linéaire croissant avec la profondeur ainsi que des facteurs affectant les coefficients de poussée, afin de prendre en compte les aspects de comportement du terrain que l'utilisateur juge opportuns.

3.4. Charges

A l'arrière du mur, il est possible d'introduire les types de charges suivantes :

- Ponctuelle appliquée sur une surface rectangulaire dont les dimensions, la distance à l'écran et la proximité de la section d'étude sont définies par l'utilisateur.
- Linéaire et à la distance de l'écran définie par l'utilisateur.
- En bande de largeur déterminée et à une certaine distance de l'écran.
- Uniforme d'étendue infinie.

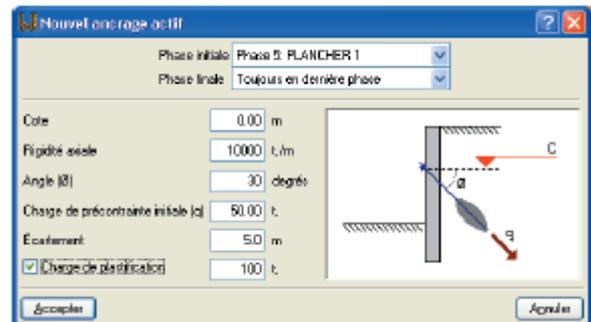
Ces nombreuses possibilités de charges et de positions permettent à l'utilisateur de simuler n'importe quel type de charges externes pouvant affecter le comportement de l'écran, comme peuvent l'être les charges de trafic, de fondations proches (isolées ou filantes), l'influence de bâtiments voisins avec ou sans plancher, etc.

3.5. Appuis

Pour chacune des phases, il est possible de définir des appuis (provisoires ou permanents) des écrans dont les comportements sont élastiques, c'est-à-dire que leurs réactions sont définies comme le produit de la raideur axiale et du déplacement, en direction de ceux-ci et à partir du noeud de l'écran qu'ils restreignent ($R = K_a \cdot d_a$).

Les types d'appuis permis par le programme sont ceux usuellement employés dans la pratique : les butons, les planchers, les ancrages passifs ou actifs. Et pour notre cas c'est les ancrages actifs, pour ceux-ci, on peut définir :

- la cote à laquelle ils agissent
- la raideur axiale
- l'angle formé par son axe avec l'horizontale.
- la charge de tension initiale
- l'écartement dans le sens perpendiculaire à la section étudiée
- la charge de plastification



4. Modèles de comportement utilisés dans le CYPE

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 élastoplastique (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 latérale 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 $i+1$.

5. Dimensionnement et vérification des écrans

Le programme permet de réaliser les deux actions usuelles suivantes dans la conception de n'importe quel élément structural : Dimensionnement et Vérification

Selon la typologie d'écran étudiée, le dimensionnement conduit le programme à réaliser ce qui suit:

- Parois moulées d'épaisseur constante construites par tronçons.

Sont disposées les armatures nécessaires pour satisfaire la norme, laquelle demande une armature de base plus des renforts localisés, des raidisseurs horizontaux et verticaux, des étriers, etc.

- Ecrans composés de pieux équidistants de section circulaire.

Sont disposées les armatures nécessaires aux exigences de la norme, laquelle préconise une armature type pieux circulaires, c'est-à-dire une armature longitudinale uniformément répartie, confinée par des étriers circulaires (ou spirales).

- Palplanches métalliques de sections commerciales ou définies par l'utilisateur.

Pour des palplanches de type Z, Oméga ou définies par l'utilisateur, le programme choisit la palplanche (profil) de la série qui vérifie l'inéquation:

$$\sigma_{\text{VON_MISES}} \leq \sigma_{\text{LIM_ELASTIQUE}}$$

Dans le processus de choix des palplanches, le programme recalcule l'écran afin de considérer les changements des propriétés des palplanches et ainsi d'utiliser les efforts réels de chaque profil évalué.

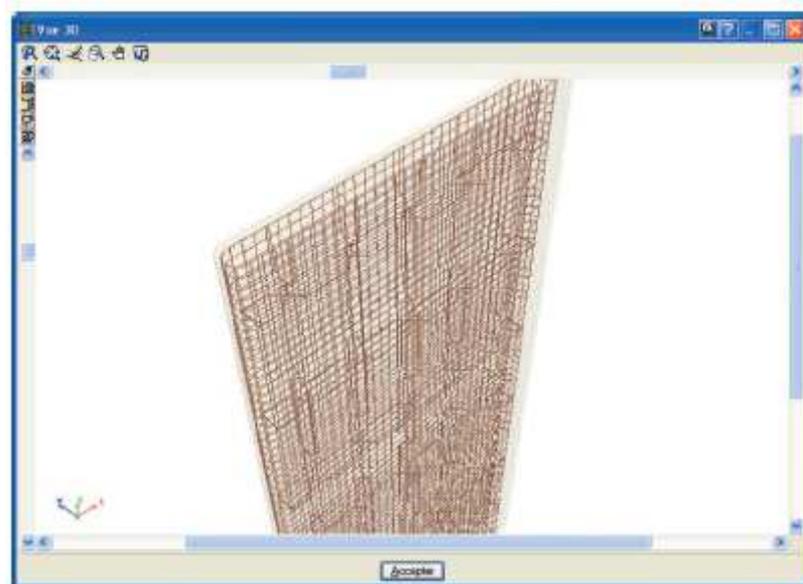
- Rideaux de micropieux.

De façon similaire à celle des palplanches, le programme choisit le tube vérifiant toutes les conditions de résistance d'une pièce de directrice droite et de section composée (béton + acier).

6. Armature

L'armature des parois moulées d'épaisseur constante et des écrans de pieux équidistants de section circulaire peut être dimensionnée ou vérifiée. Le programme possède de puissants outils pour la gestion pratique, rapide et intuitive de toutes les armatures et réalise immédiatement la vérification de la nouvelle armature de l'écran.

Les armatures peuvent être éditées via les tracés et sections transversales et, de plus, le programme permet d'accéder à une vue 3D de tout l'écran pour le visualiser avec le maximum de ressemblance possible.



7. Poussées et actions additionnelles

7.1. Poussées

7.1.1. Coefficients de poussée

Le programme calcule les coefficients de poussée d'après les formules suivantes :

- . Poussée au repos: formule de Jaky.
- . Poussée active: formule de Coulomb.
- . Poussée passive (butée): formule de Rankine.

Dans certains cas, il est pratique d'affecter à ces coefficients des facteurs dont la valeur dépend de la situation du terrain à modéliser. Par exemple, pour des sols surconsolidés, il est intéressant de multiplier le coefficient de poussée au repos par un facteur qui dépend du degré de surconsolidation (il existe plusieurs formules pour obtenir ce facteur: celles de Meyerhof, Mayne et Kulhawy, etc...).

Le programme permet l'introduction de facteurs de correction pour chaque type de poussée. Ces facteurs peuvent être différents de chaque côté de l'écran, c'est-à-dire pour le terrain et pour le remblai.

Les valeurs du module de réaction, tout comme pour n'importe quel paramètre géotechnique, sont difficiles à évaluer. Dans le programme on trouvera des valeurs indicatives de quelques types de terrain, mais il est recommandé de recourir à la documentation spécialisée et aux essais empiriques de plaque de charge pour une meilleure précision. Normalement, si un rapport géotechnique a été réalisé, celui-ci doit fournir la valeur exacte de ce module pour les dimensions qu'aura l'écran de soutènement.

Ces modules de réaction servent à représenter la rigidité du terrain en un point, qui peut être différente selon le sens du déplacement.

7.1.2. Effet des charges linéaires et en bande

Les poussées du terrain produites par les surcharges linéaires et en bande se calculent suivant la théorie de l'élasticité (formule de Boussinesq). Plusieurs auteurs recommandent de multiplier les poussées ainsi obtenues par un coefficient compris entre 1 et 2 afin de prendre en compte que les poussées réelles peuvent être supérieures aux théoriques. Il est possible de modifier cette valeur nommée Coefficient amplificateur de poussée pour surcharges linéaires et en bande.

7.1.3. Niveaux phréatiques suspendus

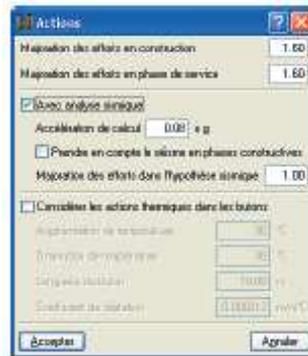
Dans les terrains avec un niveau phréatique, et lorsqu'il existe des couches suffisamment imperméables alternant avec des couches perméables, il est possible de considérer les lois de poussée de l'eau comme accidentées. La présence de niveaux imperméables entraîne une pression hydrostatique permanente constante sur toute son épaisseur, alors que cette dernière croît dans les niveaux perméables. On considère que cela est valable dans les couches imperméables ayant une épaisseur minimale comprise entre 3 et 4 m et n'étant pas saturées ; de plus, cela permet de faire d'importantes économies.

7.2. Considération de l'action sismique sur l'écran

L'action sismique a pour effet une augmentation transitoire de la poussée sur les murs. La poussée active, dans des conditions sismiques, est supérieure à celle correspondant à la situation statique.

De la même manière, la poussée passive pouvant être transmise au mur contre le terrain peut être réduite considérablement durant les séismes. La poussée passive en conditions sismiques est inférieure à celle correspondant à une situation statique.

Le programme permet les options relatives aux séismes suivantes :



- **Accélération de calcul.** L'accélération horizontale de calcul, obtenue d'après la norme sismorésistante correspondante à la situation géographique de l'ouvrage, est utilisée. L'accélération verticale de calcul sera prise égale à la moitié de la précédente.
- **Prendre en compte le séisme en phases constructives.** Lorsque l'analyse sismique est réalisée, l'effet du séisme est toujours pris en compte dans les phases de service. En sélectionnant cette option, on prend également en compte son effet dans les phases de construction.
- **Majoration des efforts dans l'hypothèse sismique.** Les coefficients de majoration des efforts multiplient les diagrammes des efforts obtenus lors de la vérification et du dimensionnement des sections résistantes de béton armé et métalliques. Ce coefficient est utilisé pour majorer les efforts obtenus dans les phases où le séisme est pris en compte.

Pour simuler l'effet des charges sismiques, est utilisé un coefficient d'accélération de calcul qui doit être introduit par l'utilisateur et qui modifie le calcul des poussées actives et passives. Le coefficient d'accélération de calcul introduit est l'accélération sismique horizontale a_H , l'accélération sismique verticale est définie comme étant la moitié de l'horizontale soit :

$$a_H = 1/2 a_V$$

8. 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, etc., 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, etc., qui exigent également une étude structurelle complémentaire.

Le programme ne détermine aucun coefficient de sécurité vis-à-vis de la stabilité au glissement ou au renversement. 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, etc. Une manière de vérifier cette réserve de sécurité disponible consiste à répéter les calculs en faisant varier les conditions initiales sur une copie de l'ouvrage.

Pour l'obtention des efforts et des déplacements des écrans, une des méthodes les plus utilisées actuellement est l'interaction terrain-écran, où l'amplitude des poussées sur le mur dépend du déplacement de celui-ci. Pour le calcul de l'action produite par le terrain sur l'écran, une approximation non linéaire à la loi réelle de comportement du terrain qui comprend la plastification de celui-ci est utilisée. Ainsi, les éléments d'ancrage, butons et planchers, introduisent une série de co-actions et actions additionnelles qui, évidemment, influent sur le résultat final. En conséquence, l'obtention de la solution n'est pas directe et requière un processus itératif de calcul.

8.1. Modèle de calcul

Le modèle de calcul utilisé consiste en une barre verticale dont les caractéristiques mécaniques sont obtenues par mètre transversal d'écran. Sur cet écran agissent: le terrain, sur l'arrière comme sur l'avant, les charges sur le terrain, les éléments de soutien latéral tels que les butons, ancrages actifs ou passifs, les éléments constructifs comme les planchers ou les charges appliquées en tête.

L'introduction des éléments de soutien comme les butons, les ancrages actifs et passifs introduisent des conditions d'environnement à l'écran qui se matérialisent par des ressorts de raideur égale à la raideur normale de l'élément.

Lorsqu'une couche de roche est introduite, le programme considère que l'écran se trouve encastré si la longueur introduite est supérieure ou égale à deux fois l'épaisseur de l'écran. Entre 20 cm et deux fois l'épaisseur, l'écran est considéré appuyé sur le dit affleurement, c'est-à-dire que la rotation en ce point est permise, mais pas le déplacement.

La discrétisation de l'écran est effectuée tous les 25 cm, en obtenant pour chaque point le diagramme de comportement du terrain. De plus, les points sur lesquels agissent des blocages latéraux sont ajoutés à la discrétisation précédemment définie.

8.2. Discrétisation de l'écran de soutènement et interaction avec le terrain

L'écran est discrétisé en étant considéré comme une série d'éléments verticaux de type barre avec déformation au cisaillement, unis rigidement entre eux. Tous les éléments présentent les mêmes caractéristiques mécaniques, dépendantes de la typologie, du matériau et de la géométrie de l'écran à calculer.

Le nœud supérieur est toujours considéré comme extrémité libre, alors que pour le nœud inférieur, trois types possibles de coactions sont considérés:

- . Extrémité encastrée
- . Extrémité articulée
- . Extrémité libre

Le choix de l'un ou de l'autre de ces types dépend pour chaque cas des caractéristiques du terrain et de l'écran considéré. Les efforts introduits par l'action du terrain et des éléments d'appui sont supposés concentrés dans les nœuds extrêmes de chacune des barres verticales.

9. Conclusion

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) définit grandement le concept et le comportement de l'écran réalisé.

CHAPITRE VII :

MODELISATIONS ET CALCULS

1. Introduction [7], [8], [9], [10], [11]

Ce travail consiste à déterminer le ferrailage nécessaire pour les pieux forés et le tunnel cadre et vérifier la fissuration du béton.

Premièrement nous allons présenter les résultats de calcul des tirants d'ancrage et la vérification de leurs efforts ainsi que les tassements avec le logiciel portugais **ENTIVACAO** développé par la société ENSITRANS puis la détermination du ferrailage nécessaire en pleine phase de travaux avec le logiciel **CYPE**.

Par la suite, nous allons vous présenter les résultats de calcul de ferrailage à l'état final du tunnel avec le logiciel **SAP2000** puis nous les comparerons avec les résultats déjà obtenus.

Enfin nous vérifierons la fissuration du béton à l'état final.

2. Situation du tronçon a étudier

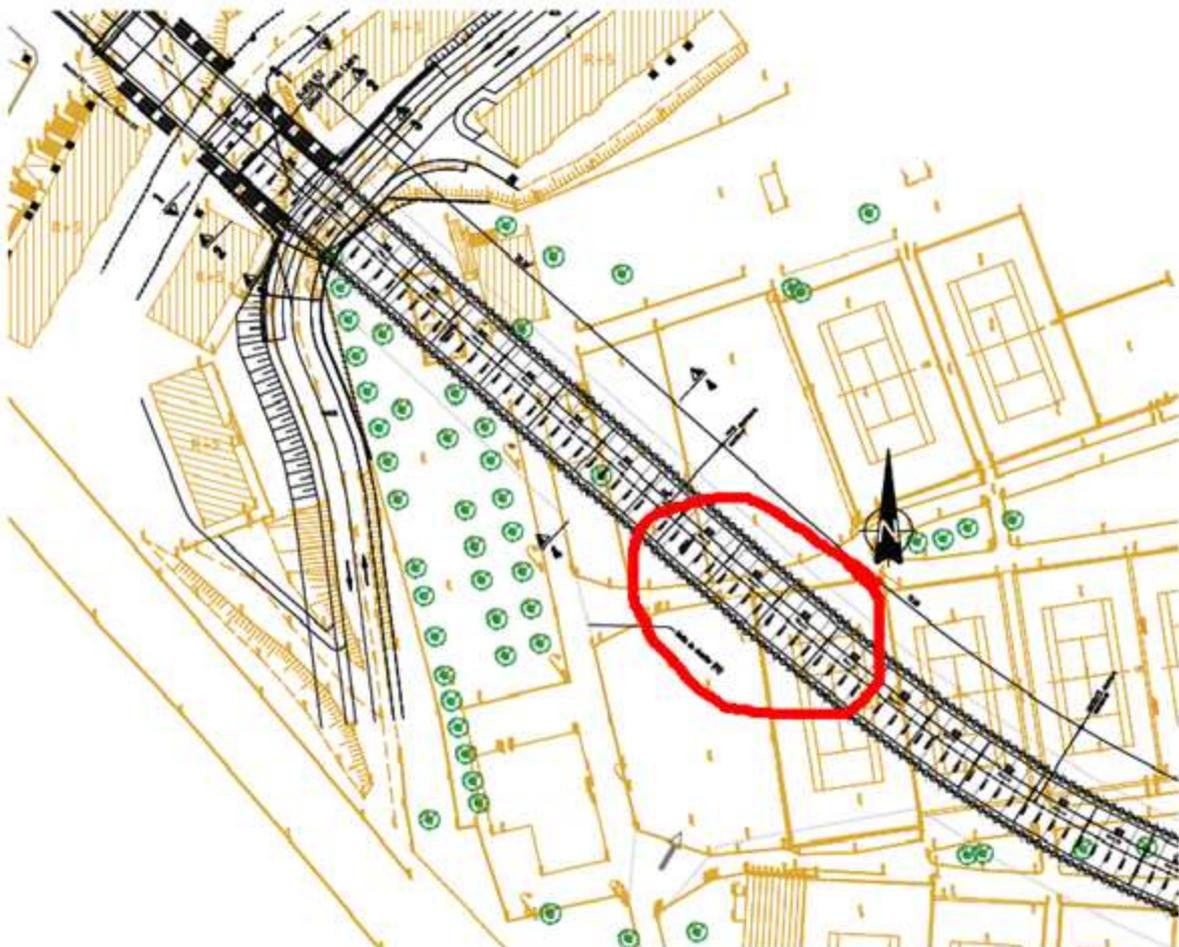


Fig.VII.1. Situation du tronçon choisi.

Le tronçon qu'on se propose d'étudier est représenté sur la figure VII.1. Il se situe à BACHDJERRAH 1, lieu où se trouvaient auparavant les terrains de tennis. Ce tronçon est constitué de quatre blocs de 10,5 mètres de longueur chacun, la fouille, quant à elle, est de 10 mètres de largeur approximativement.

Remarque :

Il est à signaler que ce tronçon est dépourvu de bâtisses adjacentes, d'où l'inutilité de calculer les critères d'alarme et d'alerte.

3. Caractéristiques géotechniques du site

3.1. Schéma statique

Le schéma qui suit consiste en une représentation simplifiée des différentes couches composant le tronçon étudié avec les caractéristiques de chacune d'elles.

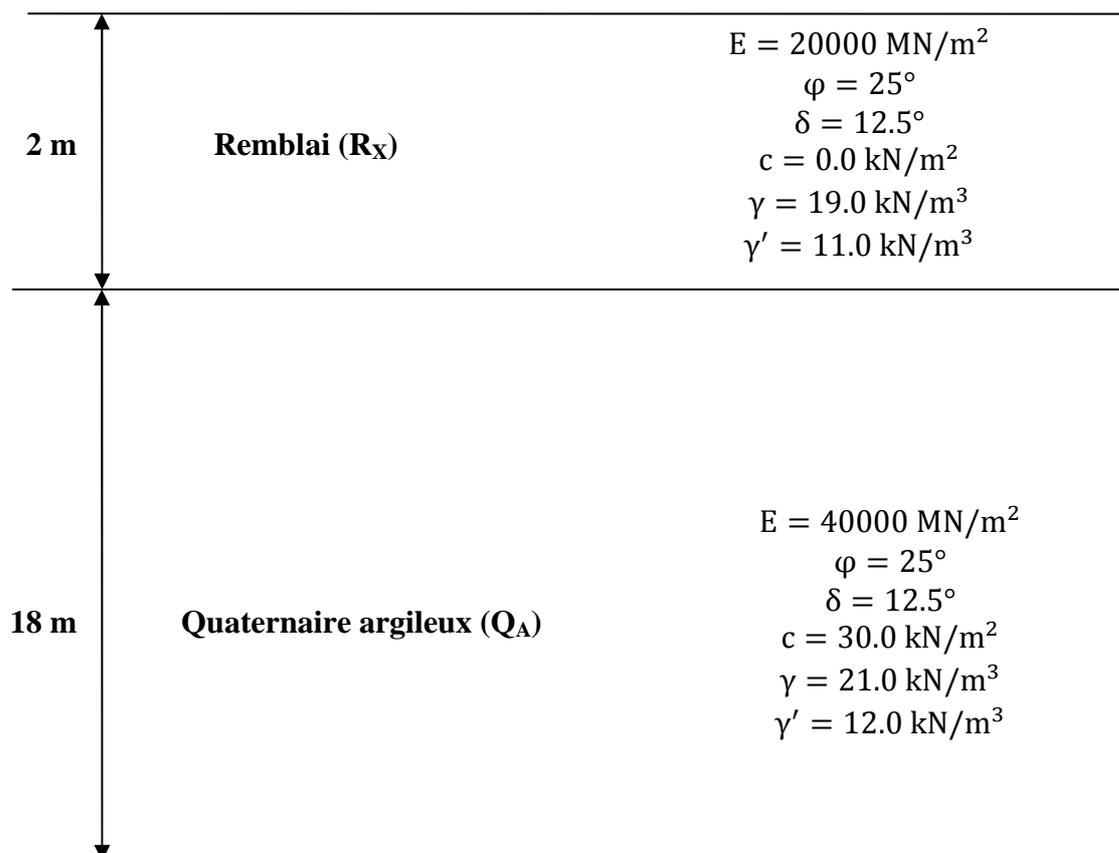


Fig.VII.2. Représentation simplifiée des différentes couches composant le tronçon étudié

3.2. Niveau d'eau :

Le niveau de la nappe phréatique est situé à environ 10 mètres au dessous de la semelle de l'ouvrage. Pour cette raison, la nappe n'est pas indiquée dans le schéma statique et elle n'est pas prise en considération dans nos calculs.

3.3. Prise en compte des surcharges de circulation

Pour les surcharges on prendra une charge de roulement qui est uniformément répartie et qui vaut 20KN/m^2 .

4. Caractéristiques des pieux

Les caractéristiques des pieux sont les suivants :

Module d'élasticité = 35MN/m^2

Diamètre = $D = 1\text{m}$

Hauteur du pieu = 19m

Distance entre axes des pieux = 1.5m

Section du pieu = $\pi \times D^2 / 4 = \pi \times 1^2 / 4 = 0,785\text{m}^2$

Inertie du pieu = $\pi \times D^4 / 64 = \pi \times 1^4 / 64 = 4,9 \times 10^6\text{m}^4$

5. Tirants d'ancrage

5.1. Caractéristiques 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, et ayant les caractéristiques géométriques et mécaniques suivantes:

Tableau.VII.1 : Caractéristiques du toron

Diametre nominal	Section nominale	Charge à la rupture	Limite élastique nominale
<i>mm</i>	<i>mm²</i>	<i>KN</i>	<i>KN</i>
15.2	140	260	230
Module d'élasticité (E)= 195±10 <i>KN / mm²</i>			

5.2. Critères de dimensionnement et vérification

Le dimensionnement et la vérification des tirants d'ancrage sont conduits selon les critères illustrés dans l'Eurocode7.

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

$$A_d < R_{d,a}$$

$$A_d < R_{d,t}$$

où,

$R_{d,a}$ = résistance de calcul de l'armature en acier (résistance interne du tirant)

$R_{d,t}$ = résistance de calcul du tirant à l'interface coulis-terrain (résistance externe du tirant)

5.3. Évaluation de la résistance interne de calcul

La résistance de calcul de l'armature ($R_{d,a}$) est évaluée selon la formule suivante:

$$R_{d,a} = (n \times A_s \times P_{t0,1k}) / \gamma_m$$

Avec,

n = nombre des torons du tirant = 3

A_s = section nominale de l'armature du toron = 140 *mm²*

$P_{t0,1k}$ = contrainte caractéristique de l'armature = 1.570 N/ *mm²*

γ_m = coefficient de sécurité partielle du matériau = 1,15

Donc,

$$R_{d,a} = 191 \times 3 = \mathbf{573 \text{ KN}}$$

Charge de traction = 1.2 x $R_{d,a}$ = **687.6 KN**

Charge de blocage = 0.9 x $R_{d,a}$ = **515.7 KN**

5.3.1. Vérification à la rupture

Charge de rupture du tirant = $F_t = 0.9 \times \text{charge à la rupture} \times n = 0.9 \times 260 \times 3 = 702 \text{ KN}$

Charge de traction < charge de RUPTURE**vérifié**

5.4. Évaluation de la résistance externe de calcul

La résistance externe de calcul ($R_{d,t}$) du tirant est déterminée selon la formule suivant:

$$R_{d,t} = (T_L / \gamma_m) \times FR$$

Avec:

$T_L = 2x R_{d,a}$ = traction limite du tirant d'ancrage

γ_m = coefficient de sécurité partiel = 1,10

FR = facteur de réduction = 0,75

5.5. Détermination de la longueur de scellement

La longueur de scellement se calcule à partir de la bien connue formule générale d'équilibre des efforts:

$$T_L = D_s \times \pi \times L_s \times q_s$$

Avec,

T_L = traction limite du tirant.

D_s = diamètre moyen du bulbe de scellement.

L_s = longueur de scellement.

q_s = frottement latéral unitaire limite s'exerçant le long de la surface latérale du bulbe.

La valeur D_s dépend en premier lieu du diamètre de forage D_d mais aussi de la nature et de la compacité des sols et du mode de scellement. Cette valeur est évaluée avec la formule

$D_s = \alpha D_d$, en introduisant un coefficient majorateur α . Le diamètre de forage (D_d) sera de **160 mm**.

En faisant référence aux valeurs proposées par M. Bustamante (Tableau IV.1) pour les ancrages injectés globalement en phase unique (mode **IGU**), nous avons: $\alpha = 1,20$

D'où :

$$D_s = 1,20 \times 160 = 192 \text{ mm}$$

Les valeurs q_s ont été évaluées selon le système proposé par M. Bustamante. En effet, en tenant compte de l'abaque M. Bustamante (voir annexe II) et sachant que le sol est une argile, on prendra, de préférence, $q_s = 0,2 \text{ MPa}$.

5.6. Calcul de la longueur libre

Pour avoir une longueur suffisante pour la stabilité globale (côté sécurité) l'adaptation de la longueur libre est réalisée en gardant au moins la même longueur. En plus le critère empirique de $0.1 h$ (voir Fig.VII.3) est vérifié pour chaque ancrage.

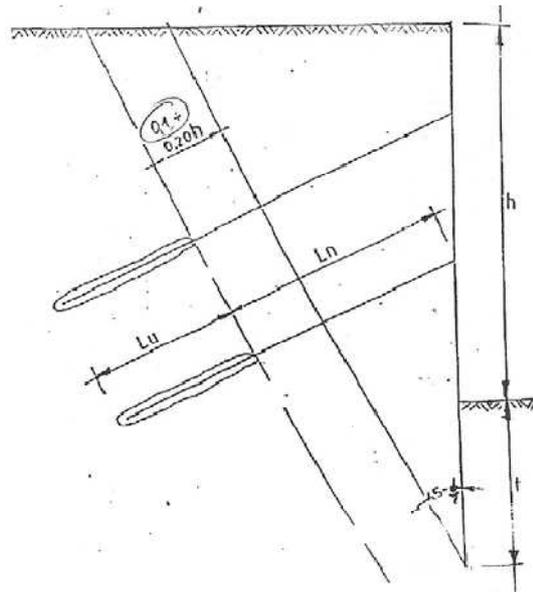


Fig.VII.3. Schéma de la détermination empirique des longueurs libres.

Pour le calcul de la longueur de scellement, la longueur libre et la longueur totale nous avons utilisé un programme Microsoft Excel qui donne les résultats qui sont consignés dans le tableau suivants :

LONGUEUR DE SCHELLEMENT, LIBRE ET TOTALE DES TIRANTS D'ANCRAGE

Localisation TUNNEL CADRE

Niveau du terrain	m	0,00	
Niveau max d'excavation	m	-14,50	
Niveau du pied du pieu	m	-19,00	
Type d'injection		IGU	
Diamètre du forage	D _d mm	160,00	
Diamètre obtenu	D _s mm	192,00	
Coefficients de sécurité partiel	g _M	1,10	
Facteur de réduction	FR	0,75	
Contrainte caractéristique de l'acier	P _{10,1k} MPa	1570	
Coefficients de sécurité acier	g _S	1,15	
Facteur de translation pour la longueur libre		0,10	
Levé No.		I	2
Niveau de l'ancrage	m	-2,00	-7,00
Inclinaison verticale	°	10	10
Force maximum caractéristique	A _k kN	687	687
Force maximum de calcul du tirant	A_d kN	500	500
Formation géologique		Rx	Qa
N _{SPT} (moyenne)		15	20
Abaque Bustamante		Q6	Q6
Frottement latéral unitaire limite	q _s kPa	200	200
No. des torons		3	3
Longueur de scellement adoptée	L_s m	7,0	7,0
Longueur libre (empirique méthode)	L_L m	11,6	8,9
Longueur Totale du tirant d'ancrage	L_{tot} m	19,0	16,0
Résistance de l'armature	R_{d,a} kN	573	573
Résistance à l'interface coulis-terrain	R_{d,t} kN	576	576

1.1. Déformation de la longueur libre des tirants d'ancrage

La déformation moyenne de la longueur libre des tirants peut se calculer selon la formule :

$$w_i = F / C = F \times l \times (100\% - 90\%) / (E \times A \times n \times 100\%)$$

ou ;

w_i : déformation de la longueur libre du tirant (i)

F : charge de service du tirant

C : rigidité du tirant

N : la charge de blocage

E : module élastique

A : section torons

n : nombre de torons

l : longueur (moyenne) de la longueur libre de tirant d'ancrage ($L_1 + L_S/2$)

100% : force caractéristique maximale

90% : niveau de mise en tension.

Donc :

La déformation du premier tirant

$$w_1 = 515 \times (12 + 3,5) / (195 \times 140 \times 3 \times 10) \approx 10 \text{ mm}$$

La déformation du deuxième tirant

$$w_2 = 515 \times (9 + 3,5) / (195 \times 140 \times 3 \times 10) \approx 3 \text{ mm}$$

2. Les différentes phases de calcul

1^{ère} phase : Application de la surcharge de 20KN/m².

2^{ème} phase : Excavation jusqu'à la profondeur de 3m.

3^{ème} phase : Pose du premier lit de tirant d'ancrage à une profondeur de 2m.

4^{ème} phase : Excavation jusqu'à la profondeur de 8m.

5^{ème} phase : Pose du deuxième lit de tirant d'ancrage a une profondeur de 7m.

6^{ème} phase : Excavation jusqu'à la profondeur de 14,5m.

3. Calcul de la force nécessaire du tirant d'ancrage

Après avoir introduit toutes les données nécessaires, le logiciel **ENTIVACAO** nous donne principalement les résultats suivants et qui sont résumés dans le tableau.VII.2 :

1^{ère} phase : Application de la surcharge de 20KN/m²

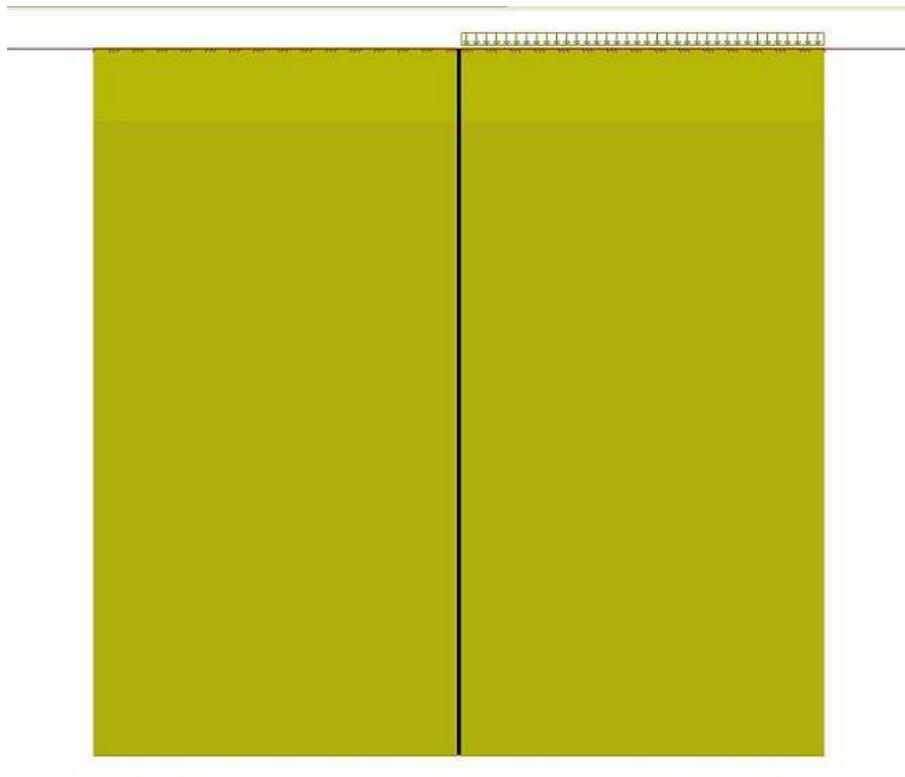


Fig.VII.4. Application de la surcharge

2^{ème} phase : Excavation jusqu'à la profondeur de 3m

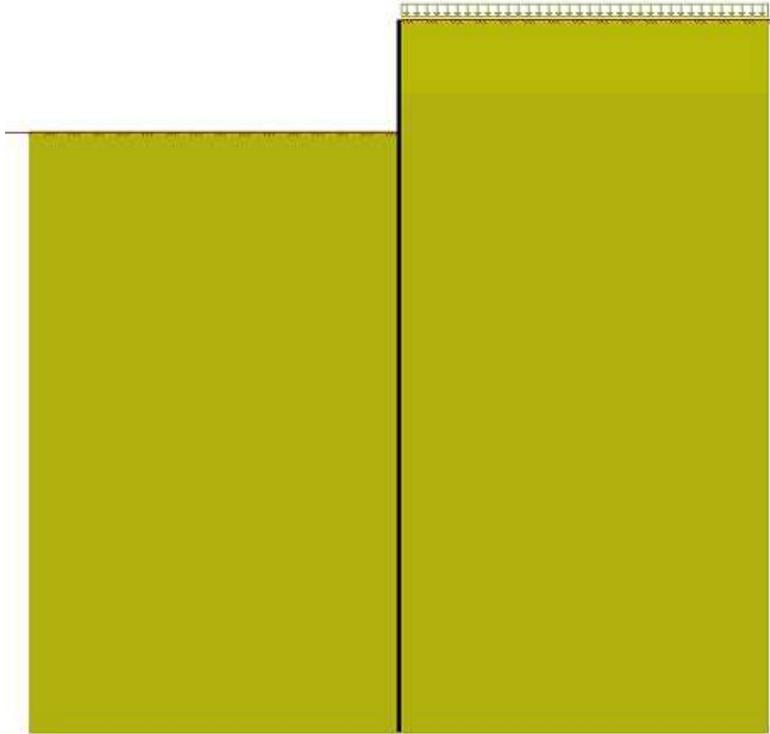


Fig.VII.5. Excavation jusqu'à la profondeur de 3m.

3^{ème} phase : Pose du premier lit de tirant d'ancrage à une profondeur de 2m

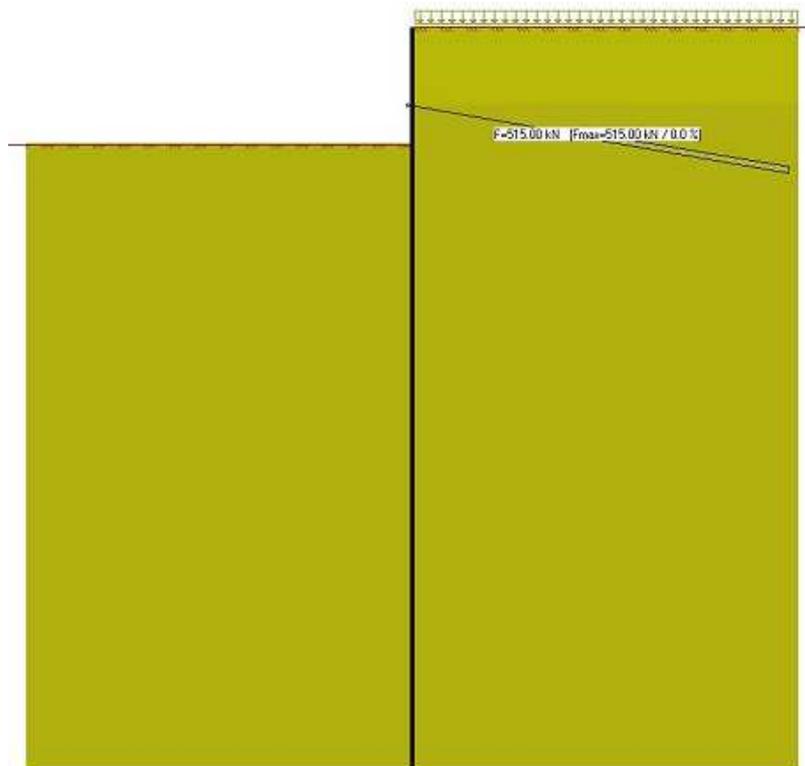


Fig.VII.6. Pose du premier lit de tirant d'ancrage à une profondeur de 2m.

4^{ème} phase : Excavation jusqu'à la profondeur de 8m

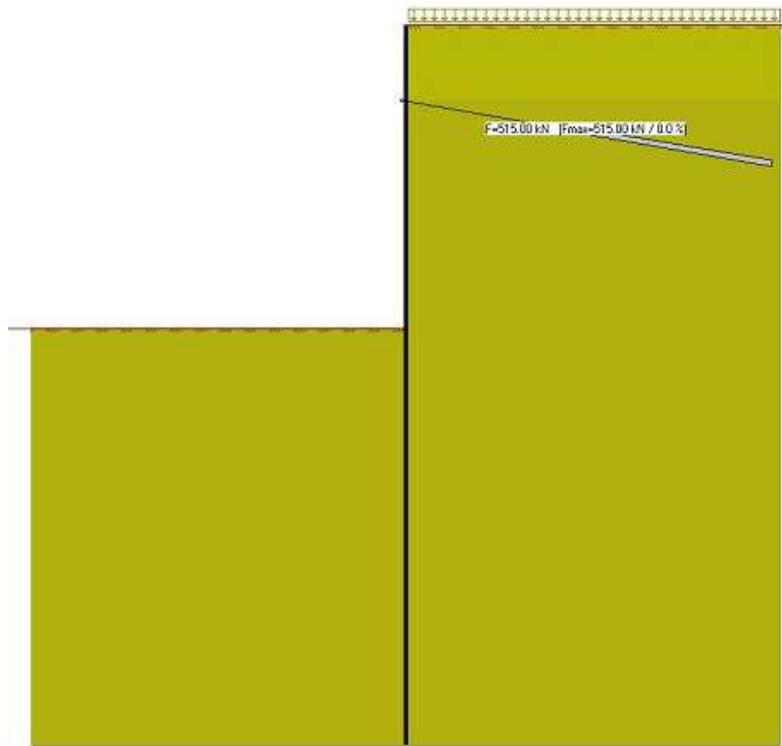


Fig.VII.7. Excavation jusqu'à la profondeur de 8m.

5^{ème} phase : Pose du deuxième lit de tirant d'ancrage a une profondeur de 7m

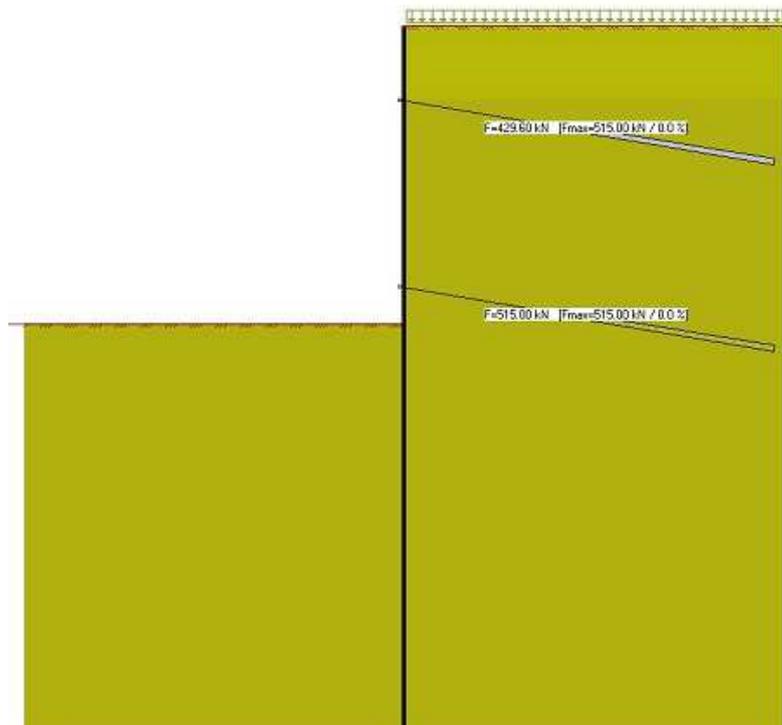


Fig.VII.8. Pose du deuxième lit de tirant d'ancrage a une profondeur de 7m

6^{ème} phase : Excavation jusqu'à la profondeur de 14,5m

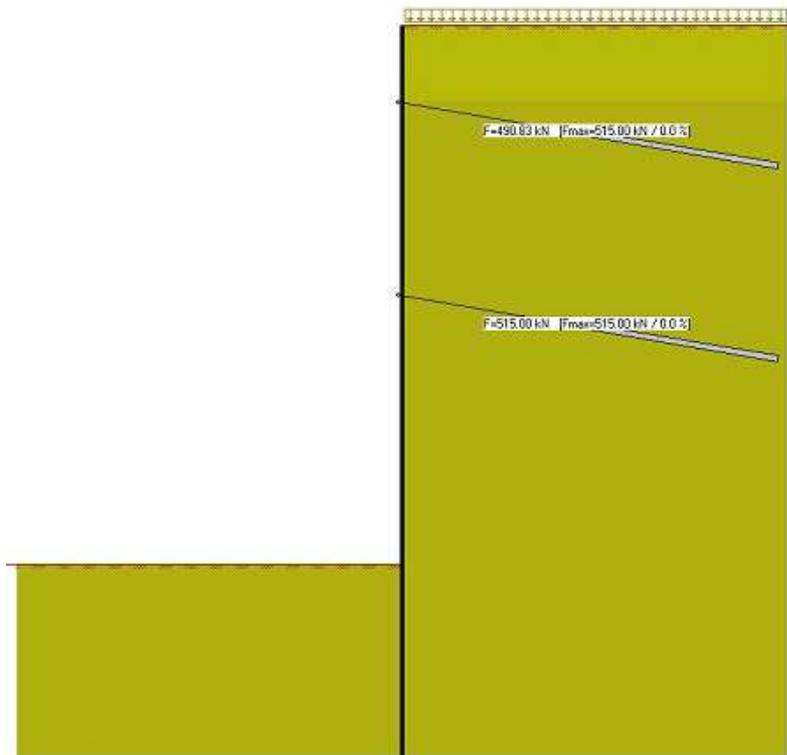


Fig.VII.9. Excavation jusqu'à la profondeur de 14,5m.

Dans ce qui suit, nous présenterons un tableau récapitulatif des principaux résultats obtenus :

Tableau.VII.2 : Récapitulatif des principaux résultats avec le logiciel ENTIVACAO

	1^{ère} phase	2^{ème} phase	3^{ème} phase	4^{ème} phase	5^{ème} phase	6^{ème} phase
Volume du sol déplacé (m ³ /m)	-0.00590	-0.02222	-0.01634	-0.03522	-0.02886	-0.06788
Longueur d'influence du tassement vertical (m)	11.104	9.888	5.860	6.358	4.951	5.735
Force exercée par le premier tirant (KN)	////	////	515.00	515.00	429.60	490.83
Force exercée par le deuxième tirant (KN)	////	////	////	////	515.00	515.00

Dans ce dernier tableau, nous remarquons qu'après avoir posé le deuxième lit de tirant la force du premier tirant a diminué et n'augmente qu'après la dernière excavation.

Vu que la diminution et l'augmentation de la force du premier tirant n'est pas très importante et que la stabilité du massif est assuré alors l'utilisation des tirants à 3 torons est suffisante.

4. Détermination des diagrammes des déplacements des différentes phases

Dans ce qui suit, nous présenterons les diagrammes des déplacements des différentes phases avec le logiciel **CYPE**.

1^{ère} phase : Application de la surcharge de 20KN/m²

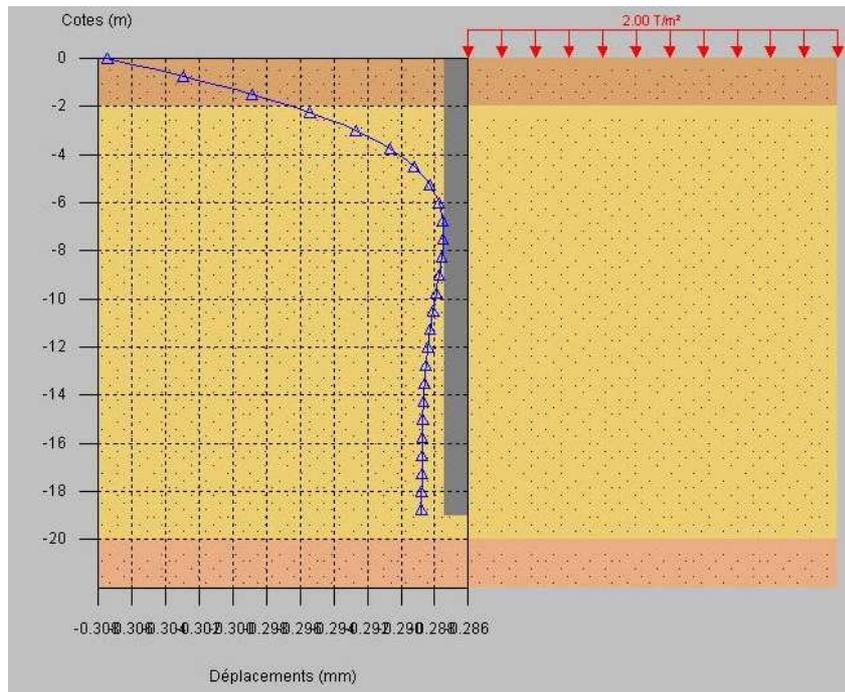


Fig.VII.10. Diagramme du déplacement de la 1^{ère} phase

2^{ème} phase : Excavation jusqu'à la profondeur de 3m

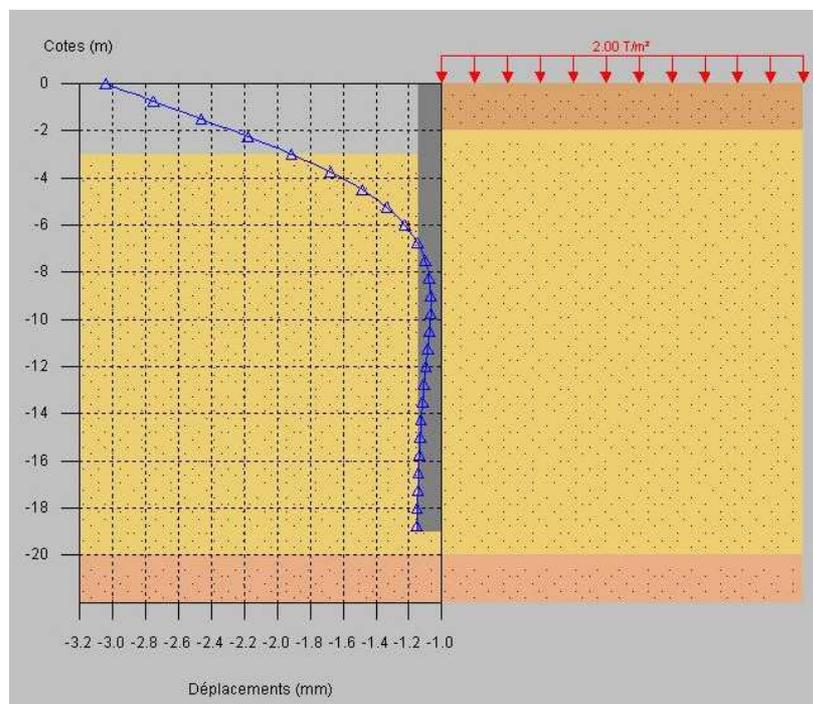


Fig.VII.11. Diagramme du déplacement de la 2^{ème} phase

3^{ème} phase : Pose du premier lit de tirant d’ancrage à une profondeur de 2m

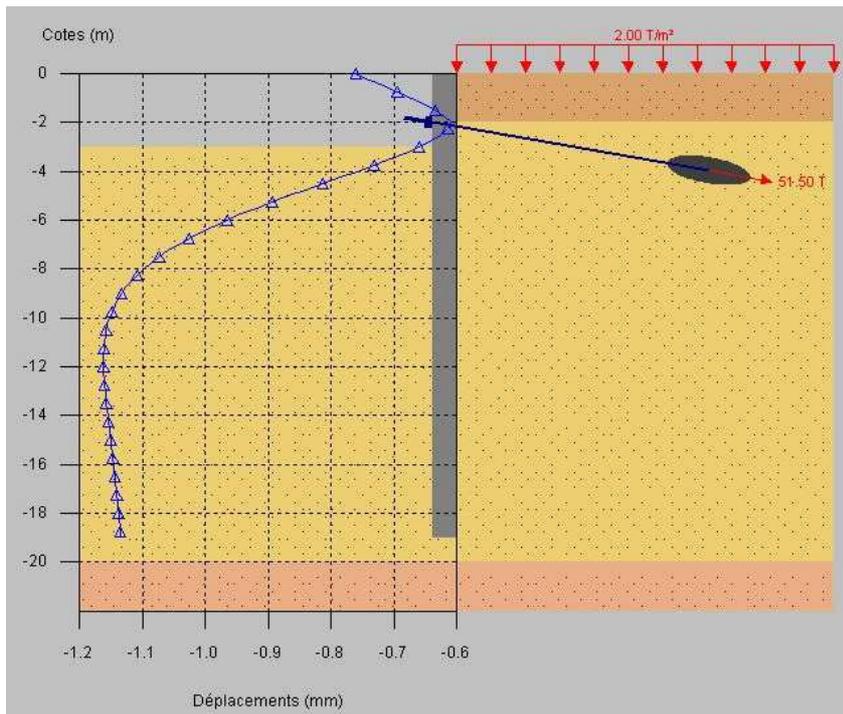


Fig.VII.12. Diagramme du déplacement de la 3^{ème} phase

4^{ème} phase : Excavation jusqu'à la profondeur de 8m

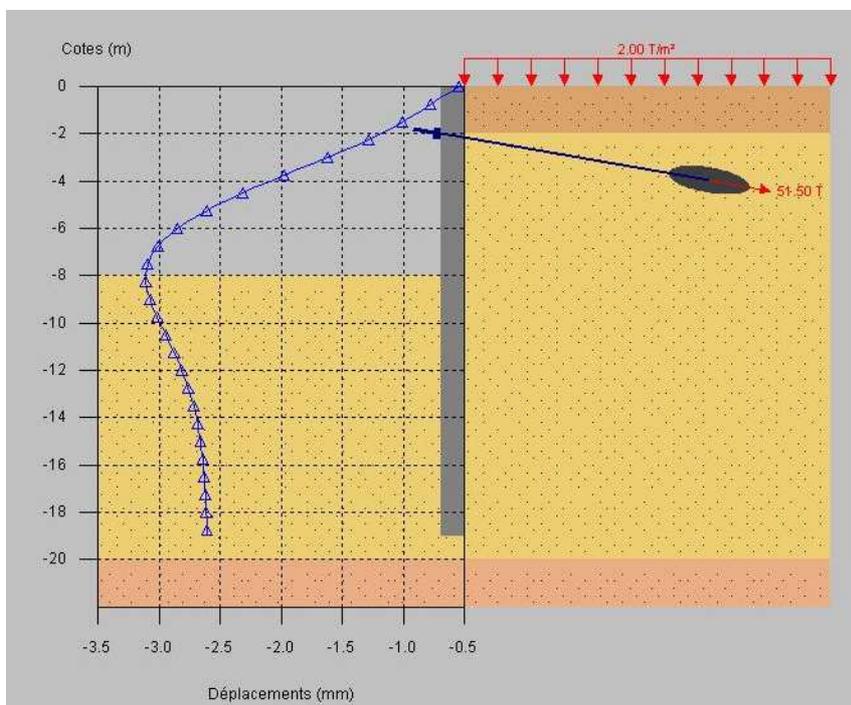


Fig.VII.13. Diagramme du déplacement de la 4^{ème} phase

5^{ème} phase : Pose du deuxième lit de tirant d’ancrage a une profondeur de 7m

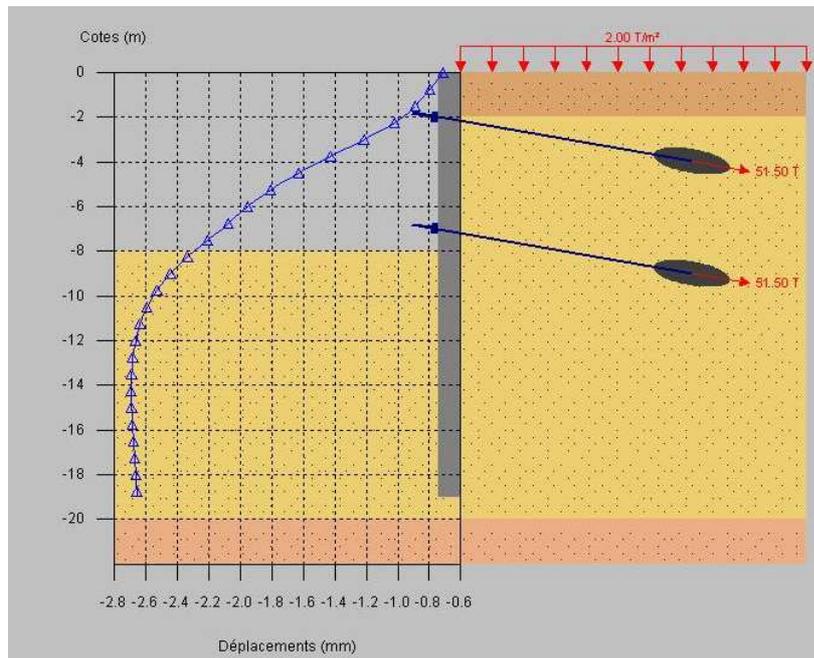


Fig.VII.14. Diagramme du déplacement de la 5^{ème} phase

6^{ème} phase : Excavation jusqu'à la profondeur de 14,5m

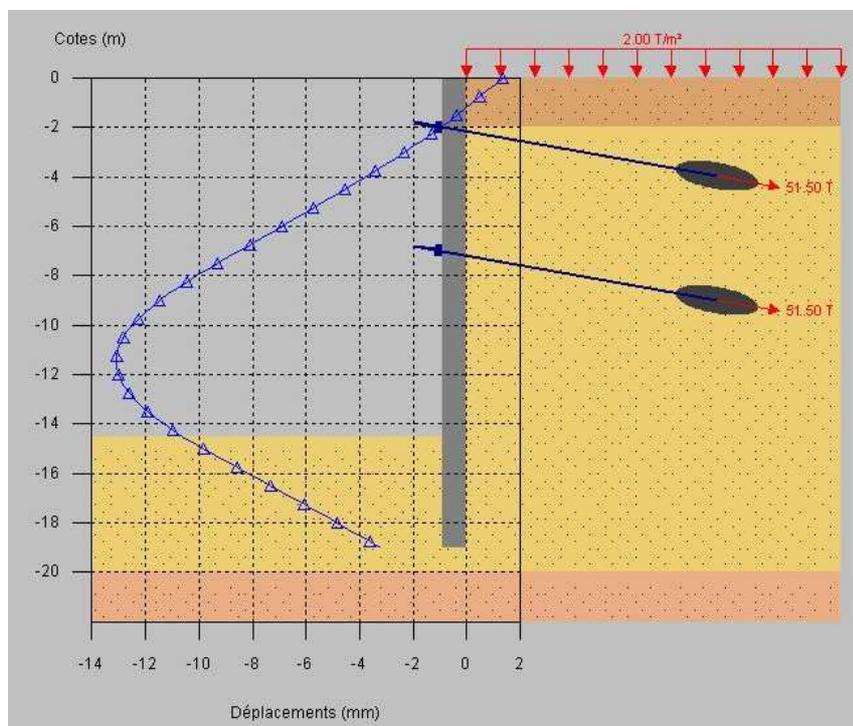


Fig.VII.15. Diagramme du déplacement de la 6^{ème} phase

Dans ce qui suit, nous présenterons un tableau récapitulatif des principaux résultats obtenus pour les différentes phases :

Tableau.VII.3 : Récapitulatif des principaux résultats sur les déplacements avec le logiciel **CYPE**

	1 ^{ère} phase	2 ^{ème} phase	3 ^{ème} phase	4 ^{ème} phase	5 ^{ème} phase	6 ^{ème} phase
Déplacement maximum (<i>mm</i>)	-0.3	-3.0	-1.17	-3.20	-2.70	-13
Profondeur du déplacement maximum (<i>m</i>)	0	0	12	8	14	12

Dans ce dernier tableau, on remarque qu'à chaque pose d'un lit de tirant d'ancrage le déplacement diminue et ce dernier est inférieur à 20mm (ce qui est recommandé) donc nous concluons que les tirants d'ancrage que nous avons adoptés sont validés.

5. Détermination des diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant des différentes phases

Dans ce qui suit, nous présenterons les diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant des différentes phases avec le logiciel **CYPE**.

1^{ère} phase : Application de la surcharge de 20KN/m²

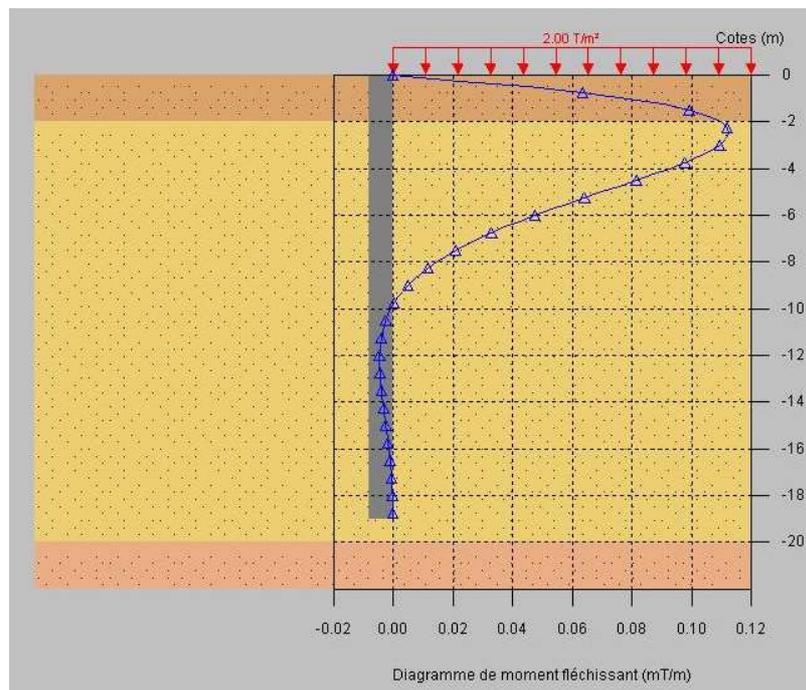


Fig.VII.16. Diagramme du moment fléchissant de la 1^{ère} phase

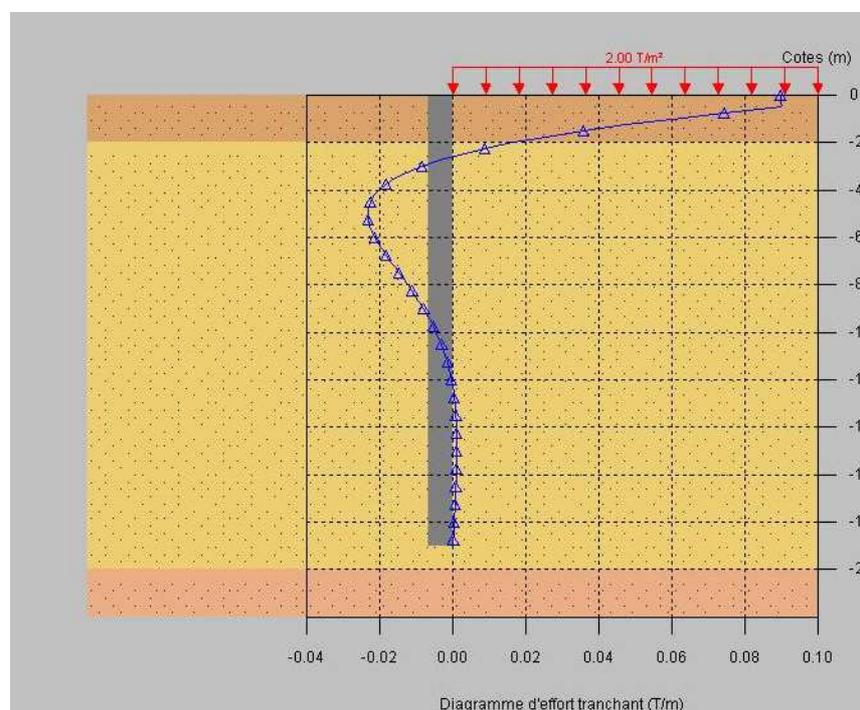


Fig.VII.17. Diagramme de l'effort tranchant de la 1^{ère} phase

2^{ème} phase : Excavation jusqu'à la profondeur de 3m

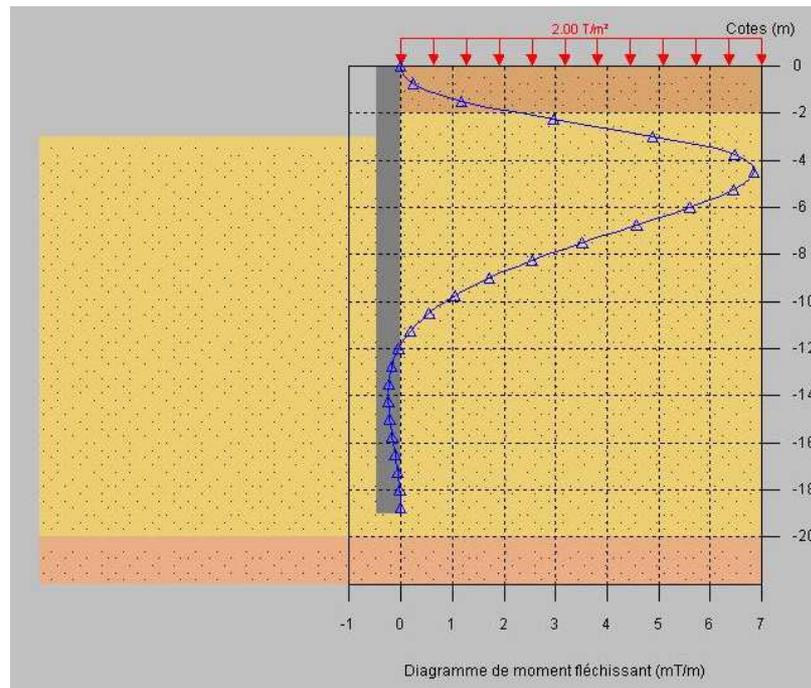


Fig.VII.18. Diagramme du moment fléchissant de la 2^{ème} phase

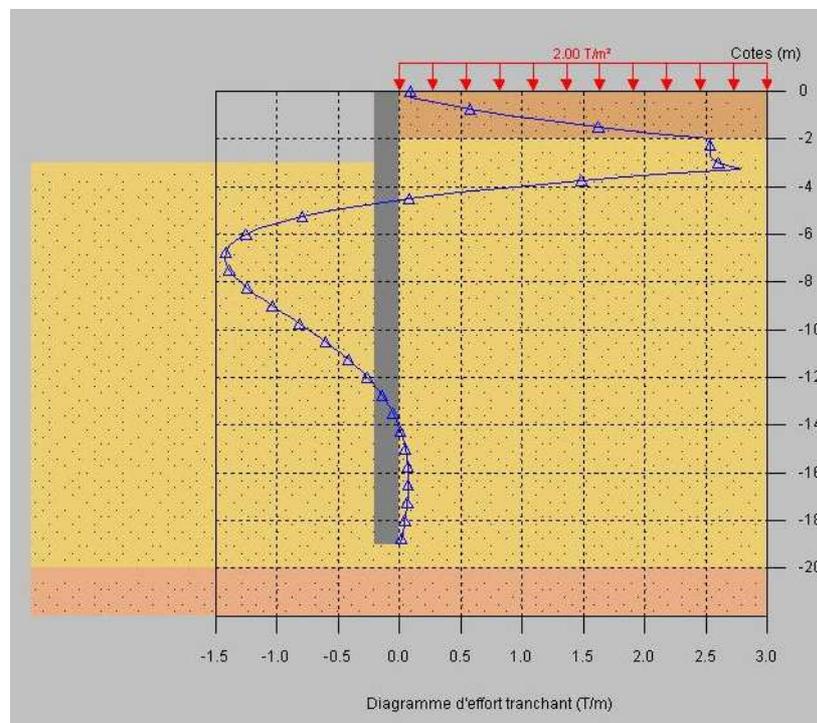


Fig.VII.19. Diagramme de l'effort tranchant de la 2^{ème} phase

3^{ème} phase : Pose du premier lit de tirant d'ancrage à une profondeur de 2m

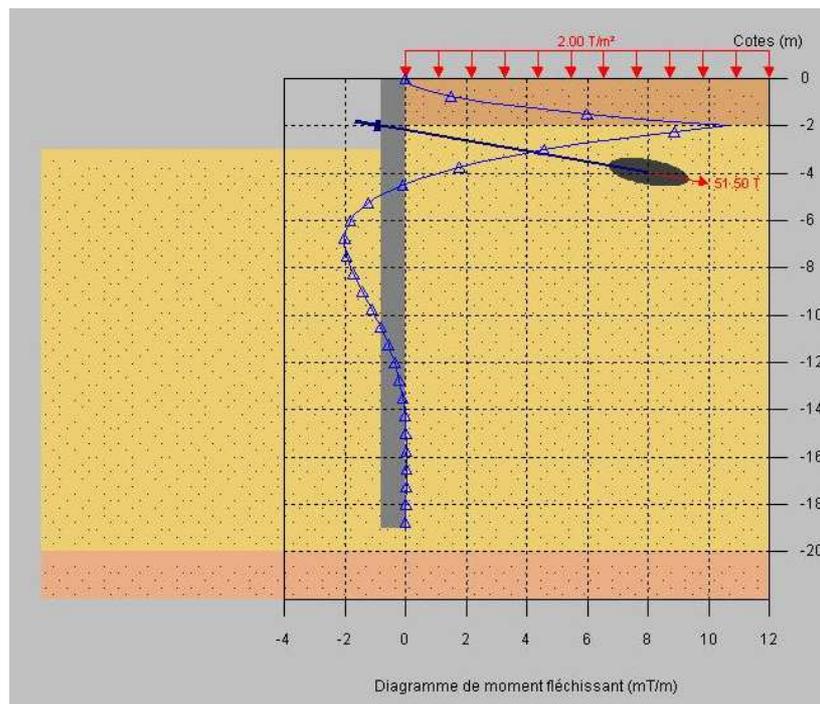


Fig.VII.20. Diagramme du moment fléchissant de la 3^{ème} phase

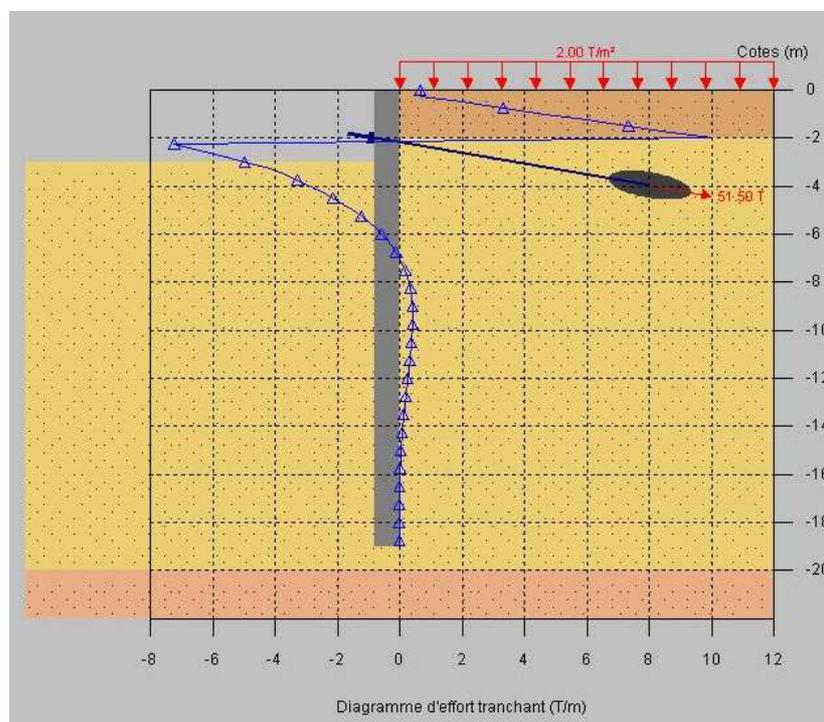


Fig.VII.21. Diagramme de l'effort tranchant de la 3^{ème} phase

4^{ème} phase : Excavation jusqu'à la profondeur de 8m

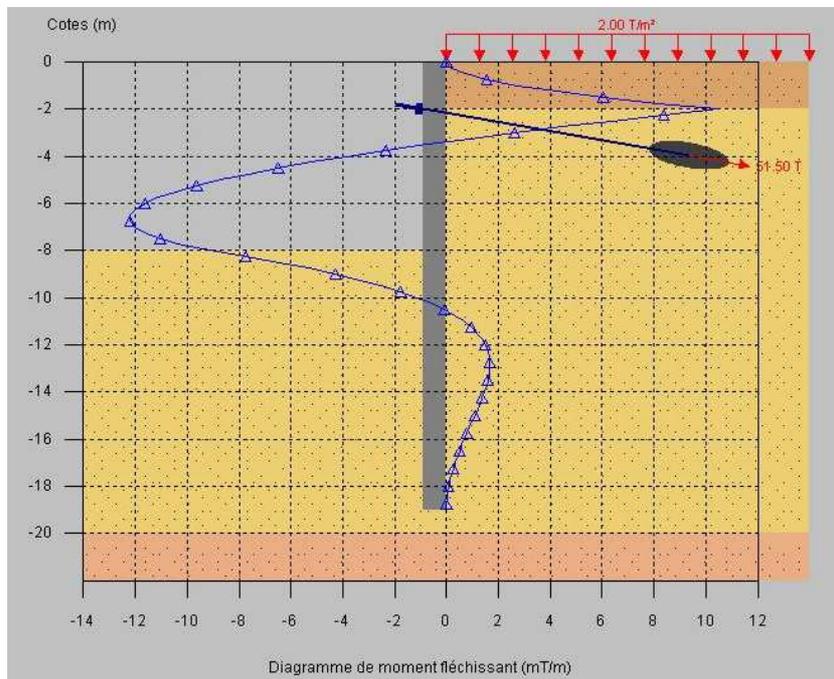


Fig.VII.22. Diagramme du moment fléchissant de la 4^{ème} phase

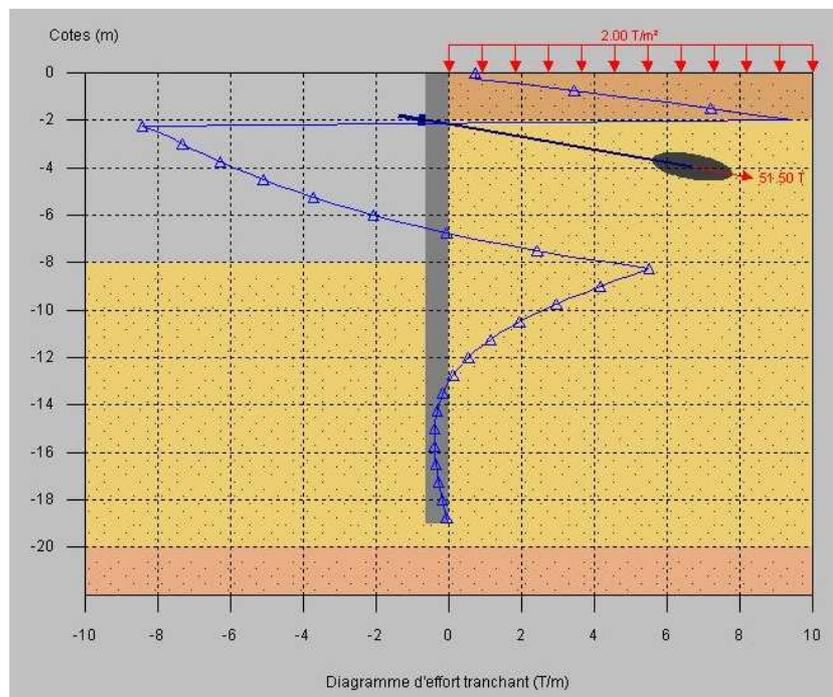


Fig.VII.23. Diagramme de l'effort tranchant de la 4^{ème} phase

5^{ème} phase : Pose du deuxième lit de tirant d’ancrage a une profondeur de 7m

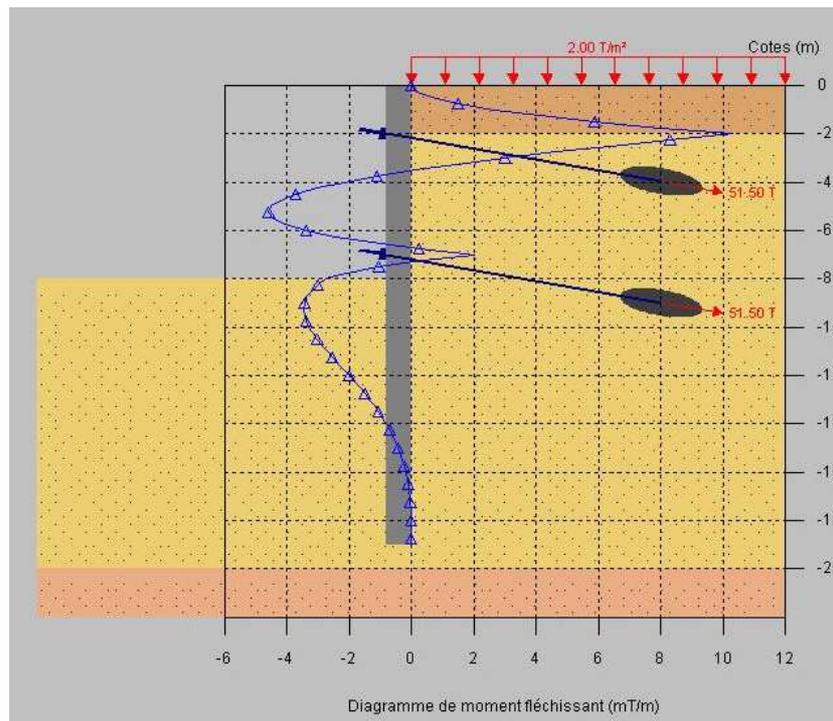


Fig.VII.24. Diagramme du moment fléchissant de la 5^{ème} phase

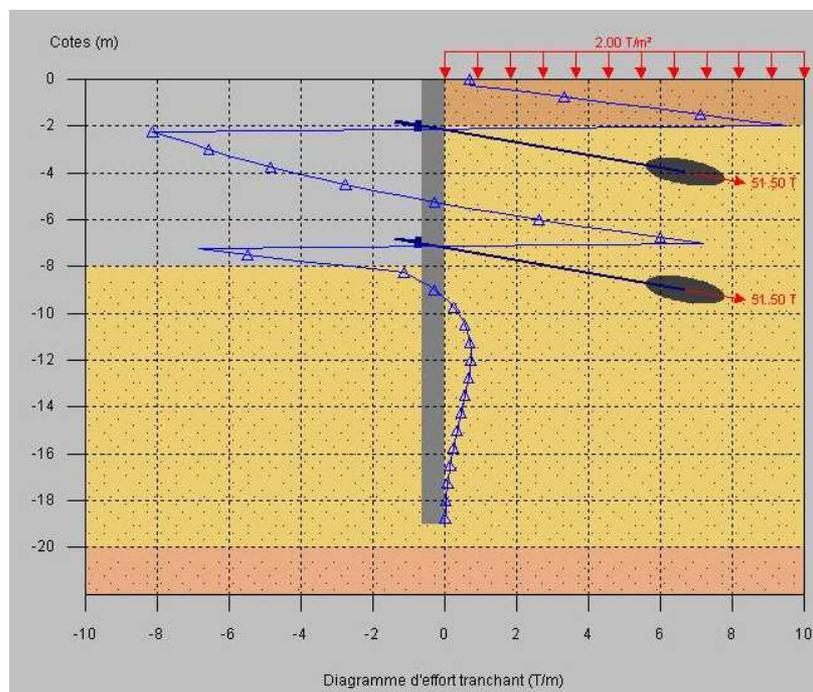


Fig.VII.25. Diagramme de l'effort tranchant de la 5^{ème} phase

6^{ème} phase : Excavation jusqu'à la profondeur de 14,5m

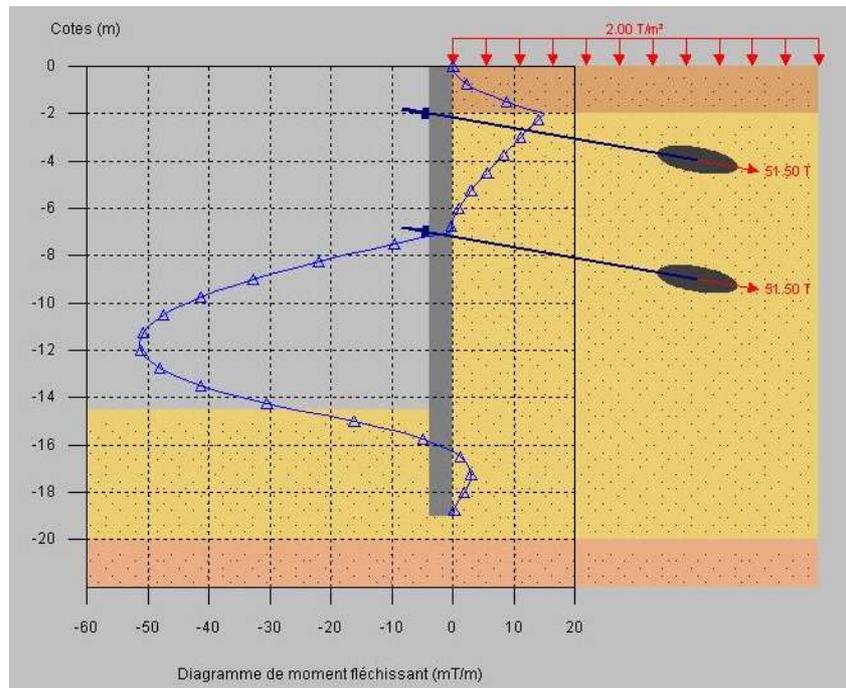


Fig.VII.26. Diagramme du moment fléchissant de la 6^{ème} phase

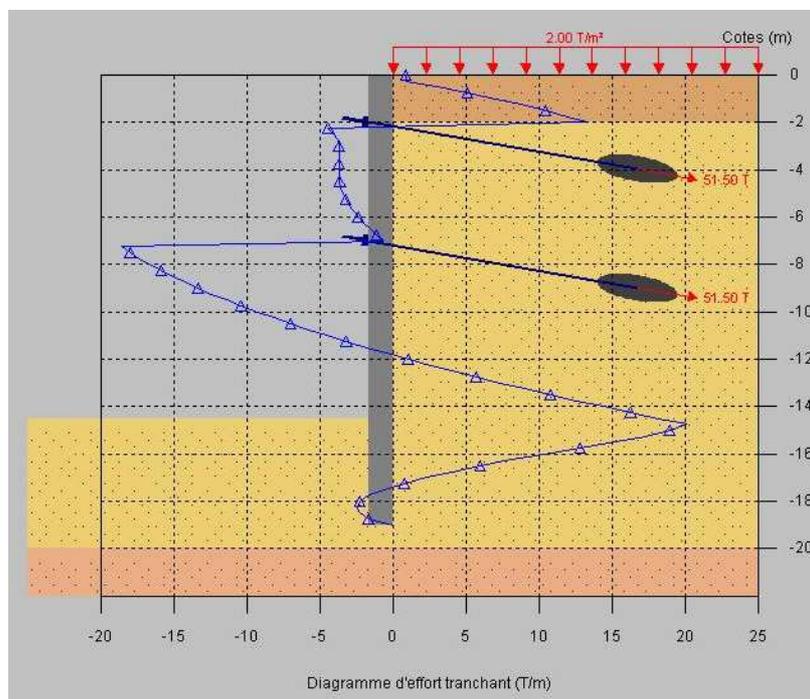


Fig.VII.27. Diagramme de l'effort tranchant de la 6ème phase

6. Détermination du ferrailage nécessaire des pieux en cours de phase

Après l'analyse des six phases le logiciel repère le moment fléchissant et l'effort tranchant les plus défavorables et nous donne le ferrailage nécessaire selon le BAEL (Béton Armé aux États Limites) pour assurer la stabilité des pieux au cours des différentes phases.

Le résultat du ferrailage obtenu par le logiciel CYPE est le suivant :

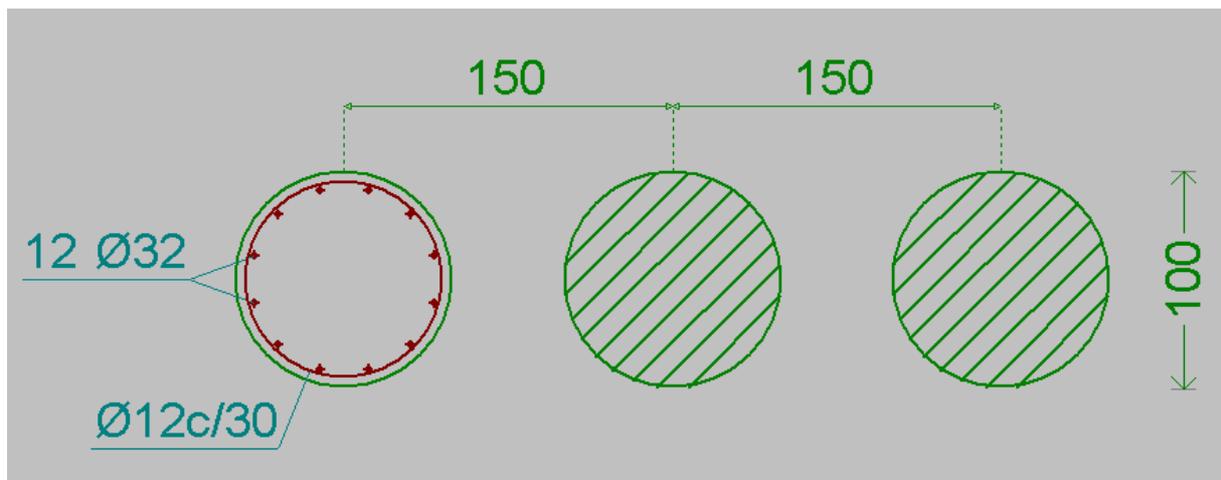


Fig.VII.28. Vue transversale du ferrailage nécessaire des pieux.



Fig.VII.29. Vue en 3D du ferrailage des pieux.

11. Modélisation des pieux et du tunnel cadre avec le logiciel SAP2000

Le modèle que nous avons adopté sur le SAP2000 est un model en éléments Frame défini comme le montre la **figure VII.28** sur un mètre de largeur.

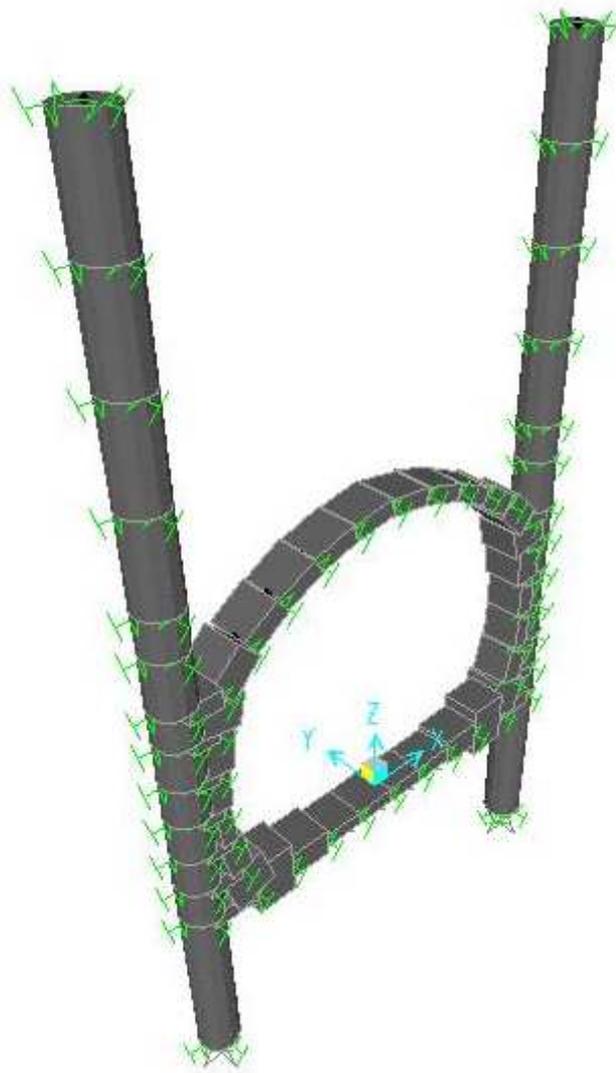


Fig.VII.28. la modélisation des pieux et du tunnel cadre sur SAP2000

Remarque :

- Comme la voûte du tunnel cadre n'a pas une section uniforme alors nous avons défini les différentes sections suivantes en partant de sa moitié gauche de gauche à droite :

Section 1 : $1m \times 0.7m$

Section 2 : $1m \times 0.6m$

Section 3 : $1m \times 0.5m$

Section 4 : $1m \times 0.4m$

- Pour prendre en considération l'interaction sol-structure nous avons défini des appuis élastiques de valeur $k = E \times r / l = 35 \text{ MN/m}^2$

Où :

E : élasticité du pieu (35 MN/m^2).

r : rayon du pieu ($1m$).

l : la largeur prise ($1m$).

12. Calcul de contraintes agissantes sur le pieu

Les contraintes horizontales se calculent selon l'hypothèse de Coulomb

$$\sigma_{hi} = K_{0i}(\sum \delta_i h_i + q)$$

Avec

K_0 : coefficient des terres au repos.

σ_{hi} : Contrainte horizontale de la couche (i).

δ_i : Poids volumique de la couche (i).

h_i : hauteur de la couche (i).

q : Surcharge.

Donc

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 0.57$$

1^{ere} couche

$$\sigma_{h1} = K_0(19 \times h_1 + q)$$

$$\text{Pour } h_1 = 0 \rightarrow \sigma_{h1} = 0.57 \times 20 = \mathbf{11.4 \text{ KN/m}^2}$$

$$\text{Pour } h_1 = 2m \rightarrow \sigma_{h1} = 10 \times 2 + 20 = \mathbf{33.06 \text{ KN/m}^2}$$

2^{ème} couche

$$\sigma_{h_2} = K_0(19 \times 2 + 21 \times h_2 + 20)$$

$$h_2 = 0 \rightarrow \sigma_{h_2} = 0.57 \times (58 + 21 \times 0) = \mathbf{33.06 \text{ KN/m}^2}$$

$$h_2 = 18\text{m} \rightarrow \sigma_{h_2} = 0.57 \times (58 + 21 \times 18) = \mathbf{248.52 \text{ KN/m}^2}$$

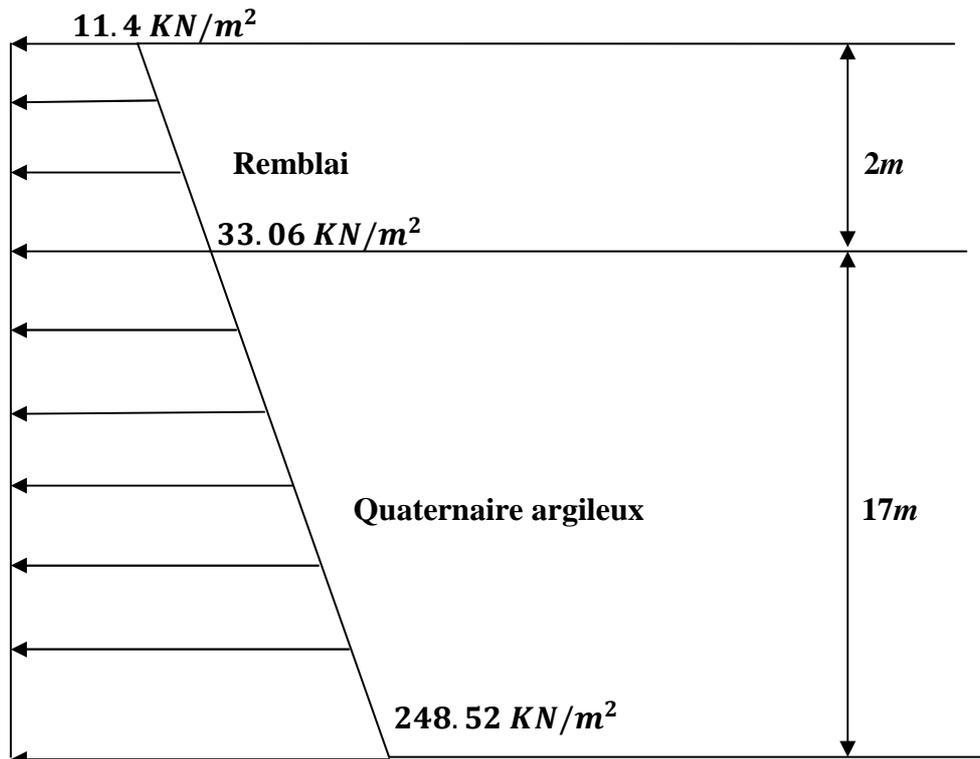


Fig.VII.29. schéma statique des contraintes agissantes sur les pieux.

13. Calcul des contraintes agissantes sur la voûte

Les contraintes agissantes sur la voute sont des contraintes verticales appliquées par le remblai et l'eau et se calculent avec la formule suivante :

$$\sigma = \sum \delta' \times h + \delta_{eau} \times h$$

Avec

δ' : Poids volumique déjaugé

δ_{eau} : Poids volumique de l'eau

Donc

$$\sigma = 19 \times 2 + 21 \times 4.5 + 10 \times 6.5$$

$$\sigma = 197.5 \text{ KN/m}^2$$

14. Détermination des diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant

Après avoir introduit les données nécessaires qui se trouvent dans le paragraphe 16 et le spectre du RPA 99 version 2003 (Règlement Parasismique Algérien) le logiciel nous donne le diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant (voir **figure. VII.30** et **figure. VII.31**).

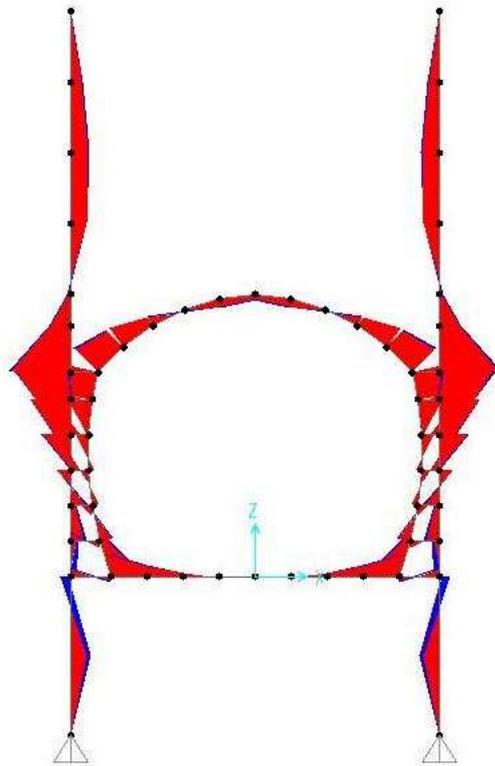


Fig. VII.30. Diagramme du moment fléchissant.

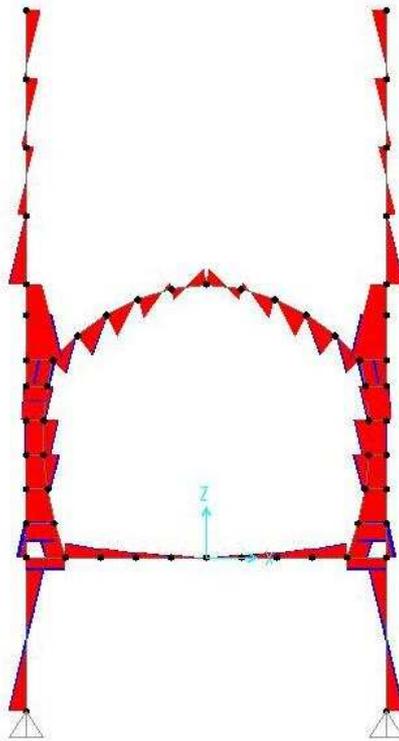


Fig. VII.31. Diagramme de l'effort tranchant

15. Détermination du ferrailage nécessaire pour le pieu et les différentes sections de la voûte

Après avoir obtenu le diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant, nous déterminerons le moment et l'effort tranchant les plus critiques pour obtenir le ferrailage nécessaire avec l'Eurocode 2.1992.

- **Pour le pieu :** Armatures longitudinales 14 \emptyset 32.
Armatures transversales \emptyset 12 // 20 cm.
- **Pour la section 1 :** Armatures longitudinales supérieures 9 \emptyset 12.
Armatures longitudinales inférieures 9 \emptyset 12.
- **Pour la section 2 :** Armatures longitudinales supérieures 6 \emptyset 12.
Armatures longitudinales inférieures 6 \emptyset 12.
- **Pour la section 3 et 4 :** Armatures longitudinales supérieures 5 \emptyset 12.
Armatures longitudinales inférieures 5 \emptyset 12.

Nous remarquons que le ferrailage du pieu trouvé est plus important que celui calculé en cours de phases ce qui nous amène à le choisir comme ferrailage définitif.

16. Ouvertures des fissures

L'ouverture des fissures des structures souterraines causées par la flexion, par la température d'hydratation ou des fissures thermiques ne doivent pas à tout âge excéder 0.2 mm pour les pièces structurales.

L'ouverture des fissures en flexion est calculée à une profondeur équivalente à l'enrobage apparent, depuis l'armature principale et doit être inférieure aux valeurs limites définies dans les Eurocode, en fonction de la classe d'exposition existante.

Pour les structures hors du terrain (p.ex. les sorties et les puits de ventilation) des ouvertures des fissures de 0,3mm sont admissibles.

Dans ce qui suit nous allons calculer à l'aide de Microsoft Excel, programmé pour le calcul des ouvertures des fissures et la vérification, l'ouverture des fissures du pieu et des différentes sections de la voûte.

Remarque : les calculs et les résultats sont sur les pages suivantes.

CHANTIER: **Bechdjerrah 1**

ELEMENT STRUCTURE **Pieu**

VERIFICATION ETAT LIMITE DE FISSURATION (EUROCODE EC2)

1. DONNEE DE SECTION

hauteur (h): **100** cm

Largeur (b): **100** cm

Moment Flexion en Service (Ms): **861,0** KNm
(Comb. Frequentes)

Armature: **$\phi 32 // 0,070$**
As = **114,89**

enrobage armature (c): **5,0** cm

d: **95,0** cm
(hauteur utile ht.)

fissuration a charge ponctuelle **0** (0, 1 ou 2)
ou pour déformation de retrait (1)
ou de rigidité importante extérieure (2)

MATERIAUX

Béton: **B** **40**

Classe(EC2) : C **35 /45**

fctm: **3,2** MPa

Aciers: **Es: 210** GPa

$\sigma_s =$ **93** MPa
 $\epsilon_{sm} =$ **0,000**
Srm = **84,8** mm
Wk= **0,034** mm

2. OUVERTURE ADMISSIBLE DES FISSURES (à imposer pour un calcul)

Wadm= **0,2** mm

NOTA: cette valeur prend en compte la fonction et la nature de la fonction aussi le cout associé au control de la fissuration - (EC2 - 4.4.2.1. - P(5))

3. CALCUL OUVERTURE DES FISSURES (Selon 4.4.2.4.de EC2)

$W_k = \beta S_m \epsilon_{sm}$ (mm) - Valeur de calcul

3.1. β - Coefficient de relation de largeur moyen de fissure avec W_k

$\beta = 1.7$: pour fissuration due aux actions appliquées et pour fissuration due aux déformations empêchées dans les sections avec section minimale de : $h_{min} > 800\text{mm}$

$\beta = 1.3$: pour fissuration due aux actions appliquées et pour fissuration due aux déformations empêchées dans les sections avec section minimale de : $h_{min} \leq 300\text{mm}$

NOTA: pour les sections intermédiaires faire interpolation

$$\beta = 1,7$$

3.2. Calcul de ϵ_{sm} (extension moyenne)

$$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2]$$

$\beta_1 = 1$: barres tordues

$\beta_1 = 0.5$: barres lisses

$\beta_2 = 1$: Pour charge unique de court durété

$\beta_2 = 0.5$: Pour charge avec une action permanente ou pour cycle de charge répétitive

$$\beta_1 = 1,0$$

$$\beta_2 = 0,5$$

Coef. Homogénéité ACIER/BETON (n) : 15

σ_s : contrainte des armatures de traction calculée sur la base de la section fissurée

σ_{sr} : contrainte des armatures de traction calculée sur la base de la section fissurée, sur les conditions de chargement qui provoquent le début de la fissuration

3.2.1. Determination de M_{sr}

$$xG = (b \cdot h^2 / 2 + A_s \cdot n \cdot c) / (b \cdot h + n \cdot A_s) = 43,38 \text{ cm}$$

$$IG = b \cdot h^3 / 12 + b \cdot h \cdot (h/2 - xG)^2 + n \cdot A_s \cdot (xG - c)^2 = 11310169,6 \text{ cm}^4$$

$$M_{sr} = f_{ctm} \cdot IG / xG = 834,2 \text{ KNm}$$

Si $M_s < M_{sr}$: pas de fissuration.
la vérification n'est pas nécessaire

$M_s > M_{sr}$

3.2.2. Determination de l'axe neutre

$$\rho = A_s / b \cdot d = 0,01209$$

$$x = (-15\rho + \sqrt{(15\rho)^2 + 2 \cdot 15 \cdot \rho}) = 42,53 \text{ cm}$$

$$I_{en} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_s \cdot (d - x)^2 = 7308937,7 \text{ cm}^4$$

3.2.3. Determination de σ_{sr} et σ_s

$$\sigma_{sr} = M_{sr} / I_{en} \cdot (d - x) \cdot n = 89,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = M_s / I_{en} \cdot (d - x) \cdot n = 92,7 \text{ MPa}$$

3.2.4. Determination de ϵ_{sm}

$$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2] = 0,000234$$

3.3. Calcul de S_{rm} (Distance moyenne finale entre fissure)

$$S_{rm} = 50 + 0,25 K_1 K_2 \phi / \rho_r$$

$\phi = 32$ mm (plus gros diamètre dans la section qui est choisi)

3.3.1. K_1 - Coefficient relatif aux propriétés d'adhérence des barres

Barres tors : $K_1 = 0,8$

fissuration due a: Charges appliquées

Sections rectangulaires (o/n)? $K = 1$ $K_1 = K_1 * K = 0,8$

3.3.2. K_2 - Coefficient relatif à la distribution des extensions dans la section

Flexion (f) ou traction (t) : f

$K_2 = 0,5$

Nota: dans le cas de traction excentrique
le calcul doit être fait manuellement

ϵ_1 - Maximal extension

ϵ_2 - Minimal extension

$$K_2 = (\epsilon_1 - \epsilon_2) / (2\epsilon_1)$$



3.3.3. Calcul de ρ_r (Pourcentage effectif des armatures)

$$\rho_r = A_s / A_{c,eff}$$

3.3.3.1. $A_{c,eff}$ - section de traction effective

type d'élément: P (D - Dalle) (T - Section "T")

$$A_{c, \text{eff}} = 1250,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dalle: } \min(2.5(c+\phi/2); (h-x)/3) * b$$

3.3.3.2. ρ_r - *Percentage effectif d'armature*

$$\rho_r = 0,0919$$

3.3.4. s_{rm} - *Distance moyenne finale entre fissure*

$$s_{rm} = 50 + 0.25 K_1 K_2 \phi / \rho_r = 84,8 \text{ mm}$$

3.4. w_k - *ouverture de fissure (valeur de calcul)*

$$w_k = \beta s_{rm} \epsilon_{sm} = 0,034 \text{ mm}$$

4. VERIFICATION ADMISSIBLE DES OUVERTURES DE FISSURES

$$w_k = 0,034 \text{ mm} < w_{adm} = 0,2 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

CHANTIER: **Bechdjerrah 1**

ELEMENT STRUCTURE **Section 1**

VERIFICATION ETAT LIMITE DE FISSURATION (EUROCODE EC2)

1. DONNEE DE SECTION

hauteur (h): **70** cm

Largeur (b): **100** cm

Moment Flexion en Service (Ms): **240,0** KNm
(Comb. Frequentes)

Armature: **$\phi 12 // 0,055$**
As = **20,56**

enrobage armature (c): **5,0** cm

d: **65,0** cm
(hauteur utile ht.)

fissuration a charge ponctuelle **0** (0, 1 ou 2)
ou pour déformation de retrait (1)
ou de rigidité importante extérieure (2)

MATERIAUX

Beton: **B**
40

Classe(EC2) : **C** **35 /45**

fctm: **3,2** MPa

Aciers: **Es: 210** GPa

$\sigma_s =$ **197** MPa
 $\epsilon_{sm} =$ **0,000**
 $S_{rm} =$ **122,9** mm
 $W_k =$ **0,047** mm

2. OUVERTURE ADMISSIBLE DES FISSURES (à imposer pour un calcul)

$W_{adm} =$ **0,2** mm

NOTA: cette valeur prend en compte la fonction et la nature de la fonction aussi le cout associé au control de la fissuration - (EC2 - 4.4.2.1. - P(5))

3. CALCUL OUVERTURE DES FISSURES (Selon 4.4.2.4. de EC2)

$W_k = \beta S_m \epsilon_{sm}$ (mm) - Valeur de calcul

3.1. β - Coefficient de relation de largeur moyen de fissure avec W_k

$\beta = 1.7$: pour fissuration due aux actions appliquées et pour fissuration due aux déformations empêchées dans les sections avec section minimale de : $h_{min} > 800\text{mm}$

$\beta = 1.3$: pour fissuration due aux actions appliquées et pour fissuration due aux déformations empêchées dans les sections avec section minimale de : $h_{min} \leq 300\text{mm}$

NOTA: pour les sections intermédiaires faire interpolation

$$\beta = 1,7$$

3.2. Calcul de ϵ_{sm} (extension moyenne)

$$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2]$$

$\beta_1 = 1$: barres tordues

$\beta_1 = 0.5$: barres lisses

$\beta_2 = 1$: Pour charge unique de courte durée

$\beta_2 = 0.5$: Pour charge avec une action permanente ou pour cycle de charge répétitive

Coef. Homogénéité ACIER/BETON (n) : 15

σ_s : contrainte des armatures de traction calculée sur la base de la section fissurée

σ_{sr} : contrainte des armatures de traction calculée sur la base de la section fissurée, sur les conditions de chargement qui

provoquent le début de la fissuration

3.2.1. Determination de M_{sr}

$$xG = (b \cdot h^2 / 2 + A_s \cdot n \cdot c) / (b \cdot h + n \cdot A_s) = 33,73 \text{ cm}$$

$$IG = b \cdot h^3 / 12 + b \cdot h \cdot (h/2 - xG)^2 + n \cdot A_s \cdot (xG - c)^2 = 3124219,9 \text{ cm}^4$$

$$M_{sr} = f_{ctm} \cdot IG / xG = 296,4 \text{ KNm}$$

Si $M_s < M_{sr}$: pas de fissuration.
la vérification n'est pas nécessaire

$$M_s < M_{sr}$$

3.2.2. Determination de l'axe neutre

$$\rho = A_s / b \cdot d = 0,00316$$

$$x = (-15\rho + \sqrt{(15\rho)^2 + 2 \cdot 15 \cdot \rho}) = 17,18 \text{ cm}$$

$$I_{en} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_s \cdot (d - x)^2 = 874366,5 \text{ cm}^4$$

3.2.3. Determination de σ_{sr} et σ_s

$$\sigma_{sr} = M_{sr} / I_{en} \cdot (d - x) \cdot n = 243,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = M_s / I_{en} \cdot (d - x) \cdot n = 196,9 \text{ MPa}$$

3.2.4. Determination de ϵ_{sm}

$$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2] = 0,000223$$

3.3. Calcul de S_{rm} (Distance moyenne finale entre fissure)

$$S_{rm} = 50 + 0,25 K_1 K_2 \phi / \rho$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \quad (\text{plus gros diamètre dans la section qui est choisi})$$

3.3.1. K_1 - Coefficient relatif aux propriétés d'adhérence des barres

Barres tors : $K1 = 0,8$

fissuration due a: Charges appliquées

Sections rectangulaires (α/n)? $K = 1$ $K1 = K1 * K = 0,8$

3.3.2. $K2$ - Coefficient relatif à la distribution des extensions dans la section

Flexion (f) ou traction (t) : f

$K2 = 0,5$

Nota: dans le cas de traction excentrique le calcul doit être fait manuellement

ϵ_1 - Extension maximale

ϵ_2 - Extension minimale

$$K2 = (\epsilon_1 - \epsilon_2) / (2\epsilon_1)$$



3.3.3. Calcul de ρ_r (Pourcentage effectif des armatures)

$$\rho_r = A_s / A_{c,eff}$$

3.3.3.1. $A_{c,eff}$ - section de traction effective

type d'élément:

P (D - Dalle)

(T - Section "T")

(P - Poutre)

(I - Section "I")

Dalle: $\min(2.5(c+\phi/2) ; (h-x)/3) * b$ $A_{c,eff} = 1250,00 \text{ cm}^2$

3.3.3.2. ρ_r - Pourcentage effectif d'armature

$\rho_r = 0,0165$

3.3.4. S_{rm} - Distance moyenne finale entre fissure

$$S_{rm} = 50 + 0.25 K_1 K_2 \phi / \rho r = 122,9 \text{ mm}$$

3.4. W_k - ouverture de fissure (valeur de calcul)

$$W_k = \beta S_{rm} \epsilon_{sm} = 0,047 \text{ mm}$$

4. VERIFICATION ADMISSIBLE DES OUVERTURES DE FISSURES

$$W_k = 0,047 \text{ mm} < W_{adm} = 0,2 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

CHANTIER: **Bechdjerrah 1**

ELEMENT STRUCTURE **section 2**

VERIFICATION ETAT LIMITE DE FISSURATION (EUROCODE EC2)

1. DONNEE DE SECTION

hauteur (h): **60** cm

Largeur (b): **100** cm

Moment Flexion en Service (Ms): **192,0** KNm
(Comb. Frequentes)

Armature: **$\phi 12 // 0,067$**
As = **16,88**

enrobage armature (c): **5,0** cm

d: **55,0** cm
(hauteur utile ht.)

fiissuration a charge ponctuelle **0** (0, 1 ou 2)
ou pour déformation de retrait (1)
ou de rigidité importante extérieure (2)

MATERIAUX

Beton: **B** **40**

Classe(EC2) : **C** **35 /45**

fctm: **3,2** MPa

Aciers: **Es:** **210** GPa

$\sigma_s =$ **227** MPa
 $\epsilon_{sm} =$ **0,000**
Srm = **138,9** mm
Wk= **0,094** mm

2. OUVERTURE ADMISSIBLE DES FISSURES (à imposer pour un calcul)

Wadm= **0,2** mm

NOTA: cette valeur prend en compte la fonction et la nature de la fonction aussi le cout associé au control de la fissuration - (EC2 - 4.4.2.1. - P(5))

3. CALCUL OUVERTURE DES FISSURES (Selon 4.4.2.4 de EC2)

$W_k = \beta S_m \epsilon_{sm}$ (mm) - Valeur de calcul

3.1. β - Coefficient de relation de largeur moyen de fissure avec W_k

$\beta = 1.7$: pour fissuration due aux actions appliquées et pour fissuration due aux déformations empêchées dans les sections avec section minimale de : $h_{min} > 800\text{mm}$

$\beta = 1.3$: pour fissuration due aux actions appliquées et pour fissuration due aux déformations empêchées dans les sections avec section minimale de : $h_{min} \leq 300\text{mm}$

NOTA: pour les sections intermédiaires faire interpolation

$$\beta = 1,7$$

3.2. Calcul de ϵ_{sm} (extension moyenne)

$$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2]$$

$\beta_1 = 1$: barres tordues

$\beta_1 = 0.5$: barres lisses

$\beta_2 = 1$: Pour charge unique de court durété

$\beta_2 = 0.5$: Pour charge avec une action permanente ou pour cycle de charge répétitive

$$\beta_1 = 1,0$$

$$\beta_2 = 0,5$$

Coef. Homogénéité ACIER/BETON (n) : 15

σ_s : contrainte des armatures de traction calculée sur la base de la section fissurée

σ_{sr} : contrainte des armatures de traction calculée sur la base de la section fissurée
 , sur les conditions de chargement qui
 provoquent le début de la fissuration

3.2.1. Determination de M_{sr}

$$xG = (b \cdot h^2 / 2 + A_s \cdot n \cdot c) / (b \cdot h + n \cdot A_s) = 28,99 \text{ cm}$$

$$IG = b \cdot h^3 / 12 + b \cdot h \cdot (h/2 - xG)^2 + n \cdot A_s \cdot (xG - c)^2 = 1951844,0 \text{ cm}^4$$

Si $M_s < M_{sr}$: pas de fissuration.
 la vérification n'est pas nécessaire

$$M_{sr} = f_{ctm} \cdot IG / xG = 215,5 \text{ KNm} \quad M_s < M_{sr}$$

3.2.2. Determination de l'axe neutre

$$\rho = A_s / b \cdot d = 0,00307$$

$$x = (-15\rho + \sqrt{(15\rho)^2 + 2 \cdot 15 \cdot \rho}) = 14,35 \text{ cm}$$

$$I_{en} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_s \cdot (d - x)^2 = 516897,9 \text{ cm}^4$$

3.2.3. Determination de σ_{sr} et σ_s

$$\sigma_{sr} = M_{sr} / I_{en} \cdot (d - x) \cdot n = 254,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = M_s / I_{en} \cdot (d - x) \cdot n = 226,5 \text{ MPa}$$

3.2.4. Determination de ϵ_{sm}

$$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2] = 0,000399$$

3.3. Calcul de S_{rm} (Distance moyenne finale entre fissure)

$$S_{rm} = 50 + 0,25 K_1 K_2 \phi / \rho$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \quad (\text{plus gros diamètre dans la section qui est choisi})$$

3.3.1. K1 - Coefficient relatif aux propriétés d'adhérence des barres

Barres tors : K1 = 0,8

fissuration due a: Charges appliquées

Sections rectangulaires (o/n)? 0 K= 1 K1=K1*K= 0,8

3.3.2. K2 - Coefficient relatif à la distribution des extensions dans la section

Flexion (f) ou traction (t) : f

K2= 0,5

Nota: dans le cas de traction excentrique
le calcul doit être fait manuellement

ϵ_1 - Maximal extension

ϵ_2 - Minimal extension

$$K_2 = (\epsilon_1 - \epsilon_2) / (2\epsilon_1)$$



3.3.3. Calcul de ρ_r (Pourcentage effectif des armatures)

$$\rho_r = A_s / A_{c,eff}$$

3.3.3.1. $A_{c,eff}$ - section de traction effective

type d'élément:

P (D - Dalle)

(T - Section "T")

(P - Poutre)

(I - Section "I")

$$A_{c,eff} = \min(2.5(c+\phi/2) ; (h-x)/3) * b$$

1250,00 cm²

3.3.3.2. ρ_r - Pourcentage effectif d'armature

$$\rho r = 0,0135$$

3.3.4. s_{rm} - Distance moyenne finale entre fissure

$$s_{rm} = 50 + 0.25 K_1 K_2 \phi / \rho r = 138,9 \text{ mm}$$

3.4. w_k - ouverture de fissure (valeur de calcul)

$$w_k = \beta s_{rm} \epsilon_{sm} = 0,094 \text{ mm}$$

4. VERIFICATION ADMISSIBLE DES OUVERTURES DE FISSURES

$$w_k = 0,094 \text{ mm} < w_{adm} = 0,2 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

CHANTIER: **Bechdjerrah 1**

ELEMENT STRUCTURE **Section 3**

VERIFICATION ETAT LIMITE DE FISSURATION (EUROCODE EC2)

1. DONNEE DE SECTION

hauteur (h): **50** cm

Largeur (b): **100** cm

Moment Flexion en Service (Ms): **108,0** KNm
(Comb. Frequentes)

Armature: **$\phi 12 // 0,150$**
As = **7,54**

enrobage armature (c): **5,0** cm

d: **45,0** cm
(hauteur utile ht.)

fissuration a charge ponctuelle **0** (0, 1 ou 2)
ou pour déformation de retrait (1)
ou de rigidité importante extérieure (2)

MATERIAUX

Béton: **B** **40**

Classe(EC2) : **C** **35 /45**

fctm: **3,2** MPa

Aciers: **Es:** **210** GPa

$\sigma_s =$ **341** MPa
 $\epsilon_{sm} =$ **0,000**
 $S_{rm} =$ **248,9** mm
 $W_k =$ **0,097** mm

2. OUVERTURE ADMISSIBLE DES FISSURES (à imposer pour un calcul)

$W_{adm} =$ **0,2** mm

NOTA: cette valeur prend en compte la fonction et la nature de la fonction aussi le cout associé au control de la fissuration - (EC2 - 4.4.2.1. - P(5))

3. CALCUL OUVERTURE DES FISSURES (Selon 4.4.2.4. de EC2)

$W_k = \beta S_m \epsilon_{sm}$ (mm) - Valeur de calcul

3.1. β - Coefficient de relation de largeur moyen de fissure avec W_k

$\beta = 1.7$: pour fissuration due aux actions appliquées et pour fissuration due aux déformations empêchées dans les sections avec section minimale de : $h_{min} > 800\text{mm}$

$\beta = 1.3$: pour fissuration due aux actions appliquées et pour fissuration due aux déformations empêchées dans les sections avec section minimale de : $h_{min} \leq 300\text{mm}$

NOTA: pour les sections intermédiaires faire interpolation

$$\beta = 1,7$$

3.2. Calcul de ϵ_{sm} (extension moyenne)

$$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2]$$

$\beta_1 = 1$: barres tordues

$\beta_1 = 0.5$: barres lisses

$\beta_2 = 1$: Pour charge unique de court durété

$\beta_2 = 0.5$: Pour charge avec une action permanente ou pour cycle de charge répétitive

Coef. Homogénéité ACIER/BETON (n) : 15

σ_s : contrainte des armatures de traction calculée sur la base de la section fissurée

σ_{sr} : contrainte des armatures de traction calculée sur la base de la section fissurée, sur les conditions de chargement qui

provoque le début de la fissuration

3.2.1. Determination de M_{sr}

$$xG = (b \cdot h^2 / 2 + A_s \cdot n \cdot c) / (b \cdot h + n \cdot A_s) = 24,56 \text{ cm}$$

$$IG = b \cdot h^3 / 12 + b \cdot h \cdot (h/2 - xG)^2 + n \cdot A_s \cdot (xG - c)^2 = 1085905,0 \text{ cm}^4$$

$$M_{sr} = f_{ctm} \cdot IG / xG = 141,5 \text{ KNm}$$

Si $M_s < M_{sr}$: pas de fissuration.
la vérification n'est pas nécessaire

$$M_s < M_{sr}$$

3.2.2. Determination de l'axe neutre

$$\rho = A_s / b \cdot d = 0,00168$$

$$x = (-15\rho + \sqrt{(15\rho)^2 + 2 \cdot 15 \cdot \rho}) = 9,02 \text{ cm}$$

$$I_{en} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_s \cdot (d - x)^2 = 170873,7 \text{ cm}^4$$

3.2.3. Determination de σ_{sr} et σ_s

$$\sigma_{sr} = M_{sr} / I_{en} \cdot (d - x) \cdot n = 446,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = M_s / I_{en} \cdot (d - x) \cdot n = 341,1 \text{ MPa}$$

3.2.4. Determination de ϵ_{sm}

$$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2] = 0,000230$$

3.3. Calcul de S_{rm} (Distance moyenne finale entre fissure)

$$S_{rm} = 50 + 0,25 K_1 K_2 \phi / \rho$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \quad (\text{plus gros diamètre dans la section qui est choisi})$$

3.3.1. K_1 - Coefficient relatif aux propriétés d'adhérence des barres

Barres tors : $K1 = 0,8$

fissuration due a: Charges appliquées

Sections rectangulaires (α/n)? $K = 1$ $K1 = K1 * K = 0,8$

3.3.2. $K2$ - Coefficient relatif à la distribution des extensions dans la section

Flexion (f) ou traction (t) : f

$K2 = 0,5$

Nota: dans le cas de traction excentrique le calcul doit être fait manuellement

ϵ_1 - Maximal extension

ϵ_2 - Minimal extension

$$K2 = (\epsilon_1 - \epsilon_2) / (2\epsilon_1)$$



3.3.3. Calcul de ρ_r (Percentage effectif des armatures)

$$\rho_r = A_s / A_{c,eff}$$

3.3.3.1. $A_{c,eff}$ - section de traction effective

type d'élément:

P (D - Dalle)

(T - Section "T")

(P - Poutre)

(I - Section "I")

$$A_{c,eff} = 1250,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dalle: } \min(2.5(c+\phi/2); (h-x)/3) * b$$

3.3.3.2. ρ_r - Percentage effectif d'armature

$$\rho_r = 0,0060$$

3.3.4. s_{rm} - Distance moyenne finale entre fissure

$$s_{rm} = 50 + 0.25 K_1 K_2 \phi / \rho r = 248,9 \text{ mm}$$

3.4. w_k - ouverture de fissure (valeur de calcul)

$$w_k = \beta s_{rm} \epsilon_{sm} = 0,097 \text{ mm}$$

4. VERIFICATION ADMISSIBLE DES OUVERTURES DE FISSURES

$$w_k = 0,097 \text{ mm} < w_{adm} = 0,2 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

CHANTIER: **Bechdjerrah 1**

ELEMENT STRUCTURE **Section 4**

VERIFICATION ETAT LIMITE DE FISSURATION (EUROCODE EC2)

1. DONNEE DE SECTION

hauteur (h): **40 cm**

Largeur (b): **100 cm**

Moment Flexion en Service (Ms): **73,3 kNm**
(Comb. Frequentes)

Armature: **$\phi 12 // 0,150$**
As = **7,54**

enrobage armature (c): **5,0 cm**

d: **35,0 cm**
(hauteur utile ht.)

fissuration a charge ponctuelle **0** (0, 1 ou 2)
ou pour déformation de retrait (1)
ou de rigidité importante extérieure (2)

MATERIAUX

Béton: **B**
40

Classe(EC2) : **C**
35 /45

fctm: **3,2 MPa**

Aciers: **Es: 210 GPa**

$\sigma_s =$ **300 MPa**
 $\epsilon_{sm} =$ **0,000**
 $S_{rm} =$ **248,9 mm**
 $W_k =$ **0,137 mm**

2. OUVERTURE ADMISSIBLE DES FISSURES (à imposer pour un calcul)

$W_{adm} =$ **0,2 mm**

NOTA: cette valeur prend en compte la fonction et la nature de la fonction aussi le cout associé au control de la fissuration - (EC2 - 4.4.2.1. - P(5))

3. CALCUL OUVERTURE DES FISSURES (Selon 4.4.2.4. de EC2)

$W_k = \beta S_m \epsilon_{sm}$ (mm) - Valeur de calcul

3.1. β - Coefficient de relation de largeur moyen de fissure avec W_k

$\beta = 1.7$: pour fissuration due aux actions appliquées et pour fissuration due aux déformations empêchées dans les sections avec section minimale de : $h_{min} > 800\text{mm}$

$\beta = 1.3$: pour fissuration due aux actions appliquées et pour fissuration due aux déformations empêchées dans les sections avec section minimale de : $h_{min} \leq 300\text{mm}$

NOTA: pour les sections intermédiaires faire interpolation

$$\beta = 1,7$$

3.2. Calcul de ϵ_{sm} (extension moyenne)

$$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2]$$

$\beta_1 = 1$: barres tordues

$\beta_1 = 0.5$: barres lisses

$\beta_2 = 1$: Pour charge unique de court durété

$\beta_2 = 0.5$: Pour charge avec une action permanente ou pour cycle de charge répétitive

Coef. Homogénéité ACIER/BETON (n) : 15

σ_s : contrainte des armatures de traction calculée sur la base de la section fissurée

σ_{sr} : contrainte des armatures de traction calculée sur la base de la section fissurée, sur les conditions de chargement qui

provoquent le début de la fissuration

3.2.1. Determination de M_{sr}

$$xG = (b \cdot h^2 / 2 + A_s \cdot n \cdot c) / (b \cdot h + n \cdot A_s) = 19,59 \text{ cm}$$

$$IG = b \cdot h^3 / 12 + b \cdot h \cdot (h/2 - xG)^2 + n \cdot A_s \cdot (xG - c)^2 = 558080,5 \text{ cm}^4$$

$$M_{sr} = f_{ctm} \cdot IG / xG = 91,2 \text{ KNm}$$

$$M_s < M_{sr}$$

Si $M_s < M_{sr}$: pas de fissuration.
la vérification n'est pas nécessaire

3.2.2. Determination de l'axe neutre

$$\rho = A_s / b \cdot d = 0,00215$$

$$x = (-15\rho + \sqrt{(15\rho)^2 + 2 \cdot 15 \cdot \rho}) = 7,84 \text{ cm}$$

$$I_{en} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_s \cdot (d - x)^2 = 99491,0 \text{ cm}^4$$

3.2.3. Determination de σ_{sr} et σ_s

$$\sigma_{sr} = M_{sr} / I_{en} \cdot (d - x) \cdot n = 373,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = M_s / I_{en} \cdot (d - x) \cdot n = 300,2 \text{ MPa}$$

3.2.4. Determination de ϵ_{sm}

$$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2] = 0,000324$$

3.3. Calcul de S_{rm} (Distance moyenne finale entre fissure)

$$S_{rm} = 50 + 0,25 K_1 K_2 \phi / \rho r$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \quad (\text{plus gros diamètre dans la section qui est choisi})$$

3.3.1. K_1 - Coefficient relatif aux propriétés d'adhérence des barres

Barres tors : $K1 = 0,8$

fissuration due a: Charges appliquées

Sections rectangulaires (α/n)? $K = 1$ $K1 = K1 * K = 0,8$

3.3.2. $K2$ - Coefficient relatif à la distribution des extensions dans la section

Flexion (f) ou traction (t) : f

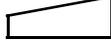
$K2 = 0,5$

Nota: dans le cas de traction excentrique
le calcul doit être fait manuellement

ϵ_1 - Maximal extension

ϵ_2 - Minimal extension

$$K2 = (\epsilon_1 - \epsilon_2) / (2\epsilon_1)$$



3.3.3. Calcul de ρ_r (Pourcentage effectif des armatures)

$$\rho_r = A_s / A_{c,eff}$$

3.3.3.1. $A_{c,eff}$ - section de traction effective

type d'élément:

P (D - Dalle)

(T - Section "T")

(P - Poutre)

(I - Section "I")

$$A_{c,eff} = 1250,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dalle: } \min(2.5(c+\phi/2); (h-x)/3) * b$$

3.3.3.2. ρ_r - Pourcentage effectif d'armature

$$\rho_r = 0,0060$$

3.3.4. s_{rm} - Distance moyenne finale entre fissure

$$s_{rm} = 50 + 0.25 K_1 K_2 \phi / \rho r = 248,9 \text{ mm}$$

3.4. w_k - ouverture de fissure (valeur de calcul)

$$w_k = \beta s_{rm} \epsilon_{sm} = 0,137 \text{ mm}$$

4. VERIFICATION ADMISSIBLE DES OUVERTURES DE FISSURES

$$w_k = 0,137 \text{ mm} < w_{adm} = 0,2 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Les travaux présentés dans ce mémoire ont été initiés dans le but d'améliorer nos connaissances dans un des domaines du génie civil à savoir les ouvrages d'art.

Arrivés au terme de ce projet, nous nous proposons de faire un bilan rapide des principaux résultats obtenus, à travers le résumé du contenu des six chapitres qui ont été développés, tout en soulignant les différents liens qui les unissent.

En premier lieu, nous avons présenté notre projet et ce en commençant par parler du Métro d'Alger et, ensuite, en décrivant le tronçon qu'on s'est proposé d'étudier. Ensuite, nous nous sommes penchés sur la reconnaissance des sites d'étude où nous avons donné un aperçu géologique général d'Alger et parlé des différents sondages effectués dans notre projet ainsi que les caractéristiques géotechniques des différentes couches.

Dans le chapitre III, nous avons introduit les différents types de soutènement et la méthode qui a été retenue est celle des pieux forés.

Nous avons, ensuite, abordé les tirants d'ancrage. Nous avons choisi des tirants précontraints plutôt que de prendre les butons car les premiers cités nous permettent de réaliser plus facilement et plus rapidement le tunnel cadre.

Dans le chapitre V, nous avons donné les critères d'alarme et d'alerte. Ce chapitre nous a permis de prendre conscience de l'importance du monitoring car il constitue une mesure préventive contre d'éventuels catastrophes.

Nous nous sommes, par la suite, familiarisés avec le logiciel **CYPE Ingenieros**. Ce logiciel est très puissant et nous donne des résultats très satisfaisants.

En dernier, nous avons fait une modélisation grâce au logiciel portugais **ENTIVACAO** pour vérifier la stabilité du pieu, du terrain et des tirants d'ancrages et de déterminer la force nécessaire de ces derniers. Ensuite, nous avons repris le même modèle sur le logiciel **CYPE** pour déterminer les différents diagrammes des efforts et le ferrailage des pieux nécessaire au cours des phases de construction. De là, nous avons déterminé le ferrailage des pieux avec le logiciel **SAP2000** en faisant un modèle de l'état final de construction du tunnel cadre, puis

nous avons comparé ce ferrailage avec celui obtenu avec **CYPE** et nous avons pris le plus défavorable d'entre eux. Enfin, nous avons vérifié la fissuration à l'état final.

Ce projet de fin étude a été une aubaine pour mieux comprendre les techniques utilisées dans la réalisation des tunnels à ciel ouvert. Il nous a, aussi, permis de découvrir une nouvelle solution pour remplacer les butons qui consiste en les tirants d'ancrage précontraints. En outre, il nous a permis la maîtrise de plusieurs logiciels de calcul relatifs aux travaux souterrains.

Enfin, ce mémoire a été pour nous une occasion de nous familiariser avec la technique des tirants d'ancrage qui n'a pas fait, à notre humble connaissance, l'objet d'étude, en Algérie, dans le cadre universitaire.

ANNEXES

ANNEXE I

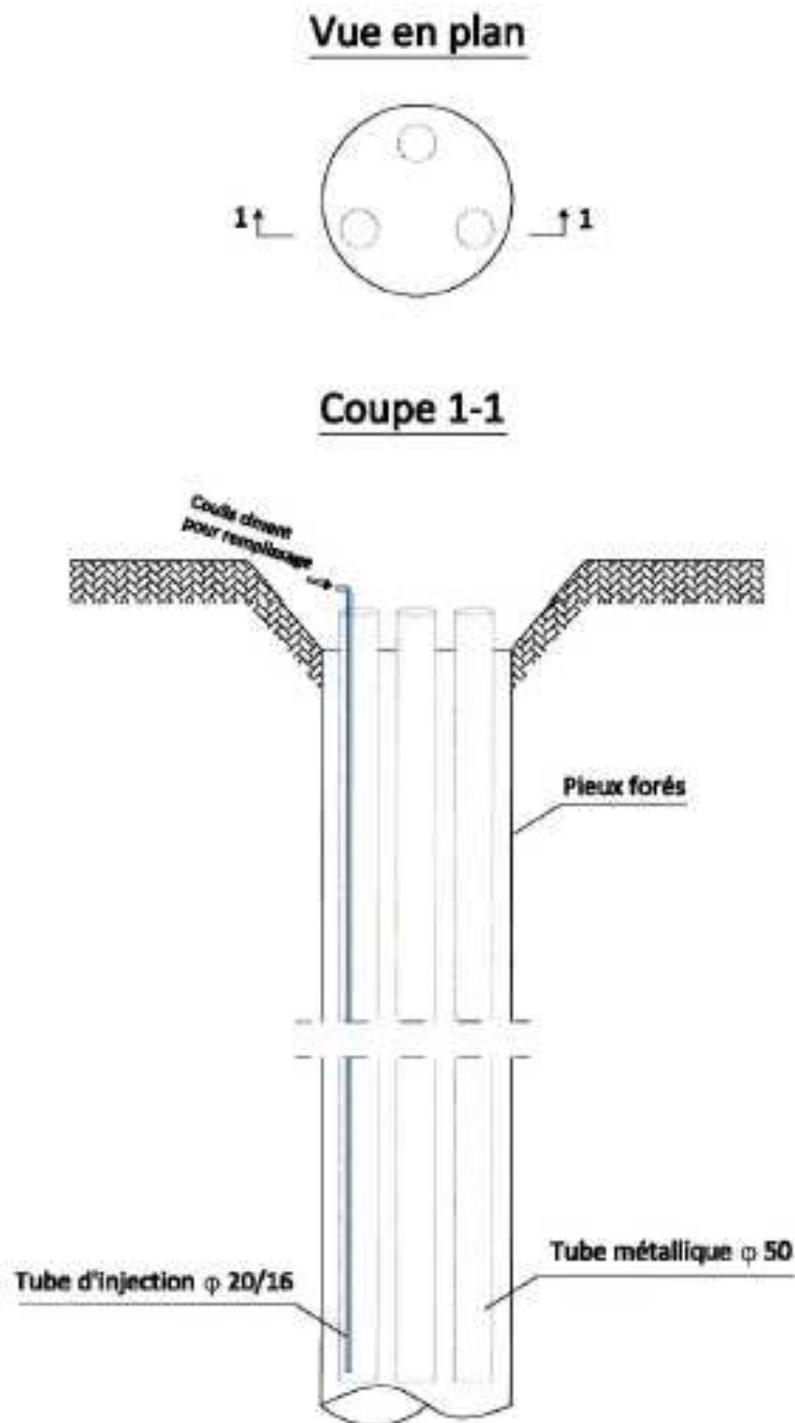


Fig.1 : Schéma de remplissage des tubes pour l'essai sonique



Fig.2 : Réalisation de la plate-forme de travail



Fig.3 : Installation du tubage provisoire.



Fig.4 : Mise en place de la cage d'armature.



Fig.5 : le soutènement avec des pieux forés.

ANNEXE II

1. Définitions

Tirant d'ancrage : dispositif capable de transmettre les forces de traction qui lui sont appliquées à une couche de terrain résistant.

Tête d'ancrage: partie du tirant d'ancrage qui transmet les forces de traction de l'armature à la plaque d'appui ou à la structure.

Essai de réception : essai de mise en tension effectué sur chaque tirant pour confirmer qu'il est conforme aux critères de réception.

Longueur de scellement du tirant : longueur théorique du tirant d'ancrage sur laquelle la force de traction est transmise au terrain environnant, par l'intermédiaire du coulis de scellement.

Longueur libre du tirant : distance comprise entre le point de fixation de l'armature sur la tête d'ancrage et le début de la partie scellée.

Longueur libre équivalente : longueur d'armature comprise entre le point de fixation de l'armature sur le vérin et le point d'ancrage fictif de l'armature, déduit d'un essai de mise en tension du tirant.

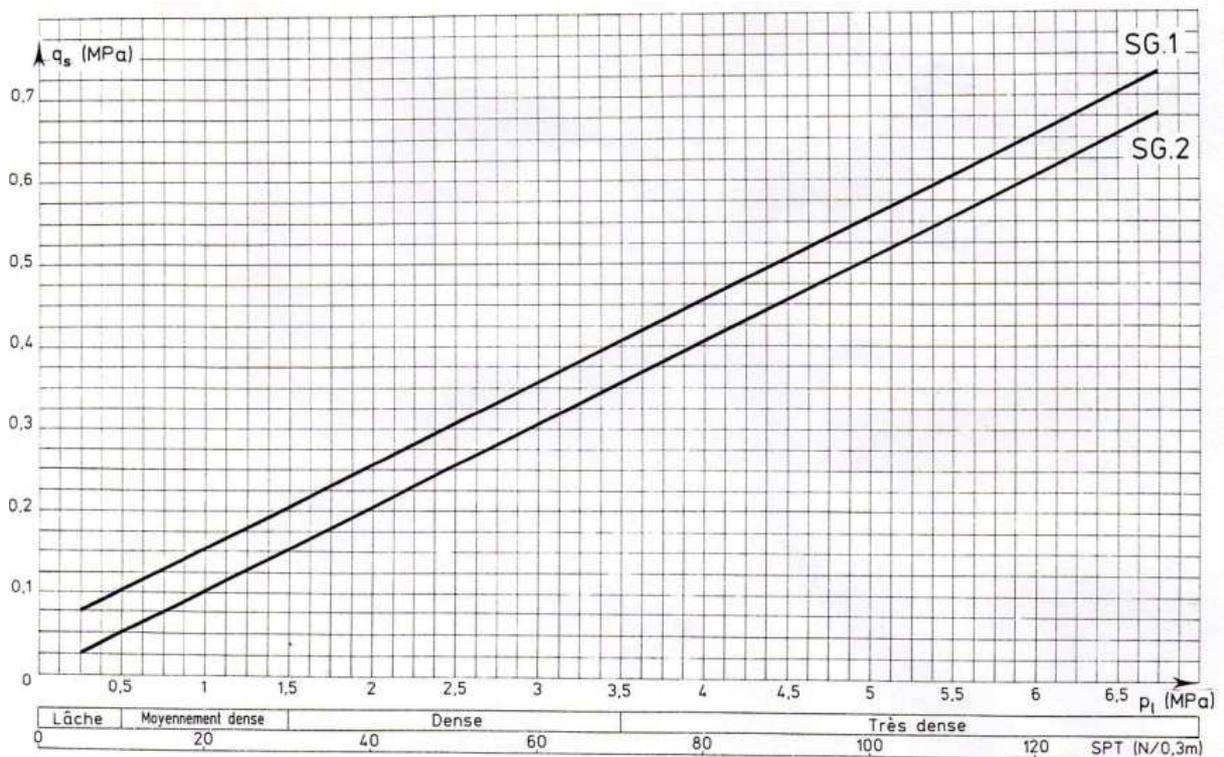
Coulis d'injection: matériau durcissant qui transfère les forces de traction de l'armature vers le sol, le long de la partie scellée du tirant, et qui peut remplir le reste du forage et/ou contribuer à la protection contre la corrosion.

Traction de blocage: traction transmise à la tête d'ancrage immédiatement après une opération de mise en tension.

Armature: partie du tirant d'ancrage permettant de transférer les forces de traction de la partie scelle à la tête d'ancrage.

Tableau 1 : Choix des abaques de calcul de frottement latéral unitaire limite q_s

SOLS	Mode d'injection	
	IRS*	IGU**
Grave Grave sableuse Sable graveleux Sable grossier Sable moyen Sable fin Sable limoneux	SG.1	SG.2
Limon Argile	AL.1	AL.2
Marne Marno-calcaire Craie altérée ou fragmentée	MC.1	MC.2
Rocher altéré ou fragmenté	$\geq R.1$	$\geq R.2$
* : avec $p_i \geq p_l$ ** : avec $0,5 p_l < p_i < p_l$		

**Fig.1** : Abaques pour le calcul de q_s pour les sables et graviers.

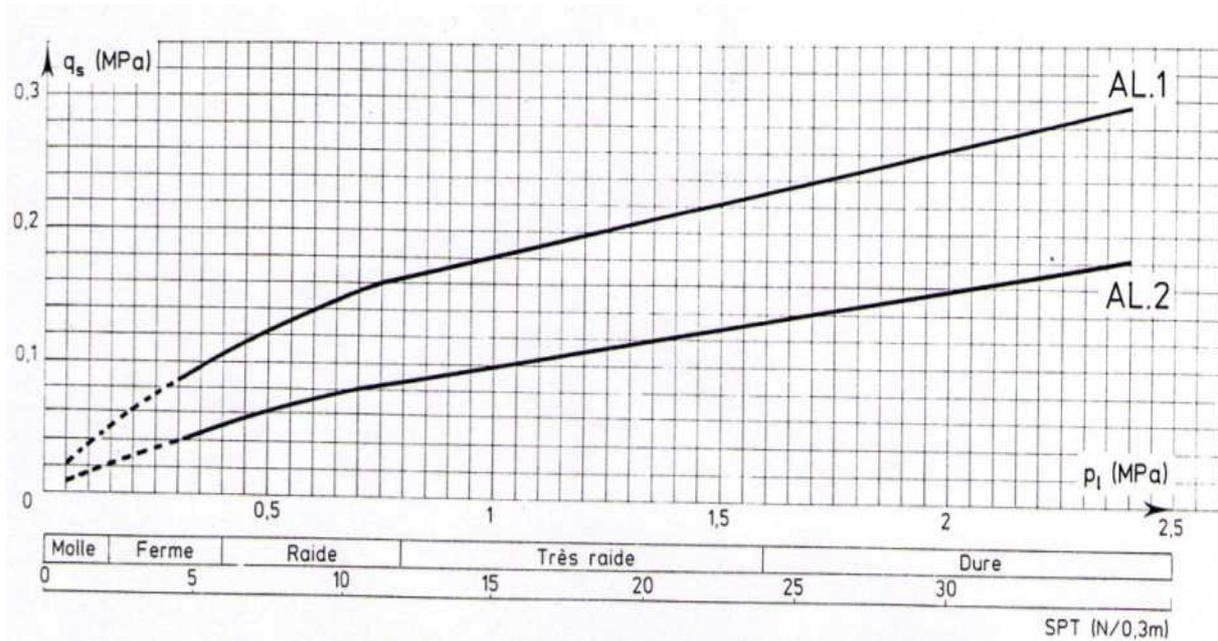


Fig.2 : Abaques pour le calcul de q_s pour les argiles et limons.

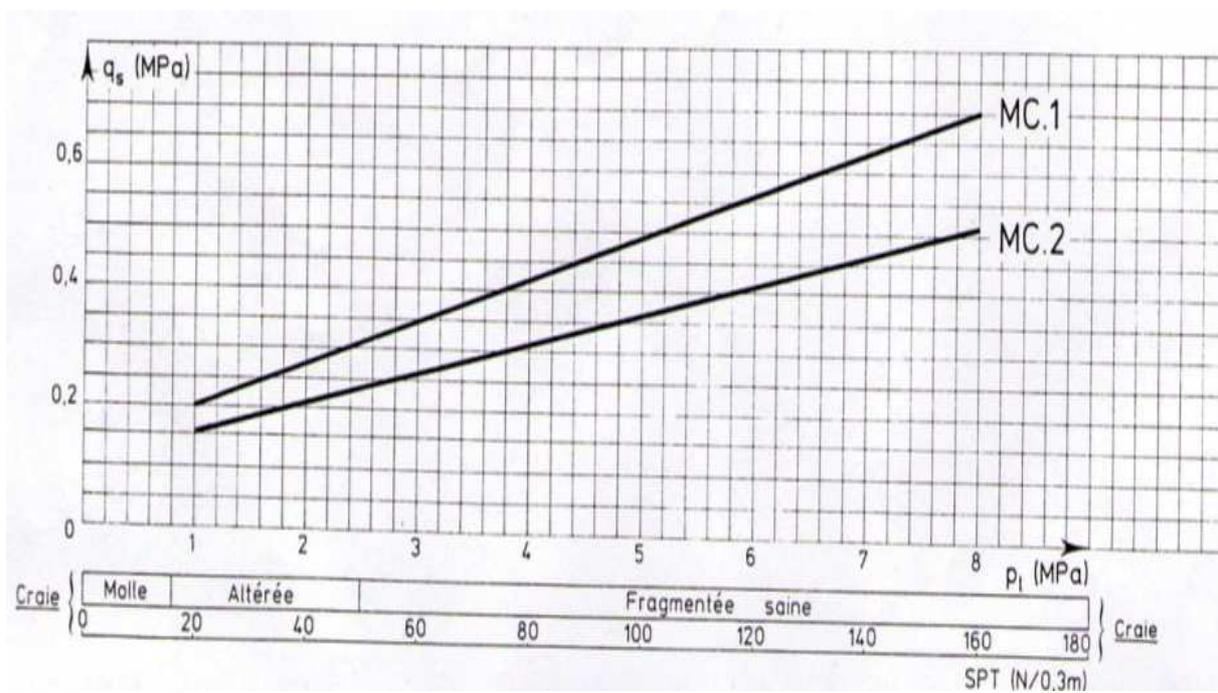


Fig.3 : Abaques pour le calcul de q_s pour les craies, marnes et mano-calcaires.

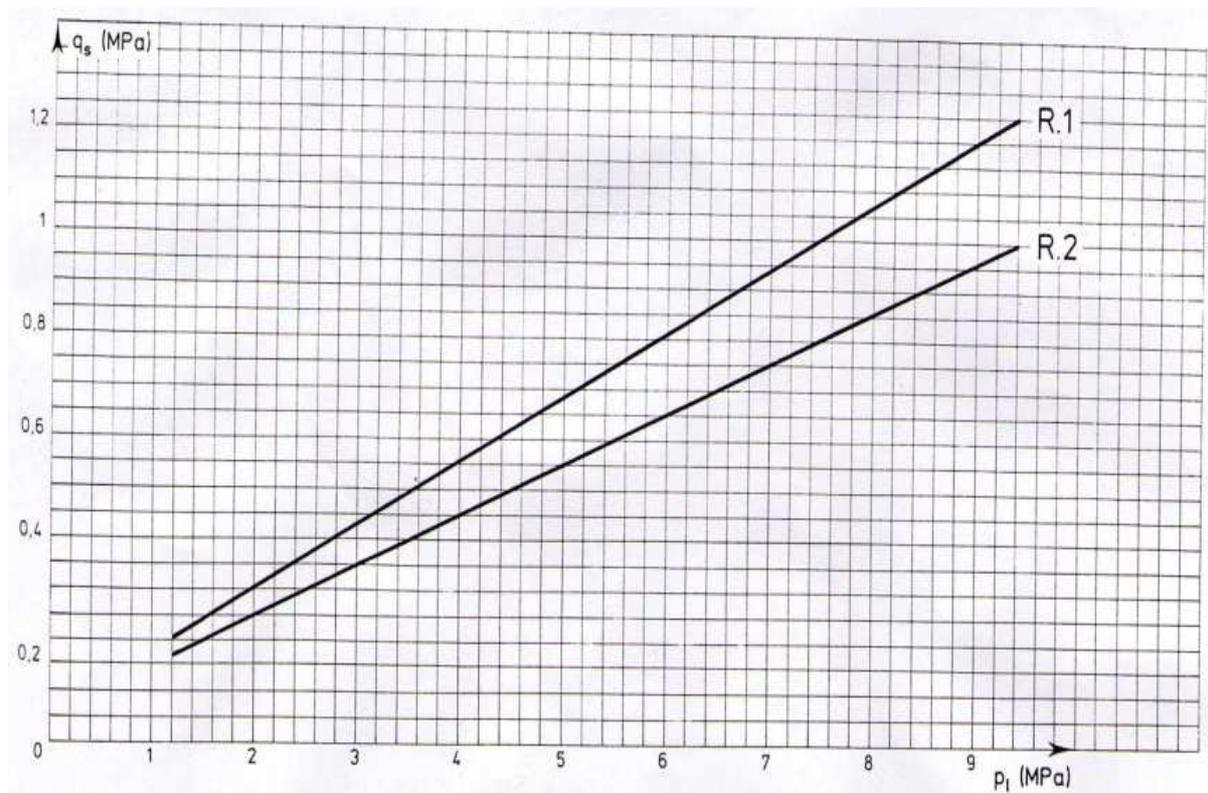


Fig.4 : Abaques pour le calcul. de q_s pour le rocher altéré et fragmenté.

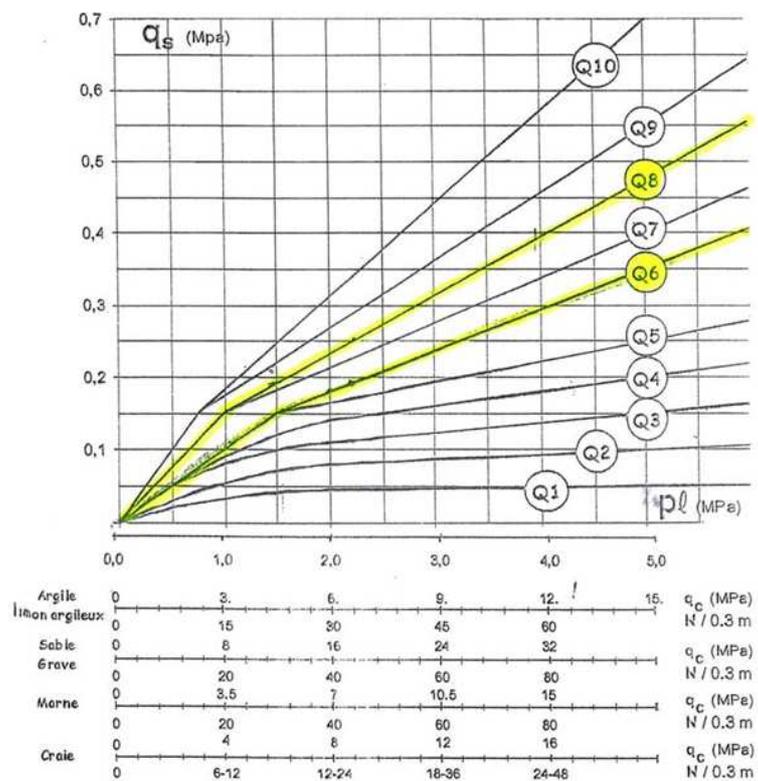


Fig.5 : Abaques de Bustamante.



Fig.6 : Traçage des tirants d'ancrage.

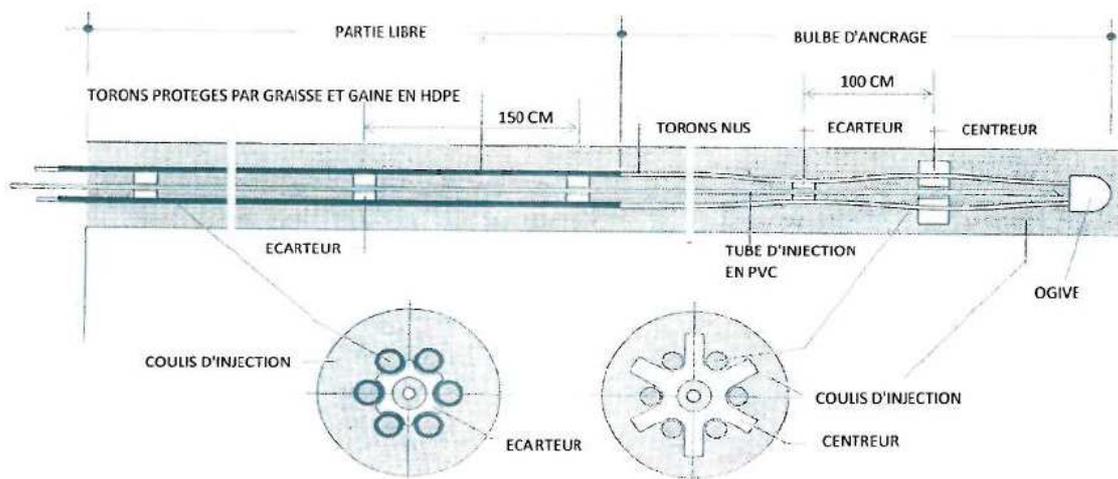


Fig.7 : Configuration schématique des tirants d'ancrage.



Fig.8 : Mise en place et injection du tirant.



a. Unité hydraulique



b. Vérins hydrauliques

Fig.9 : équipement de mise en tension et blocage



Fig.10 : Mise en tension et blocage des tirants d'ancrage

ANNEXE III



Fig.1 :Leica DNA03



Fig.2 :Leica NA 728



Fig.3 :Leica TC 1100



Fig.4 :Leica TC 1200



Fig.5 :Leica TC 1800

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

[1] C.BRICE, P.KAROLOS ‘ Projet de recherche documentaire– Techniques de construction des tunnels en milieu urbain ‘, U.L.B– Faculté des Sciences Appliquées.

[2] A.MAYER ‘les parois moulées dans le sol’, Editions Eyrolles, 1972.

[3] J.P. GODART, « Pourquoi aller en souterrain », Tunnels et ouvrages souterrains, n° 170, Mars/Avril 2002, pp. 56-63.

[4] Bustamante M., Doix B. ; Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés, Bull. liaison laboratoire de Ponts et Chausees, 140 Réf. 3047, 1985.

[5] Groupement GDCT, Metro d’Alger – Ligne 1 – Lot 1 – Extension B – Installation des tirants d’ancrage – Procédure d’exécution, Doc. L1B GCG DCT 199 M1 50 002 Rév. 0, 2008.

[6] Groupement Dywidag, COSIDER et Trevi, ‘Monitoring et suivi topographique sur chantier’, DOC 50-002-1

[7] ALAIN CAPRA, MICHEL HAUTCOEUR, Modélisation des structures pour calcul sur ordinateur (les dossiers de la construction), Eyrolles 1983.

[8] C .CHERCHALI, TUNNEL Calcul des tunnels à ciel ouvert Tome 4 (O.P.U 1993).

[9] S.BELKACEMI, Notes de cours (Mécanique Des Sols) E.N.P ALGER 2008.

[10] Eurocode 2 ‘calcul des structures en béton’, P18-711 Décembre 1992.

[11] P. HUERGO, « Constructions souterraines : éléments de conception et calcul », 4e éd., Presses Universitaires de Bruxelles, 2002.

Logiciels : ENTIVACAO, CYPE ingeniors, SAP2000, Microsoft Excel.