

*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche
Scientifique*

UNIVERSITE M'Hamed BOUGARA BOUMERDES

**FACULTE DE LA TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de
Master II en Génie Civil
Option : Géotechnique

Thème :

Conception d'un écran de soutènement

Cas de projet : Centre commercial Hamza El-Harrach

Réalisé par :

M^{er} : BOUHAK Mounir

M^{er} : OUALLAH Ismail

Encadré par :

M^{er} : A. BELARBI

2019 / 2020

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous rendons louange à Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la volonté de l'avoir accompli.

Comme nous tenons à adresser nos vifs remerciements à : A nos familles, Qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

Abdelkader Belarbi : Notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Mer.djaloul : Pour son bon accueil au sein du laboratoire GEOST et à tous les membres.

M.Mahfoudi : Pour son bon accueil au sein du bureau d'étude et à tous les membres de ce bureau.

Dédicace

Je dédie ce travail à mes chers parents, à mes parents et surtout ma mère et tous les membres de ma famille sans exception. A tous les enseignants qui ont contribué à ma formation, A tous mes amis et mes proches sans oublier mes collègues de la promotion 2020.

Bouhak mounir.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail mes parents, et toute ma famille OUALLAH et ZAINE et HAMOUCHE, à mes amis KARIM et ISMAIL SOHBA et mes proches, à mes collègues et toute la promotion 2019.

Ouellah Ismail

Avant-propos :

Dans le cadre de notre cursus de formation pour l'obtention d'un diplôme d'ingénieur spécialisée en Génie Civil réalisé au sein d'INGM de boumerdes, il est nécessaire d'effectuer dans une entreprise un Projet de Fin d'Etudes au deuxième semestre de la cinquième année. Ce Projet de Fin d'Etudes est un stage de longue durée effectué en entreprise et centré autour d'une problématique définie ayant pour but d'amener l'élève ingénieur à réaliser un véritable travail d'ingénieur en apportant une plus-value personnelle.

Notre stage s'est donc déroulé au sein de bureau d'étude MAHFOUDI Karima entre le 1er février jusqu'à le 15 septembre 2020, on avait pris une décision d'effectuer notre stage de fin d'étude dans ce bureau d'étude pour plusieurs raisons. On commence tout d'abord par la situation de ce bureau à Alger qui est indispensable pour l'obtention de mon diplôme d'ingénieur. Ensuite, ce bureau a distingué des relations de travail avec des nombreuses entreprises et laboratoire comme l'entreprise PPF et laboratoire GEOST qui nous a permis de mener un prêt stage de 15 jours.

Puis nous avons précisé que ce bureau est un bureau du contrôle et que cette tout particulièrement nous attirait des le début, tout d'abord, en parlent pour notre stage, nous savions que dans le domaine du contrôle technique en bâtiment, j'allais avoir l'opportunité de découvrir et apprendre une multitude de choses, au-delà même des limites fixées par mon sujet de PFE, et ce fut le cas.

En fin, on a eu la chance de travailler au sein de bureau MAHFOUDI Karima avec des ingénieurs expérimentés, pour certains diplômés d'INGM de BOUMERDES, qu'ont toujours été présents pour répondre à nos interrogations et me transmettre leur expérience, et c'est grâce à eux que j'ai énormément apprécié d'effectuer mon Projet de Fin d'Etudes chez Madame Mahfoudi.

Le sujet qui a été proposé par le bureau et qui a été validé par l'université traite des parois de soutènement, partie essentielle du domaine de la géotechnique, une matière que j'ai particulièrement appréciée lors de mon cursus à INGM de Boumerdes. Notre Projet de Fin d'Etudes m'a donc permis de mettre à profit les compétences acquises à INGM et d'approfondir encore mes connaissances dans ce domaine. On a également beaucoup appris dans ce domaine du bâtiment avec les ingénieurs de l'entreprise

Problématique

Pour le choix et la conception des fondations, l'ingénieur doit pouvoir prédire la performance et le comportement du sol de fondation quelle que soit la charge imposée par la structure, il doit traiter aussi d'autres problèmes connexes, tels que la stabilité des pentes naturelles ou excavées, la stabilité des structures permanentes ou temporaires qui servent à retenir le sol ainsi que les problèmes de construction, le contrôle du mouvement et de la pression de l'eau. Donc, la fondation doit non seulement supporter de façon sécuritaire la charge statique imposée par la structure, mais aussi offrir une résistance appropriée aux surcharges dynamiques produites par les explosions et les tremblements de terre.

Alors, l'énumération des principaux problèmes auxquels le géotechnicien doit faire face permet de se rendre compte de la grande étendue du domaine et aussi de son importance dans la conception et dans la réalisation de structure de tout genre.

D'où le présent projet de mémoire propose l'étude de soutènement des sols d'un centre commercial reposante sur un sol médiocre en présence d'une nappe phréatique, et comme l'eau constitue un facteur important dans la plupart des problèmes géotechniques, et sachant qu'il a un impact direct sur le comportement des sols, en particulier sur les sols à grains fins. Donc la problématique qui se pose est la suivante :

Quels sont les types de soutènements applicables pour un sol de qualité médiocre, en présence d'une nappe phréatique et qui est fortement sollicité ?

Sommaire

Introduction générale	1
CHAPITRE I : Généralités sur la reconnaissance des sols.	
I.1 Généralités.....	2
I.2 Programme de reconnaissance préliminaire	3
I.2.1 La collecte de données.....	3
I.2.2 La visite du site.....	3
I.3 Les méthodes de reconnaissance de sol	3
I.3.1 Reconnaissances géophysiques.....	3
I.3.1.1 Sondage électrique.....	3
I.3.1.2 La méthode de reconnaissance par sismique réfraction.....	4
I.3.1.3 La méthode de reconnaissance par micro gravimétrie.....	5
I.3.2 Reconnaissances géotechniques	5
I.3.2.1 Essais in situ.....	5
I.3.2.1.1 Les forages carottés.....	5
I.3.2.1.2 Essais au pénétromètre standard – SPT.....	5
I.3.2.1.3 Essais au pénétromètre dynamique.....	6
I.3.2.1.4 Essais au pénétromètre statique.....	7
I.3.2.1.5 Essais pressiométrique	8
I.3.2.2 Essais en laboratoire.....	8
I.3.2.2.1 Essais d'identification des sols.....	8
I.3.2.2.2 Essais de résistance du sol	9
I.3.2.2.3 Essais de compressibilité et de déformation des sols.....	10
I.3.2.2.4 Essais de compactage du sol.....	10
I.3.2.2.4 Essais hydrauliques	11
CHAPITRE II : Présentation du projet et caractéristiques du site.	
Partie 1	
II.1. Introduction.....	13
II.2. Description du projet.....	13
II.3. Situation et topographie de projet.....	14

Sommaire

II.4. Présentation de la région.....	14
II.5. Hydro géomorphologie et dynamique fluviale.....	15
II.6. Sismicité de la région.....	16
II.7. Situation géologique du projet.....	17
II.7.1 Contexte géologique régional.....	17
II.7.2 Contexte géologique local.....	18
Partie 2	
II.8 Introduction.....	19
II.9 Campagne d'investigation.....	19
II.9.1. Résultats des essais in situ.....	20
II.9.1.1. Sondage carotté.....	20
II.9.1.2 Les essais pressiométrique.....	22
II.9.1.2.1 Commentaire sur les résultats obtenus.....	22
II.9.1.3. La méthode de reconnaissance par sismique.....	23
II.9.1.3.1 Classification du site.....	24
II.9.2 Essais de laboratoire.....	24
II.9.2.1 Les essais d'identification et de classification.....	25
II.9.2.1.1 Les essais d'indentification de sol.....	25
II.9.2.1.2 Essai granulométrique.....	26
II.9.2.1.3 Détermination de la limite de plasticité.....	26
II.9.2.2 Les essais de détermination des caractéristiques mécaniques des sols.....	27
II.9.2.2.1 Essai œdométrique(essai de compressibilité).....	27
II.9.2.2.2 Essai de cisaillement direct (essai de résistance).....	28
II.9.3 Autres essais de laboratoire.....	28
II.9.3.1 Analyse chimique de sol.....	28
II.9.3.2 Analyse Physico-chimiques des Eaux.....	29
II.9.4 niveau d'eau.....	30
II.10 Conclusion.....	30

Sommaire

CHAPITRE III : Renforcement des sols par écran de soutènement.

III.1 Généralités.....	32
III.2 Les types d'écrans de soutènement.....	32
III.2.1 Soutènement par paroi moulée.....	32
III.2.2 Soutènement par rideaux de palplanches.....	34
III.2.3 Soutènement par pieux.....	35
III.2.4 Les parois berlinoises.....	37
III.2.5 Les parois parisiennes.....	39
III.3 Les paramètres en jeu des écrans de soutènement.....	39
III.3.1 Le terrain.....	40
III.3.1.1 La nature du sol.....	40
III.3.1.2 Les effets de l'eau.....	40
III.3.2 Le paramètre lié à l'écran et l'excavation.....	40
III.3.2.1 Le type d'écran.....	40
III.3.2.2 La hauteur libre de l'écran.....	41
III.3.2.3 La fiche de l'écran.....	41
III.3.2.4 La rigidité de l'écran et du système écran-appuis.....	41
III.3.2.5 Les phases de travaux.....	41
III.3.2.6 L'installation de l'écran.....	41
III.3.2.7 Le tassement de l'écran.....	42
III.3.2.8 La géométrie de l'excavation.....	42
III.4 Les systèmes d'appuis.....	42
III.4.1 Tirants d'ancrages.....	43
III.4.1.1 Têtes d'ancrages.....	43
III.4.1.2 Longueur libre.....	44
III.4.1.3 Longueur scellée.....	45
III.4.1.4 Prédimensionnement du tirant.....	45
III.4.2 Les butons.....	46
III.5 Méthodes de calcul des écrans de soutènement.....	47

Sommaire

III.5.1 Les méthodes classiques.....	48
III.5.1.1 La méthode de Coulomb (1773).....	49
III.5.1.2 Théorie de Rankine (1857)	50
III.5.2 La méthode du coefficient de réaction.....	51
III.5.3 La méthode des éléments finis.....	52
III.6 Choix du type d'ouvrage de soutènement.....	53

CHAPITRE IV : ETUDE DE CAS (Centre commercial Hamza El-Harrach).

Partie 1

IV.1 Étude de cas.....	55
IV.1.1 Description du projet.....	55
IV.1.1.1 Situation géographique du projet.....	56
IV.1.1.2 Surcharges.....	56
IV.1.2 Plan de la conception du système de soutènement.....	57
IV.1.4 Sections A-A adjacente à la route (marcher ou bâtiment).....	58
IV.1.4.1 Calcul de la pression des terres.....	58
IV.1.4.2 Calcule de la fiche D.....	61
IV.1.5 Section C-C adjacente au vide.....	62
IV.1.5.1 Calcul de la pression des terres.....	63
IV.1.5.2 Calcule de la fiche.....	65
IV.1.6 Analyse du calcul.....	66
IV.1.7 La conception du tirant d'ancrage.....	67
IV.1.7.1 Dispositions constructives des tirants d'ancrage.....	67
IV.1.7.2 La longueur des tirants d'ancrage.....	68
IV.1.7.3 La charge de contrainte des tirants d'ancrage.....	68
IV.1.8 Dimensionnement préliminaires des pieux.....	68
IV.1.9 Calcul sur logiciel.....	69
IV.1.9.1 Plan de travaille.....	69
IV.1.10 Calcul des parois de pieux de 80 cm (Section A-A).....	70
IV1.10.1 Conclusion.....	73

Sommaire

IV.1.11 Calcul des parois de pieux de 60cm (Section C-C).....	73
IV.1.11.1 Phase de construction 01.....	74
IV.1.11.2 Phase de construction 02.....	75
IV.1.11.3 Phase de construction 03.....	76
IV.1.11.4 Phase de construction 04.....	77
IV.1.11.5 Phase de construction 05.....	79
IV.1.11.6 Phase de construction 06.....	81
IV.1.11.7 Phase de construction 07.....	83
IV.1.11.8 Phase de construction 08.....	85
IV.1.11.9 Conclusion.....	87
IV.1.12 Béton projeté.....	87
IV.1.13 Poutre de couronnement	88
IV.1.14 Poutre d'appui	88
IV.1.15 Conclusion.....	88
CHAPITRE V : Rabattement de la nappe phréatique.	
V.1 Généralités	89
V.2 Description des techniques de rabattement de la nappe phréatique.....	89
V.2.1 Les épaissements	89
V.2.2 Rabattement par pompages	90
V.2.2.1 Le rabattement de la nappe par puits filtrants.....	90
V.2.2.2 Le rabattement de la nappe par pointes filtrantes	91
V.3 Etude de cas	92
V.3.1 Situation du projet.....	92
V.3.2 Le choix de la méthode de rabattement de la nappe phréatique	92
V.3.4 Les épaissement.....	93
V.3.5 Conception système de pompage.....	94
Conclusion générale.....	98

Liste des figures

Figure I.1 : La prospection électrique.....	4
Figure. I.2 : l'enregistrement du sismographe (Coupe transversale).....	4
Figure I 3 : Sondages carotté.....	5
Figure I 4 : Caisses de carottage.....	5
Figure. I.5 : Essais au pénétromètre standard – SPT.....	6
Figure I.6 : Pénétromètre dynamique.....	7
Figure I.7 : Schéma d'un pénétromètre statique.....	7
Figure I 8 : Essais pressiométrique.....	8
Photo II.1 : le rendu de centre commercial.....	13
Figure II.2 : situation et topographie de projet.....	14
Figure II.3 : limites d'EL Harrach PDAU 2012.....	15
Figure II.4 : position de projet dans Parcours des eaux excédentaires en cas de crue.....	16
Figure II.5 : les zones de sismicité algérienne.....	17
Figure II.6 : Carte géologique de la région d'Alger.....	18
Figure II.1 : Carte d'implantation des essais in-situ.....	19
Figure II.2 : Coup lithologique du sol d'après le sondage carotte.....	20
Figure II.3: la sondeuse au cours de l'essai.....	21
Figure II.4 : quelques échantillons extraits par carottage.....	22
Figure II.05 : laboratoire d'essai.....	25
Figure III-1 : Soutènement par paroi moulée.....	32
Figure III-2 : Soutènement par rideaux de palplanches.....	34
Figure III-3 : Soutènement par pieux espacés.....	36
Figure III-4 : Soutènement par pieux sécants.....	36
Figure III.5 : Parois berlinoise clouée.....	38
Figure III. 6 : Descriptif simplifié d'un tirant d'ancrage.....	43
Figure III.7 : Boutonnage.....	47
Figure III-8 : Cinématique d'un écran rigide ancré et distribution résultante des pressions...	48
Figure III-9 : Equilibre du coin de Coulomb (Plumelle, 2002).....	49
Figure III-10 : Cercle de Mohr à l'équilibre limite.....	50

Liste des figures

Figure III.11 : Modèle d'interaction pris en compte par la méthode du coefficient de réaction.....	51
Figure IV.1. Plan de masse de projet.....	57
Figure IV.2. Géométrie du l'écran et le profile géotechnique.....	58
Figure IV.3 Diagramme des contraintes actives et passives.....	60
Figure IV.4. Diagramme des contraintes actives et passives.....	61
Figure IV.5. Géométrie du l'écran et le profile géotechnique La pression des terres.....	62
Figure IV.6. Diagramme des contraintes actives et passives.....	64
Figure IV.7. Diagramme des contraintes actives et passives.....	65
Figure 1 : Diagrammes des sollicitations le long de la paroi de soutènement n°1 générées par le logiciel GEO 5.....	70
Figure 2 : Diagramme des déformations de la paroi de soutènement n°1 à l'aide du logiciel GEO 5	71
Figure 3 : Vérification de la stabilité externe de la paroi de soutènement n°1 à l'aide du logiciel GEO 5	71
Figure 4 : résultat de la Vérification interne de la paroi de soutènement n°1 à l'aide du logiciel GEO5.....	72
Figure 5 : Résultats de la vérification de capacité portante des ancrages n°1 selon le logiciel GEO 5.....	72
Figure 6 : Résultats de la vérification du ferrailage des pieux de la paroi n°1 selon le logiciel GEO 5.....	72
Figure 7 : Diagrammes des sollicitations le long de la paroi de soutènement n°2 générées par le logiciel GEO 5	73
Figure 8 : Diagramme des déformations de la paroi de soutènement n°2 à l'aide du logiciel GEO 5.	74
Figure 9 : Vérification de la stabilité externe de la paroi de soutènement n°2 à l'aide du logiciel GEO 5.	74
Figure 10 : Vérification de la stabilité externe de la paroi de soutènement	

Liste des figures

n°2 à l'aide du logiciel GEO 5.	75
Figure 11 : Vérification de la stabilité externe de la paroi de soutènement	
n°2 à l'aide du logiciel GEO 5.	75
Figure 12 : Diagramme des déformations de la paroi de soutènement	
n°2 à l'aide du logiciel GEO 5.....	76
Figure 13 : Vérification de la stabilité interne de la paroi de soutènement	
n°2 à l'aide du logiciel GEO 5.....	76
Figure 14 : résultat de la Vérification de la capacité portante des ancrages de la paroi	
n°2 à l'aide du GEO 5.....	77
Figure 15 : Vérification de la stabilité externe de la paroi de soutènement	
n°2 à l'aide du logiciel GEO 5	77
Figure 16 : Diagramme des déformations de la paroi de soutènement	
n°2 à l'aide du logiciel GEO5	78
Figure 17 : Vérification de la stabilité interne de la paroi de soutènement	
n°2 à l'aide du logiciel GEO 5	78
Figure 18 : résultat de la Vérification de la capacité portante des ancrages de la paroi	
n°2 à l'aide du GEO 5	79
Figure 19 : Vérification de la stabilité externe de la paroi de soutènement	
n°2 à l'aide du logiciel GEO 5	79
Figure 20 : Diagramme des déformations de la paroi de soutènement	
n°2 à l'aide du logiciel GEO 5	79
Figure 21 : Vérification de la stabilité interne de la paroi de soutènement	
n°2 à l'aide du logiciel GEO.....	80
Figure 22 : résultat de la Vérification de la capacité portante des ancrages de la paroi	
n°2 à l'aide du GEO 5.....	80
Figure 23 : Vérification de la stabilité externe de la paroi de soutènement	
n°2 à l'aide du logiciel GEO 5.	81
Figure 24 : Diagramme des déformations de la paroi de soutènement	

Liste des figures

n°2 à l'aide du logiciel GEO 5.....	81
Figure 25 : Vérification de la stabilité interne de la paroi de soutènement	
n°2 à l'aide du logiciel GEO 5.	82
Figure 26 : résultat de la Vérification de la capacité portante des ancrages de la paroi	
n°2 à l'aide du GEO 5.....	82
Figure 27 : Vérification de la stabilité externe de la paroi de soutènement	
n°2 à l'aide du logiciel GEO 5.	83
Figure 28 : Diagramme des déformations de la paroi de soutènement	
n°2 à l'aide du logiciel GEO 5	83
Figure 29 : Vérification de la stabilité interne de la paroi de soutènement	
n°2 à l'aide du logiciel GEO 5.	84
Figure 30 : résultat de la Vérification de la capacité portante des ancrages de la paroi	
n°2 à l'aide du GEO 5	84
Figure 31 : Vérification de la stabilité externe de la paroi de soutènement	
n°2 à l'aide du logiciel GEO 5.	85
Figure 32 : Diagramme des déformations de la paroi de soutènement	
n°2 à l'aide du logiciel GEO 5.	85
Figure 33 : Vérification de la stabilité interne de la paroi de soutènement	
n°2 à l'aide du logiciel GEO 5.	86
Figure 34 : résultat de la Vérification de la capacité portante des ancrages de la paroi	
n°2 à l'aide du GEO 5	86
Figure 35 : Vérification de la stabilité externe de la paroi de soutènement	
n°2 à l'aide du logiciel GEO 5.....	87
Figure 36 : Résultats de la vérification du ferrailage des pieux de la paroi	
n°2 selon le logiciel GEO 5.	87
Figure V-1 : Les épaissements	90
Figure V-2 : Rabattement par puits	91
Figure V-3 : Rabattement par pointes filtrantes.....	92

Liste des figures

Figure V-4 : Exemple d'épuisement.....	93
Figure V-5 :– Plateforme pour l'installation d'ancrage – 1ème rang à l'aide du GEO5.	94
Figure IV-12 : Localisation des puits	94
Figure V-13 : Section du puits de drainage	95

Liste des tableaux

CHAPITRE II

Tableau 1 : classification des zones sismiques.....	17
Tableau II.1 : Tableau récapitulatif des résultats.....	24
Tableau II .2 : Résultats de Les essais d'indentification de sol.....	25
Tableau II. 3 : résultats de l'essai granulométrique.....	26
Tableau II .4 : Résultat de l'essai des limites d'Atterberg.....	26
Tableau II.5 : résultats de la classification des sols.....	27
Tableau II .6: tableau de classification des sols par la DTR.....	27
Tableau II .7: résultats de l'essai oedométrique.....	27
Tableau II .8 : Résultats de la résistance au cisaillement de sol.....	28
Tableau II .9 : résultats de l'analyse chimique de sol.....	28
Tableau II .10 : résultats de l'analyse physico-chimique des eaux.....	29

CHAPITRE III

Tableau III.1 : Les différents types de protection des armatures des tirants en partie libre.....	44
--	----

CHAPITRE IV

Tableau IV.1 : Propriétés géographiques.....	56
Tableau IV 2 : Calcul les moments fléchissant.....	61
Tableau IV 3 : Calcul les moments fléchissant	65

Liste des annexes

Annexe A : rapport d'investigation du sol, les sondages et les résultats des essais

Annexe B : exemple d'un tirant d'ancrage

Annexe C : dessin de système de soutènement (la position et l'espace des pieux, les poutres, les tirants d'ancrages).

Annexe G : fiche technique des pompes

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

C : Cohésion

FS : Facteur de sécurité

E : Module d'Young

K : Perméabilité

K_0 : Coefficient de pression latérale des terres

K_a : Coefficient de poussée des terres, état actif

K_p : Coefficient de butée des terres, état passif

K_h : Coefficient de réaction

K_α : Facteur de correction de la contrainte statique de cisaillement σ_v

σ_h : Contrainte horizontale

σ_v : Contrainte verticale

L : Longueur

L_L : Longueur libre

L_S : Longueur de scellement

m : Masse

M : Magnitude

M : Moment fléchissant

M_{max} : Moment maximale

Q : Débit ($Q = kCh$)

V_s : Vitesse des ondes de cisaillement

W_w : Poids d'eau

W_d : Poids du sol sec

W_{opt} : Teneur en eau optimal

W_p : limite de plasticité

W_l : limite de liquidité

I_p : indice de plasticité

I_c : Indice de consistance

P_c : pression de consolidation

C_c : indice de compression

C_g : indice de decompression

Z : Profondeur

γ_d : Poids spécifique du sol sec

γ_{dmax} : Poids volumique sèche optimal

γ_{eau} : Poids volumique de l'eau

γ_{sat} : Poids volumique à saturation

γ : poids volumique déjaugé

γ : Poids volumique apparent

ν : Coefficient de poisson

θ : Angle de frottement

Introduction générale

Sachant que les études géotechniques ont pour objectifs de prévenir tous les risques du sol (chute de bloc, glissement de terrain, sismicité, remontée de nappe phréatique...) qui pourraient déstabiliser l'ouvrage et ceux environnants. Et puisque de nos jours la construction est déplacée vers la construction des tours afin de profiter du maximum d'espace possible pour des bâtiments commerciaux, résidentiels et de bureaux et sans prendre en considération la nature du sol supportant cette structure. D'où les règlements Algérienne de l'ordre (CTC) ont imposé la nécessité d'une étude géotechnique pour chaque site de construction pour avoir droit à un permis de construction. Pour cela, notre projet de mémoire va concentrer sur l'étude de soutènement des sols, ainsi que sur l'étude et la présentation des méthodes de traitement des problèmes rencontrés tel que la présence d'une nappe phréatique et le but de garantir la stabilité du bâtiment à long terme.

Ce projet de mémoire traité et concentré sur l'étude de soutènement des sols d'un centre commercial reposant sur un sol médiocre avec un niveau élevé de la nappe phréatique. D'où les principaux objectifs de ce projet consistent à sélectionner le type d'écran de soutènement, la méthode de rabattement de la nappe phréatique. Les recherches dans ce domaine se concentrent à trouver les techniques qui sont performantes, les plus rentables et ne causant pas des dommages aux bâtiments voisins existants.

Dans le premier chapitre de ce mémoire, nous présentons une généralité sur les méthodes de la reconnaissance des sols, les méthodes géotechniques et les méthodes géophysiques, ainsi une présentation du projet et Caractéristiques du site dans le deuxième chapitre.

Après dans le troisième chapitre, nous présentons les différents types d'écrans de soutènement et leur méthode de calcul. 2ainsi que l'analyse et la conception du système choisi dans le quatrième chapitre.

Enfin, le cinquième chapitre qui présente les techniques de rabattement de la nappe phréatique ainsi que le choix la plus appropriée pour notre projet.

Introduction

L'objectif de ce chapitre est de connaître les différents essais in-situ et les essais de laboratoire entrant dans un programme de reconnaissance des sols aboutis dans une étude géotechnique.

1. Généralités

La reconnaissance du sol est définie comme l'identification et la caractérisation des couches constituant le dépôt de sol supportant la structure à construire. L'objectif de la reconnaissance des sols est de collecter les informations nécessaires pour pouvoir définir le système de fondation de l'ouvrage avec le meilleur rapport sécurité /coût et se garantir contre les effets de la réalisation des travaux sur les constructions voisines. Donc, à quels risques s'exposent les particuliers qui choisissent de construire sans réaliser une étude de sol au préalable ? Les problèmes liés au sol portent généralement sur les points suivants :

- Les terrassements : faisabilité, réemploi des matériaux, tenue des parois des fouilles.
- L'hydrogéologie : influence de la nappe phréatique sur la réalisation des travaux et sur la conception de l'ouvrage et agressivité de l'eau vis – à – vis des bétons.
- Les fondations : définition des types de fondation à envisager et contraintes admissibles à retenir, évaluation des tassements prévisibles.
- L'incidence sur l'environnement : stabilité des pentes et des constructions voisines, nuisances liés aux travaux (rabattement de nappe, injection etc...).
- Les risques naturels : détection des cavités naturelles, stabilité générale du site, sismicité.

Alors, la reconnaissance des sols permet de comprendre les problèmes qui peuvent se poser lors de l'étude d'un projet de construction, et pour chaque problème on peut trouver le type d'essai le plus approprié. Ainsi, elle constitue le lien entre la cause d'un sinistre et les remèdes que l'on propose de mettre en place.

Dans ce chapitre, nous verrons les catégories de moyens de reconnaissances qui complètent les investigations géologiques de surface :

- 1– Les méthodes d'observation du terrain, soit en place, soit à l'aide d'échantillons (Prolongement en profondeur de la géologie de surface) : Puits, tranchées, sondages...
- 2– Les méthodes de mesure "in situ" basées sur la mesure d'une propriété physique du terrain, dont font partie les essais géophysiques.
- 3– Les essais au laboratoire.

I Programme de reconnaissance préliminaire

I.1 La collecte de données

Dans le cas de projet d'envergure. La reconnaissance débute par la collecte de document sur la région et le site du projet : rapports existants, Cartes topographiques, hydrographiques et géologiques à différentes échelles, photographies aériennes et même les enregistrements provenant de la télédétection par satellite.

I.2 La visite du site

L'étude préliminaire des rapports des cartes topographiques aériennes offre des garanties à l'échelle régionale, mais il faut également visiter le site du projet afin de bien connaître le terrain. On y inspectera les pentes afin de détecter tout signe d'instabilité ou de solifluxion (long phénomène de mouvement de terrain). On portera attention au type de végétation, qui témoigne des conditions de drainage.

II .Les méthodes de reconnaissance de sol

II.1 Reconnaissances géophysiques

Les méthodes géophysiques sont utilisées pour compléter les études géotechniques, ce sont des méthodes de reconnaissance non destructives mises en œuvre à partir de la surface du sol dans le but de mesurer les valeurs et les variations de certains paramètres physiques tels que la résistivité électrique du sous-sol, l'intensité de la pesanteur et la célérité des ondes de compression. Elles permettent de déterminer la nature des couches profondes, d'apprécier l'hétérogénéité d'un site et de mettre en œuvre convenablement les sondages ou bien de traiter un problème comme la recherche des cavités. Alors, la géophysique exploite tous les principes de la physique en les appliquant au sous-sol, le choix de la méthode est selon la nature du sous-sol et les phénomènes qu'on cherche à caractériser. D'où parmi les méthodes de reconnaissance sont les suivantes : (11)

- Méthode de reconnaissance par Sondage électrique.
- Méthode de reconnaissance par sismique réfraction.
- La méthode de reconnaissance par micro gravimétrie.

I.3.1.1 Sondage électrique

Consiste à mettre le sous-sol sous potentiel électrique et d'étudier les variations de la résistance électrique du sous-sol. La conformation du sous-sol est donnée de manière ponctuelle par une coupe (Log géo-électrique) présentant la succession des différentes couches du sous-sol d'après leur résistivité électrique. Elle consiste à injecter un courant électrique dans le sol, de mesurer la résistance puis de calculer la résistivité des terrains traversés. [11]

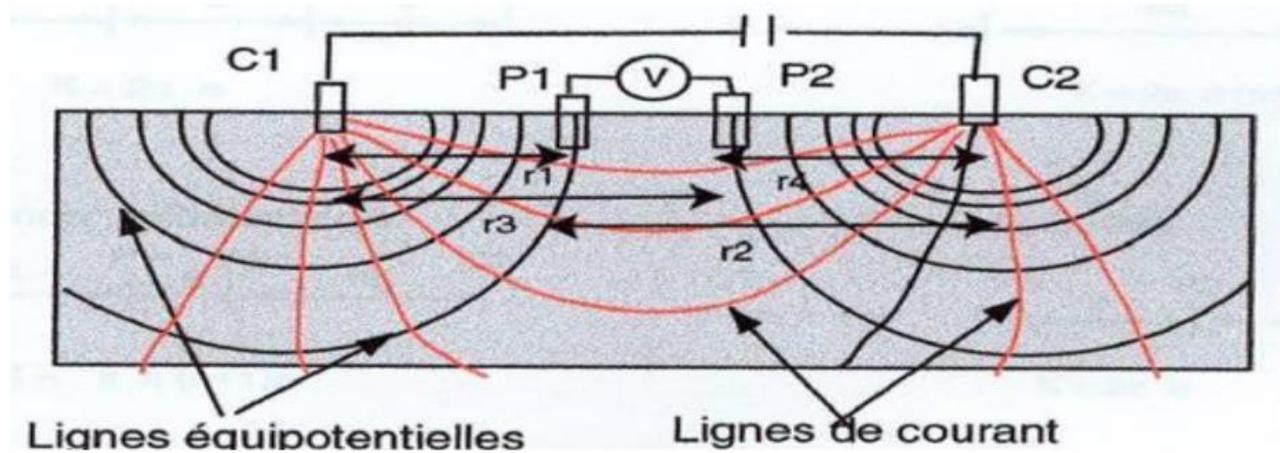


Figure 1 : La prospection électrique.

I.3.1.2 La méthode de reconnaissance par sismique réfraction

Elle est basée sur l'étude de la propagation des ondes sismiques élastiques. L'objectif de cette méthode est de caractériser la nature et la structure de différentes couches du sous-sol dont on détermine ainsi l'état mécanique (altération, fissuration, fracturation), les épaisseurs et les vitesses de propagation des ondes, elles-mêmes reliées aux propriétés mécaniques du matériau.

La sismique de réfraction permet de déterminer les interfaces entre des formations dont les vitesses de propagation des ondes sont contrastées et croissantes avec la profondeur, elle donne également pour ces formations la vitesse de propagation des ondes longitudinales ainsi la sismique réfraction peut aussi être appliquée en milieu terrestre qu'en milieu aquatique. [11]

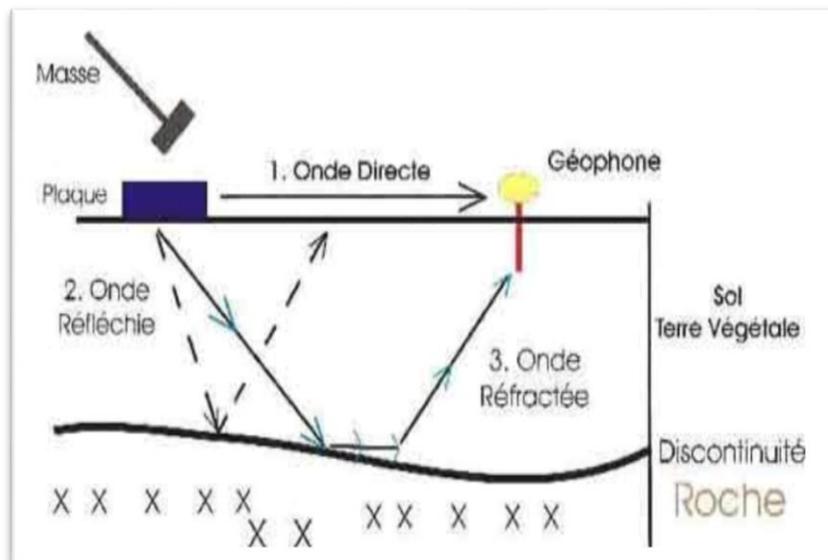


Figure 2 : l'enregistrement du sismographe (Coupe transversale).

I.3.1.3 La méthode de reconnaissance par micro gravimétrie :

Cette méthode est adaptée à la recherche non destructive d'anomalies de densité dans les sous-sols tels que les cavités d'origine naturelle ou artificielle. L'ensemble des effets gravitationnels s'exprime dans la relation connue $p = mg$, où p est l'intensité du poids et g l'accélération de la pesanteur. Les variations de g à la surface de la terre sont liées aux effets gravitationnels et à la répartition des masses dans le sous-sol.

Cela conduit à utiliser la micro gravimétrie, qui est l'étude des variations de g , pour détecter les anomalies de densité du sous-sol. En plus, la micro gravimétrie sert à optimiser la campagne de forages mécaniques en évitant de forer en aveugle, en réduisant de ce fait le nombre, le coût et la durée des forages.

I.3.2 Reconnaissances géotechniques

La reconnaissance géotechnique est une étude « in situ » et « en laboratoire » qui permet de définir les caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques des terrains en place. Son but est de présenter les caractéristiques nécessaires pour les études et les travaux de fondations.

I.3.2.1 Essais in situ :

Il existe différents essais pour caractériser la nature d'un sol, mais les plus utilisés en pratique sont les suivants :

I.3.2.1.1 Les forages carottés

Le forage carotté permet d'obtenir un échantillon continu de sol faiblement ou pas remanié, prélevé à l'aide d'un outil appelé carottier. On distingue les carottiers rotatifs et les carottiers poinçonneurs, le mode d'enfoncement du carottier dans le sol peut se réaliser soit par poinçonnement (percussion, battage ou pression), soit par rotation à l'aide d'un tube creux appelé carottier muni à sa base d'une couronne coupante, le fluide de forage pouvant être de l'air, de l'eau ou de la boue. Enfin, les échantillons de sols, appelés carottes, sont présentés dans des caisses précisant leur identité, notamment la profondeur à laquelle ils ont été prélevés.

[2]



Figure I.3 : Sondages carotté

Figure I.4 : Caisses de carottage

I.3.2.1.2 Essais au pénétromètre standard – SPT

C'est l'essai le plus utilisé en géotechnique afin de déterminer les propriétés des sols granulaires, il teste le terrain en place et fournit une caractéristique conventionnelle et un échantillon remanié du sol. Cet essai consiste à enfoncer dans le terrain par battage un carottier de dimensions normalisées, on compte le nombre de coups de mouton nécessaire pour enfoncer le carottier sur une certaine profondeur, une fois plein, le carottier est remonté à la surface et vidé de sa carotte puis redescendu au fond du forage, L'opération est répétée sur toute la hauteur du profil à tester. L'essai permet d'une part de tracer un profil de pénétration, et d'autre part de fournir des échantillons de sols remaniés sur lesquels on peut pratiquer les essais d'identification classiques (granulométrie, limites d'Atterberg et teneur en eau). Cet essai doit être utilisé avec prudence dans les sols cohérents.

D'où, cet essai permet d'établir une relation entre la résistance à la pénétration d'une part et les caractéristiques et la variabilité des sols d'autre part. Il permet principalement de déterminer :

- La compacité des sables et leur angle de frottement.
- La capacité portante des fondations.
- Le risque de liquéfaction. [3 et 4]

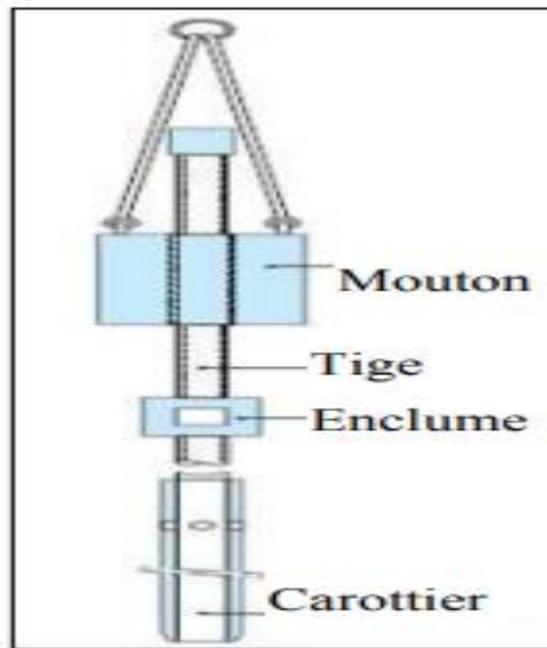


Figure I.5 : Essais au pénétromètre standard – SPT

I.3.2.1.3 Essais au pénétromètre dynamique

L'essai de pénétration dynamique consiste à enfoncer dans tous les sols fins et les sols grenus par battage et de manière continue un train de tiges muni en partie inférieure d'une pointe débordante, tout en injectant une boue de forage entre la paroi du sondage et les tiges (Figure 06). D'où, l'essai de pénétration dynamique est un essai permettant de fournir une caractéristique de résistance dynamique du sol, il permet d'apprécier :

- La succession de différentes couches de terrain.
- L'homogénéité d'une couche ou la présence d'anomalies.
- La position d'une couche résistante dont l'existence est déjà connue. [3 et 4]

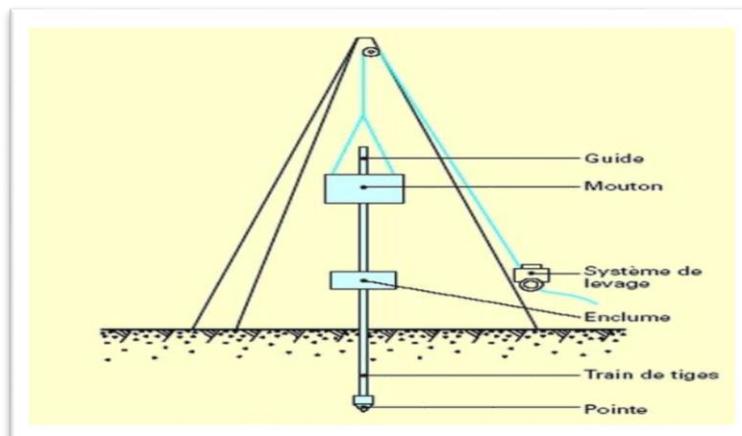


Figure I.6 : Pénétromètre dynamique

I.3.2.1.4 Essais au pénétromètre statique

L'essai de pénétration statique est une amélioration du pénétromètre dynamique, il consiste à enfoncer dans les sols fins et les sols grenus une pointe terminée par un cône comme indiqué dans la Figure 7, à vitesse constante par pression à l'aide d'un vérin hydraulique au lieu de se faire par battage avec un mouton. D'où, l'essai de pénétration statique permet d'apprécier :

- La succession de différentes couches de terrain.
- L'homogénéité d'une couche ou la présence d'anomalies.
- Certaines caractéristiques des sols traversés.
- Le dimensionnement des fondations. [3 et 4]

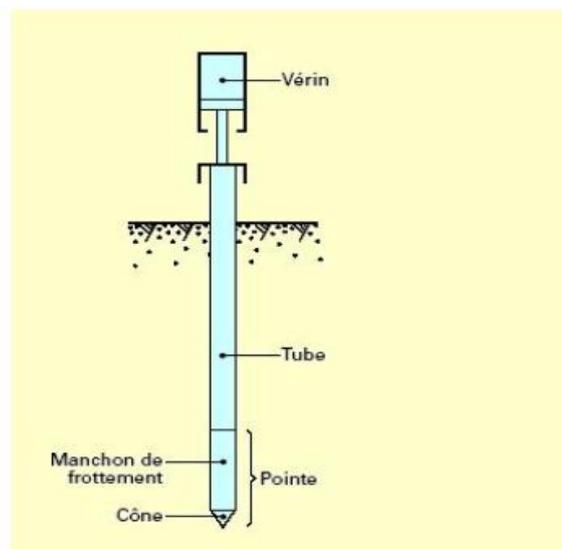


Figure I.7 : Schéma d'un pénétromètre statique

I.3.2.1.5 Essais pressiométrique

L'essai pressiométrique peut être réalisé dans tous les types de sols saturés ou non, c'est un essai de chargement rapide du sol en place obtenu par expansion d'une cellule cylindrique placée dans le terrain, il consiste à mesurer et à enregistrer les pressions appliquées par la sonde et ses variations volumiques (Figure 8). L'analyse des résultats permet d'obtenir pour une couche donnée les caractéristiques mécaniques du sol et il permet de traiter des problèmes de stabilité de tous les types courants de fondations. Cet essai pressiométrique permet :

- D'apprécier la succession des couches de sol et éventuellement leur nature.
- De définir l'aptitude des terrains à recevoir certains types de construction et d'orienter le choix des fondations d'ouvrages.
- De dimensionner les fondations. [4]

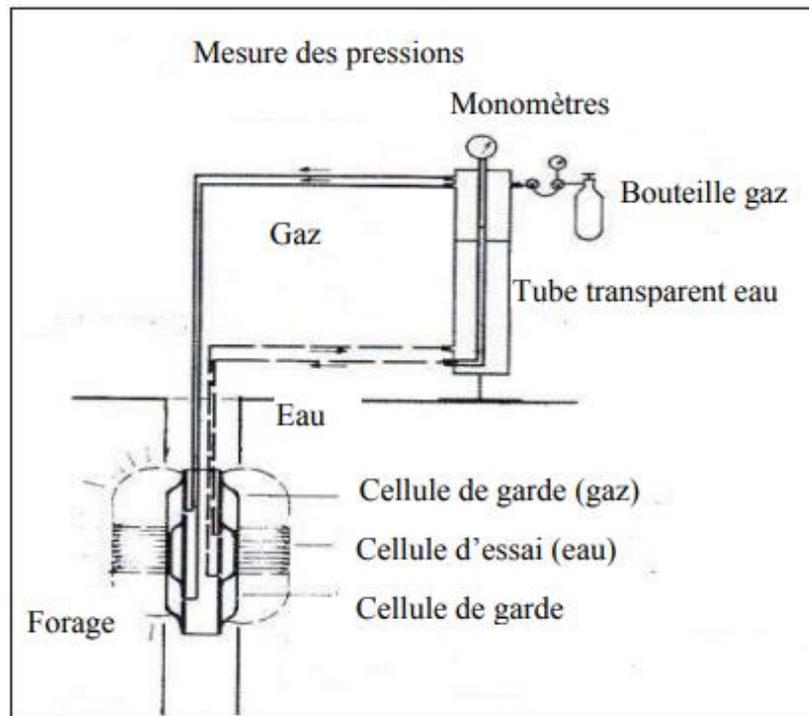


Figure I.8 : Essais pressiométrique.

I.3.2.2 Essais en laboratoire

Les essais en laboratoire ont pour but d'apporter un complément d'informations sur les caractéristiques mécaniques des sols. Ils comprennent les essais suivants :

I.3.2.2.1 Essais d'identification des sols

Ces essais sont destinés à décrire et à identifier les sols, à les classer et à apprécier leur état :

- Teneur en eau : le but de cet essai est de déterminer la teneur en eau d'un sol. Elle est définie comme le rapport en % du poids d'eau W_w que le sol contient au poids W_d de ses éléments secs. Masse volumique apparente cet essai permet de déterminer la masse volumique apparente totale d'un sol y compris le liquide ou le gaz qu'il contient.
- Analyse granulométrique : le but de cet essai est de déterminer le pourcentage massique des particules d'un sol en fonction de leurs dimensions. Dans le cas des sols grossiers on utilise le tamisage, procédé par lequel on fait vibrer un échantillon de sol sec à travers une série de tamis à mailles carrées dont les ouvertures vont en décroissant.
- Lorsqu'on connaît la masse totale de l'échantillon on peut déterminer par pesage le pourcentage relatif de particules recueillis sur chacun des tamis après le tamisage. Les limites d'Atterberg : ce sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance.
- Les limites de consistance comprennent la limite de liquidité, la limite de plasticité et la limite de retrait.
- Indice de densité d'un sol grenu : l'indice de densité situe l'indice des vides d'un échantillon de sol par rapport à des valeurs de référence déterminées par des essais de

laboratoire normalisés. Il donne une indication sur l'état de compacité d'un sol grenu drainant.

- Classification géotechnique des sols : comme il existe un grand nombre de types de sol, il est nécessaire de décrire et de classer les sols dans des groupes qui définissent leurs caractéristiques géotechniques. Elle s'appuie essentiellement sur l'analyse granulométrique et sur les caractéristiques de plasticité de la fraction fine, complétées par des essais simples (couleur, odeur, effets de l'eau etc...).
- Essais chimiques sur les sols et l'eau souterraine : la présence de certains composants chimiques dans le sol peut être très importante pour la durabilité de l'ouvrage géotechnique. Les essais chimiques courants en laboratoire sont en général, la détermination de la teneur en matières organiques, la teneur en carbonates, la teneur en sulfates, la valeur du pH et la teneur en chlorures. Le but des essais chimiques est de classer les sols et d'évaluer les effets nuisibles du sol et de l'eau souterraine sur le béton, l'acier et le sol lui-même. [5,6 et 7]

I.3.2.2.2 Essais de résistance du sol

Le but de ces essais est de déterminer les paramètres de résistance au cisaillement drainé et ou non drainé. Les deux essais les plus utilisés, cisaillement direct et essai triaxial, comportent deux phases, la première est l'application d'une contrainte de consolidation et la deuxième est l'application du cisaillement. Pendant l'une ou l'autre de ces deux phases on empêche tout drainage ou au contraire on laisse l'eau s'évacuer sans aucune pression (essai de cisaillement non drainés, essai de cisaillement consolidés non drainés, essai de cisaillement drainés).

Le critère de rupture le plus utilisé en mécanique des sols s'appelle le critère de rupture Mohr Coulomb exprimé par l'équation : $\tau = \sigma \tan\Phi + c$ où τ est la résistance au cisaillement du sol. Le but des essais de cisaillement est de déterminer les valeurs de ces paramètres pour un sol donné selon la nature du problème à résoudre.

Donc les essais souvent utilisés sont les suivants : essai de cisaillement direct et essai de compression simple. [5,6 et 7]

I.3.2.2.3 Essais de compressibilité et de déformation des sols

Pour évaluer les tassements d'un sol sous le poids d'une charge, il est nécessaire de connaître certaines caractéristiques du sol qui sont déterminées à l'aide de l'essai de compressibilité à l'odomètre. Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai. La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissants et décroissants suivant un programme défini. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge. [4]

I.3.2.2.4 Essais de compactage du sol

Le but des essais de compactage est d'étudier l'impact de la teneur en eau d'un échantillon de sol sur le poids volumique sec de cet échantillon soumis à une charge de compactage déterminée. Un essai de compactage consiste à compacter avec une énergie définie un

échantillon de sol remanié dans un moule normalisé (CBR) et à mesurer le poids volumique sec obtenu. Il existe deux types d'essai d'usage courant : l'essai dit « Proctor normal » et l'essai dit « Proctor modifié », ces deux essais sont différents par l'énergie de compactage mise en œuvre. Pour un même sol, les essais Proctor donnent des couples de valeur « teneur en eau - poids volumique sec », la courbe passant par les points représentatifs présente un maximum dit « Optimum Proctor » normal ou modifié selon la nature de l'essai, ce maximum définit la teneur en eau w_{opt} et le poids volumique γ_{dmax} .

I.4 Essais « hydrauliques »

Parmi les constituants du sous-sol, l'eau est certainement l'élément à chercher le plus précocement, à détecter la présence et comprendre le comportement. La meilleure manière de déterminer les caractéristiques hydrauliques des sols est évidemment l'utilisation des essais in situ, car le remaniement du sol est réduit au maximum, ces essais d'eau in situ sont de plusieurs sortes, et leur choix dépend du sol autant que de la nature du projet. Donc, la détermination précise du niveau de la nappe phréatique et des pressions interstitielles est importante pour le choix, la conception et la construction des fondations et des ouvrages souterrains.

On distingue deux types d'essai :

- L'essai ponctuel.
- L'essai de pompage. [8 et 9]

1-L'essai ponctuel : Les essais ponctuels sont « l'essai Lefranc » et « l'essai Lugeon ».

L'essai Lefranc est appliqué pour les formations meubles ou peu consolidés, il est habituellement exécuté en même temps que le sondage. Il consiste à injecter ou à pomper de l'eau à débit constant Q dans une cavité, limitée par la paroi du sondage et à la partie supérieure par un bouchon étanche, ouverte dans le terrain (contenant une nappe) dont on peut connaître la perméabilité et mesurer la variation de charge et le débit correspondant. On crée ainsi une variation de charge h dans la cavité, lorsque l'état d'équilibre est atteint, on a la relation simple : $Q = kCh$ (C est un coefficient qui dépend de la forme de la cavité).

Il faut réaliser de nombreux essais sur un site, on obtient ainsi la valeur moyenne de la perméabilité et une idée de l'hétérogénéité du site. Alors l'essai Lefranc est rapide à réaliser mais le volume de terrain intéressé par la mesure est faible.

L'essai Lugeon est appliqué dans les formations compactes et fissurées, il est effectué sous pression dans une tranche de forage limitée. Cet essai est essentiellement destiné à évaluer la circulation de l'eau dans une roche, il consiste à injecter de l'eau sous pression dans une cavité constituée d'une portion de forage de dimensions connues, et à mesurer le débit d'injection pour différents paliers de pression pendant un temps donné.

Le principal avantage de cet essai est sa simplicité de mise en œuvre. L'essai Lugeon permet de mettre en évidence des hétérogénéités de perméabilité dans les matériaux rocheux, au lieu d'exprimer la perméabilité en mètres par seconde on l'exprime en unité Lugeon. [8]

2-L'essai de pompage consiste à abaisser, à partir d'un puits la surface piézométrique de la nappe couvrant la surface dont on veut mesurer la perméabilité. Le pompage est réalisé à débit constant et l'évolution de la surface piézométrique de la nappe est suivie au moyen de piézomètres répartis aux alentours du puits. Le coefficient de perméabilité mesuré dans un tel essai est le coefficient de perméabilité « en grand » de la formation étudiée, une valeur dont la connaissance est essentielle pour résoudre un certain nombre de problèmes parmi lesquels : évaluation du débit drainé par une tranchée, dimensionnement d'un système de rabattement par puits etc... Donc, lorsque l'essai de pompage est possible, il est préférable à l'essai Lefranc, même s'il est plus coûteux mais les résultats obtenus sont plus sûrs. Cependant pour que l'interprétation soit correcte il est nécessaire de faire une étude géologique et hydrogéologique détaillée, sachant que les résultats de l'essai dépendent beaucoup des conditions de réalimentation de la nappe. [10]

Chapitre II : Présentation du projet et Caractéristiques du site

II.1 INTRODUCTION

Lors d'un projet, l'investigation géologique et géotechnique du site est une étape très importante, cette étape d'investigation permet d'obtenir des informations relatives aux couches constituant le sol.

Dans ce chapitre, nous avons présenté le site, pour étudier un profil de sol de différentes couches qui forment avec une synthèse des données géologiques pour une idée générale sur la stratigraphie de terrain.

II.2. Description du projet

Le projet prévoit la construction d'un centre commercial avec une salle des fêtes en R+5 avec trois sous-sol, sur une parcelle de terrain de 2 307,00m² située au centre de la commune d'El Harrach, au parc de Boumati, lot n°18 section n°20, circonscription administrative d'El-Harrach Wilaya d'Alger, Au profit de : **EURL CENTRE DES AFFAIRES HAMZA.**

Le projet est composé d'un seul ensemble contenant toutes ses fonctions, à savoir : commerce et salle des fêtes.

Cet établissement comporte un ensemble de boutiques à exploitation individuelles réparties sur quatre (04) niveaux et desservies par des circulations communes appelées mailles pour chaque étage.



Photo II.1 : le rendu de centre commercial.

Le projet a débuté fin 2017 avec les travaux de démolition des existants. Ces travaux sont rendus compliqués par le fait que certaines façades existantes sont conservées. Ces travaux ont duré jusqu'à la fin du mois d'avril 2018.

Les travaux de blindage a débuté en mai 2019 et seront détaillé plus loin. La durée prévue des travaux est estimé 24 mois.

II.3. Situation et topographie de projet :

La visite de site que nous avons effectué nous a permis de constater que le site ne présente aucune anomalie topographique (terrain plat).

Notre projet est limitée par :

- côté Nord du projet, existe un marcher.
- côté Sud du projet, est située une route.
- Cote est- ouest du projet, ils existent des bâtiments.

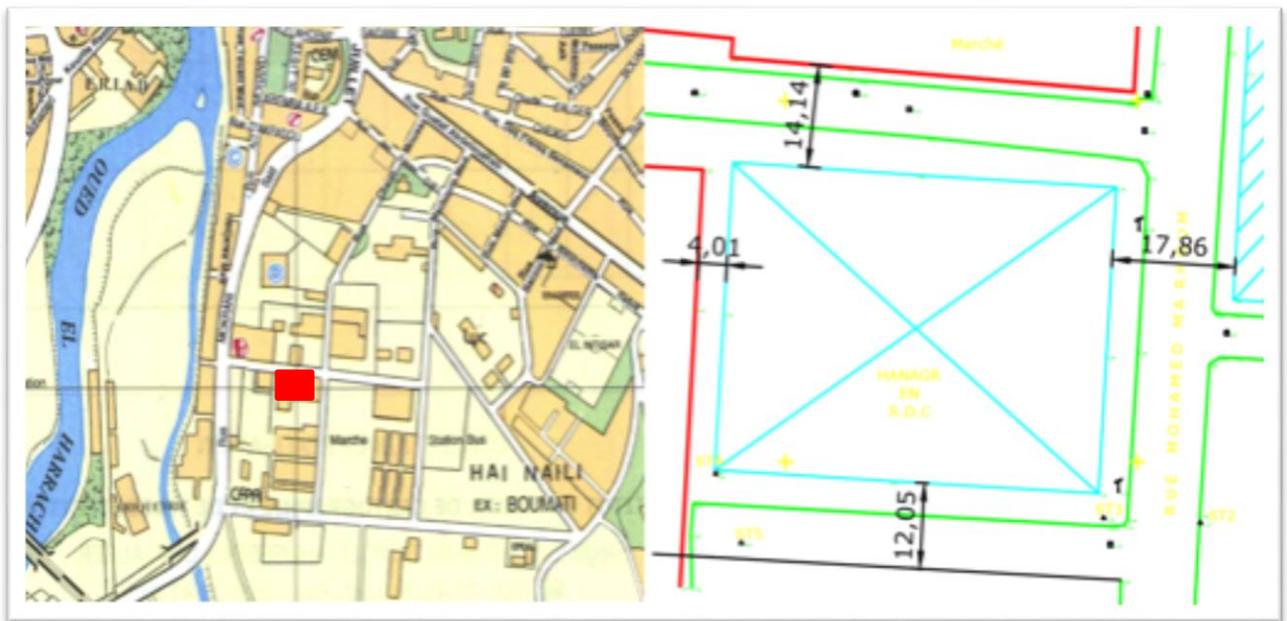


Figure II.2 : situation et topographie de projet.

II.4. Présentation de la région :

La ville El-Harrach se situe à 12 km au sud-est de centre de la ville d'Alger, elle s'étend sur une superficie de 24.35km et compte près de 50000 habitants (estimation 2007).

La ville d'El-Harrach est limitée par :

- EL-Mouhamadia au nord
- Baraki et les eucalyptus au sud
- Beb-Ezzouar à l'est
- Bachdjerah et bourouba à l'ouest



- Figure II.3 : limites d'EL Harrach PDAU 2012

El-Harrach représente le centre de la baie d'Alger, elle assure l'articulation entre plusieurs villes, elle est considérée comme le pote d'Alger en venant de lest et dispose d'une position stratégique ainsi qu'une excellente accessibilité que lui confèrent.

Le centre de la ville d'El-Harrach se situe à environ de 2km en amont de l'embouchure de Oued El-Harrach, source hydrologique importante d'une longueur de 18.2km et qui divise la ville en deux partie (Est- Ouest).

II.5. Hydro géomorphologie et dynamique fluviale

Oued El-Harrach est une grande rivière puisque la superficie de son bassin hydrographique amont-aval atteint 1250km. tandis que, avec une superficie d'environ 846km, le bassin maritime occupe plus du tiers du territoire de la wilaya d'Alger.

Le sous- sol de la vallée inférieure d'oued El-Harrach renferme de riche nappe phréatique à faible profondeur alimentées par les apports pluviométriques et infiltrations provenant de ses affluents. Son débit moyen est de 4a 5 m/s mais peut passer de zéro en période sèche a 3000m³/s en temps de crue. Ils s'aliments des eaux de pluie, des apports dès ses confluent, des eaux usées urbaines et industriel.

L'étude d'inondabilité d'Oued el Harrach aurait recensé parmi les facteurs aggravants : la topographie quasiment plate du terrain et sa faible perméabilité due à la présence d'une nappe peu profonde (nappe de la Mitidja) provoquant la saturation rapide du sol et le mauvais drainage des eaux superficielles. Cette étude conclut à l'existence de deux zones à risques élevé ou moyen vraisemblablement lié à la géomorphologie du terrain²⁵.

Comme le montre la figure II.3, lorsqu'il ne provoque pas d'inondation ni ne s'infiltré dans le sol, le surplus d'eau chargée se déverse en mer. Ce qui permet par conséquent de

confirmer l'exposition de la vallée d'El Harrach, particulièrement les communes situées à l'embouchure de l'Oued, aux risques cumulés d'inondation et érosion.



Figure II.4 : position de projet dans Parcours des eaux excédentaires en cas de crue

II.6. Sismicité de la région :

Comme les tremblements des terres peuvent conduire à des dégâts très importants dans la région ; l'étude géologique devra s'étendre sur l'examen de ce phénomène dans la région en question, la zone de notre ouvrage est une zone instable géologique, cette instabilité est due à l'existence de mouvement tectonique majeure de Tell de la région algéroise.

Toutes les travaux réalisés sur la sismicité de l'ALGERIE indiquent que notre ouvrage se trouve dans une zone de sismicité élevée qui appartient à la zone sismique III caractérisée par une période de retour de 30 à 40 ans, et un séisme d'une magnitude parfois supérieur à 6 qui entraîne des dégâts importants avec une accélération élevée.

Sur la base de ce qui précède, le site étudié se situe dans la zone III, qui correspond à une zone de sismicité forte.

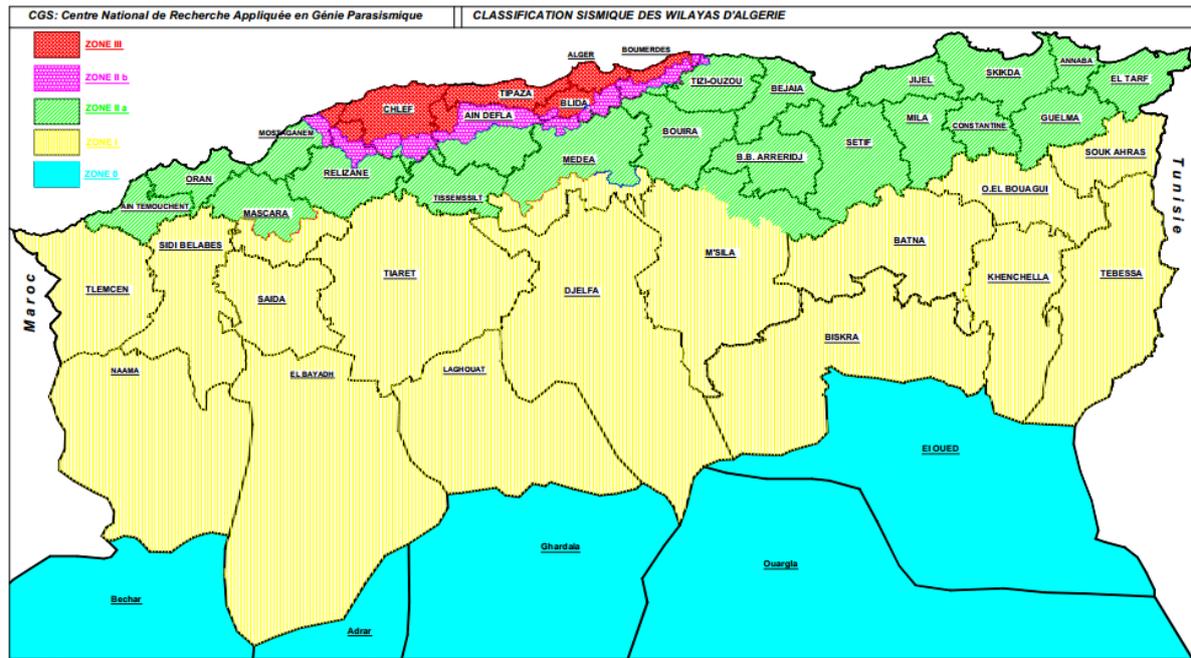


Figure II.5 : les zones de sismicité algérienne.

Les paramètres pour le dimensionnement du projet :

La zone d'Alger est une zone de forte sismicité : zone III.

Groupe d'usage IB le coefficient d'accélération de zone A : 0.30 (RPA 99/VERSION 2003)

Groupe	Zone I	Zone Iia	Zone IIb	Zone III	Classification des ouvrages
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance

Tableau 1 : classification des accélérations des zones sismiques

II.7. Situation géologique du projet :

II.7.1 Contexte géologique régional :

Le projet se trouve à l'endroit indiqué par la flèche (en rouge sur la figure II.6), à cet endroit la légende de *La carte géologique "ALGER" feuille n°21 échelle 1/50 000 publiée en 1964, et a été consultée.*

Le site est carte "a2" correspondant aux formations alluvionnaires récentes plus ou moins limoneuses appartenant aux dépôts sédimentaires de l'Oued el Harrach ces dépôts récents recouvrent :

- Les dépôts du pléistocène formés de grès dunaires, marins cartographiés **q3bm**.
- la formation dite : série des "Marnes de Maison Carrée", ce faciès géologique carté "**q**" est généralement marno-argileux, formé d'une alternance de marnes jaunes collantes d'argiles graveleuses, de quelques lits de graviers et de sables, ou les éléments argileux dominant.

Ces trois formations continentales recouvrent, le Pliocène marin (Plaisancien-Astien)
 Les affleurements du substratum marno-argileux "q" observés indiquent que ces dépôts se concentrent aux droits des surcreusements de l'interface.

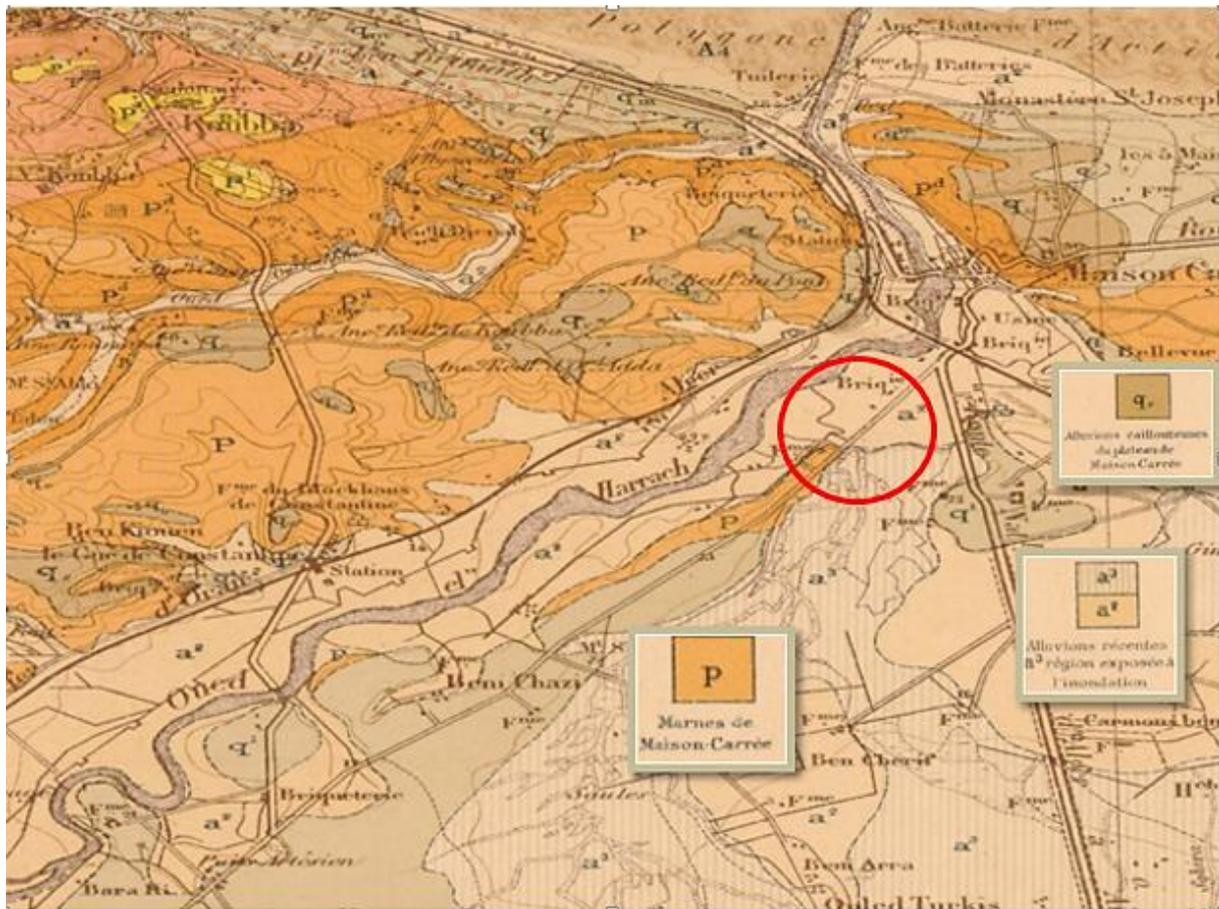


Figure II.6 : Carte géologique de la région d'Alger.
 (Extrait de la carte géologique d'Alger A. Aymé, 1964-1/50,000)

II.7.2 Contexte géologique local :

Les observations relevées sur le site confirment le contexte géologique régional : Composé essentiellement des dépôts alluvionnaires d'âge quaternaire récent, formés d'argiles grisâtres plus ou moins vaseuses , d'argiles jaune-ocres lenticulaires d'épaisseur variable, plus ou moins marneuse, avec des niveaux alluvionnaires : graves sablo-argileuses ; ces formations masquent le faciès cartographique, "q" correspondant aux "Marnes de Maison C arrée".

II.8. introduction :

La reconnaissance géotechnique du site est nécessaire pour l'identification de la nature et caractéristiques du sol, le but de cette étude est de déterminer les paramètres physiques et mécanique, ce fait à partir des essais in-situ et au laboratoire.

Dans la 2^{ém} partie de ce chapitre on va présenter et interpréter les résultats des essais réalisés pour étudier la stabilité du site.

II.9. Compagne d'investigation

Le programme des investigations géotechniques a été élaboré par le Laboratoire «**G.E.O.S.A.T** » et exécuté conformément à son exigence, les investigations menées ont consistés on la réalisation :

- D'un (01) sondage carotté de profondeur 65 m.
- D'un (01) sondage pressiométrique de profondeur 40m (avec intervalle de 2m).
- D'un test de reconnaissance par sismique de réfraction est le seul test géophysique réalisé dans ce projet et laboratoire «**G.E.O.S.A.T** ».
- De douze (12) séries d'essais de laboratoire.

L'implantation des essais in-situ réalisés sont implantés comme il est indiqué sur la Figure ci-dessous (II.7) ;

Légende :

Sondage carotté : ■

Sondage pressiométrique : ●

Profils sismiques : —

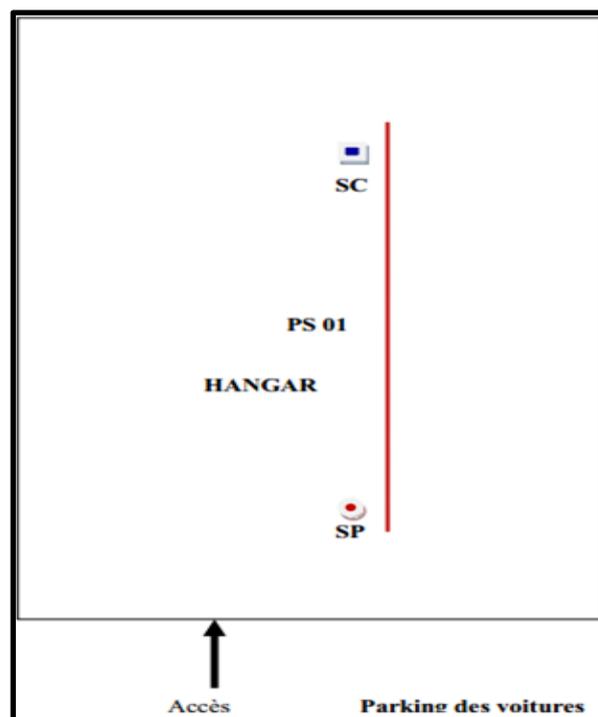


Figure II.7 : Carte d'implantation des essais in-situ.

II.9.1. Résultats des essais in situ

II.9.1.1. Sondage carotté :

Le sondage carotté réalisés au site étudié nous ont permet de définir les formations suivantes :

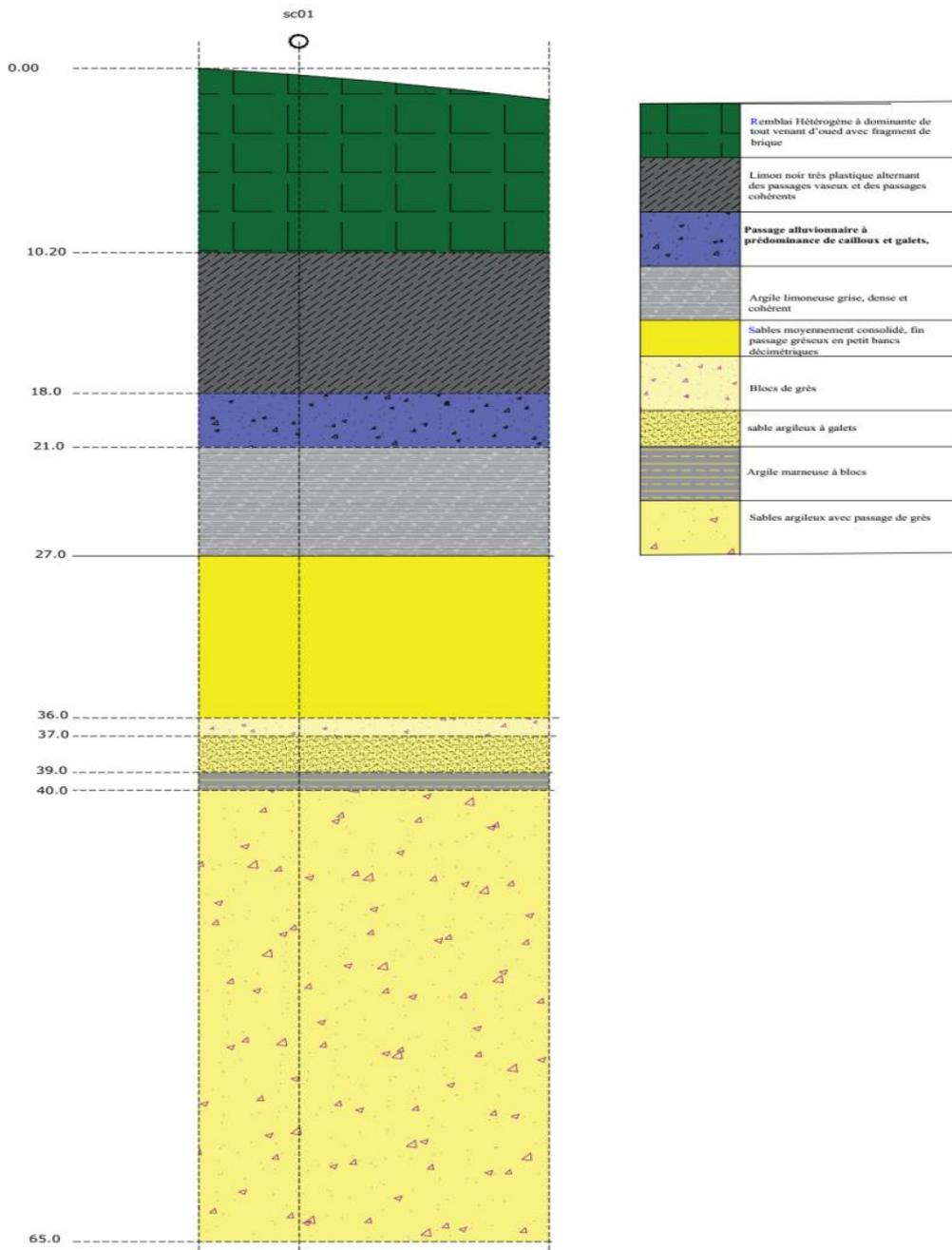


Figure II.8 : Coupe lithologique du sol d’après le sondage carotté.

D'après les résultats des sondages, et la coupe lithologique de sol on se trouve successivement en présence des couches suivantes :

0.00 – 10.2m : Remblai Hétérogène à dominante de tout venant d'oued avec fragment de brique.

10.2 – 18.0m : Limon noir très plastique alternant des passages vaseux et des passages cohérents.

18.0 – 21.0m : Passage alluvionnaire à prédominance de cailloux et galets, avec une matrice argileuse jaunâtre.

21.0 – 27.0m : Argile limoneuse grise, dense et cohérent.

27.0 – 36.0m : Sables moyennement consolidé, fin passage gréseux en petit bancs décimétriques.

36.0 – 37.0m : Blocs de grès.

37.0 – 39.0m : sable argileux à galets.

39.0 – 40.0m : Argile marneuse à blocs.

40.0 – 65.0m : Sables argileux avec passage de grès (41 - 42m).

NB : Présence d'eau à partir de 2.00 mètres

(Présence d'une nappe libre avec perméabilité variable)



Figure II.9 : quelques échantillons extraits par carottage.

II.9.1.2 Les essais pressiométrique :

L'objectif de cet essai est de déterminer les deux paramètres ; un paramètre de résistance à savoir la pression limite PL et un paramètre de déformation EP. Les deux paramètres sont utilisés respectivement pour le calcul de la contrainte admissible et les tassements.

Pour notre cas on a fait un (01) sondage pressiométrique de 40 mètres de profondeur réalisés sur le site ont mis en évidence la présence d'un sol hétérogène ; les résultats obtenus à chaque profondeur sont représentés par le diagramme de module **EM** et **PL** en fonction de Z(m) (annexe A).

Tel que :

P_f : pression de fluage en bars.

E_M : module de déformation en bar

PL : pression limite en bars.

II.9.1.2.1 Commentaire sur les résultats obtenus

Le courbe pressiometrique, jointes en annexes A, montrent les pressions limites (PL) et module pressiométrique EM obtenues en fonction des volumes injectés dans la cellule principale, et sur la base de ces diagrammes on peut conclure ce qui suit ;

Les valeurs de la pression limite s'étalent entre 0.54 et 24.27bars et le module pressiométrique entre 1.92 et 297.12 bars.

le sol présente une faible résistance dans les 10 mètres premier (couche de remblais), avec une valeur minimal très faible de la pression limite P_L égal a 0.54 bar; par la suite, on remarque que s'améliore avec le temps, proportionnellement à la profondeur, jusqu'à une profondeur moyen de 8.83 mètres, ou elle atteint une valeur moyen de 10 bars; au-delà de cette profondeur, la valeur de la pression limite dépasse les 18.43 bar sa une profondeur de 30 mètres, puis elle se stabilise.

Le sondage pressiometrique confirment que les sols du site est de faible résistance dans les 10 mètres premiers (10.20m de remblais), et de moyen résistance dans les couche suivant donc on peut servir comme couche d'encrage des pieux de blindage et il faut excaver la couche de remblais pour éviter tous les conséquence.

II.9.1.3. La méthode de reconnaissance par sismique

Interprétation

Les enregistrements obtenus sur le profil sismique effectué ont permis de tracer le dromochronique (jointe en annexes A) suivant le pointage des premières arrivées des trains d'ondes pour les ondes P.

A. profile sismique PS 01 :

Ce profil comporte 12 capteurs espacés de 5.00 mètres.

Les investigations réalisées ont identifié les faciès ci-après :

- Un terrain de recouvrement alluvionnaire d'une puissance variable entre 2.50-7.50 mètres indique un remblai ; Les vitesses des ondes de compression sont homogènes entre 385-440 m/s ;
- Un second terrain de vitesse allant de 910 à 1250 m/s correspondant aux limons très plastiques et d'épaisseur allant de 7.50 à 13.00 mètres.
- Le terrain profond est constitué de passages alluvionnaires à cailloux et galets, présentent des vitesses de l'ordre de 1660-2000 m/s.

TIRS	V1	V2	V3	H1	H2	OBSERVATION
DIRECT	425	1250	2000	7,00 à 7,50	7,50 à 8,60	
CENTRE D	440	1000		7,30		
CENTRE R	385	1110		6,10		
REVERSE	430	910	1660	2.50	10 à 13	

Tableau II.1 : Tableau récapitulatif des résultats

II.9.1.3.1 Classification du site :

La classification des sols par DTR BC 248 (RPA 99) version 2003 d'après les vitesses des ondes de cisaillement déterminées aux moyens des essais géophysiques réalisés sur site sont de :

Pour le premier terrain (Catégorie S4-S3, site très meuble à meuble)

Vitesse onde de compression	Vitesse onde de cisaillement	Classification
385-440	170-200	S4 – S3

Pour le second terrain (Catégorie S3, site meuble).

Vitesse onde de compression	Vitesse onde de cisaillement	Classification
910-1250	280-390	S3

Pour le troisième terrain (Catégorie S2, site Ferme).

Vitesse onde de compression	Vitesse onde se cisaillement	Classification
1660-2000	650-770	S2

II.9.2 Essais de laboratoire.

Les essais de laboratoire peuvent être subdivisés en deux grandes catégories :

II.9.2.1 Les essais d'identification et de classification : ceux sont essentiellement le « poids volumique », la « teneur en eau », les « limites d'Atterberg », la « granulométrie » et « l'analyse chimique ».

II.9.2.2 Les essais de détermination des caractéristiques mécaniques des sols :

1. Les essais de résistance

2. Les essais de compressibilité

Outre l'investigation expérimentale in-situ, nous avons réalisé une campagne d'essais de laboratoire (figure II.2) sur les échantillons de sol, remaniés ou intact, extraits lors du sondage carotté réalisé.



Figure II.11 : laboratoire d'essai

II.9.2.1 Les essais d'identification et de classification

II.9.2.1.1 Les essais d'indentification de sol :

SC N ⁰	SC1										
Profondeur m	2.40- 2.80	5.00- 5.40	14.7- 18.0	17.70- 18.00	18.40- 18.70	19.7- 20.0	21.0- 21.4	23.3- 23.7	24.5- 25.0	26.0- 26.4	44.- 45.0
Densité sèche γ_s	1.66	1.57	1.09	1.65	2.00	1.98	1.43	1.54	1.62	1.71	1.65
Densité humide γ_h	2.04	1.99	1.63	1.94	2.24	2.25	1.90	1.96	2.02	2.01	2.02
Teneur en eau (w%)	23.2	26.7	54.7	23.6	13.00	13.5	32.9	27.9	24.7	21.5	23.6
Degré de saturation sr%	99	100	92	75	94	97	100	99	98	83	96

Tableau II.2 : Résultats de Les essais d'indentification de sol

Les caractéristiques physiques :

- Les teneurs en eau obtenues, montrent que les sols moyennement saturée.
- Les degrés de saturation indiquent des sols humides saturées ($S_r \geq 75 \%$).

II.9.2.1.2 -essai granulométrique :

(Voir courbes granulométriques en annexes A)

Sondage N ⁰	Prof (m)	Granulométrique %					
		Cailloux	Gravier	Sable Gros	Sable fins	Limons	Argiles
-		200-20.00	20.00 2.00	2.00-0.20	0.20- 0.020	0.02 - 2.00 μ	2.00 μ - 0.20 μ
CS1	17.70- 18.00	0.00	3.00	8.00	12.00	20.00	45.00
	19.70- 20.00	12.00	29.00	32.00	27.00	0.00	0.00
	26.00- 26.40	0.00	3.00	2.00	12.00	31.00	52.00

Tableau II.3 : résultats de l'essai granulométrique

<i>Maximum</i>	12.00	29.00	32.00	27.00	31.00	52.00
<i>Minimum</i>	0.00	3.00	2.00	12.00	0.00	0.00

D'après les courbe granulométriques, et L'analyse qu'est réalisée sur ces échantillons permet de distinguer deux (02) catégories de sol du point de vue caractéristiques géotechniques il s'agit principalement : d'une formation d'argile sableuse intercalés par sables et graviers.

II.9.2.1.3 Détermination de la limite de plasticité :

Sur la base des essais réalisés des limites d'Atterberg, on résume les résultats suivants. :

L'indice de plasticité :

<i>Sandage</i>	<i>Prof</i>	<i>Limite d'Atterberg</i>		
		<i>WL</i>	<i>Wp</i>	<i>Ip</i>
<i>N0</i>	<i>(m)</i>			
		(%)	(%)	(%)
<i>Sc1</i>	17.70-18.00	88.3	38.17	50.13
	19.70-20.00	83.56	36.00	47.62
	26.00-26.40	75.46	34.97	40.49

Tableau II.4 : Résultat de l'essai des limites d'Atterberg

Indice de plasticité = limite de liquidité – limite de plasticité

$I_p = WL - W_p$

W_p : limite de plasticité

W_l : limite de liquidité

I_p : indice de plasticité

Classification par rapport à diagramme de plasticité :

-	<i>Wl</i>	<i>Wp</i>	<i>Ip</i>	<i>Classification</i>
<i>Maximum</i>	88.3	38.17	50.13	Très plastique
<i>Minimum</i>	75.46	34.97	40.49	Très plastique

Tableau II.5 : résultats de la classification des sols

D'après la classification du système LCPC, La couple (WL, IP) montre que la formation dominante du sol est très plastique, et dans la zone très plastique (**Tp**).

- L'indice de consistance est défini comme suite :
- Indice de consistance $Ic = \frac{WL-W}{Ip}$
- $1.56 \leq Ic \leq 1.65$

W	Wl					Wp
Ic	0	0.25	0.5	0.75	1	
Consistance	Liquide	Très molle	Molle	mi- raide	Raide	Très raide

Tableau II.6 : tableau de classification des sols par la DTR.

L'indice de consistance **Ic** égal $1.56 \leq Ic \leq 1.65$ ce qui indique que cette formation est très raid (le sol est dans l'état solide).

II.9.2.2 Les essais de détermination des caractéristiques mécaniques des sols :

II.9.2.2.1 l'essai œdométrique (essai de compressibilité).

Sandage	Prof	Oedomètre		
NO	(m)	Pc	Cc	Cg
-	-	(bar)	(%)	(%)
SCI	14.70-15.00	1.14	35.29	2.16
	23.3-23.7	3.96	24.10	5.85
	26.60-26.40	2.00	44.43	3.81

Tableau II.7 : résultats de l'essai oedométrique.

Les caractéristiques de la compressibilité à l'odomètre obtenues est comme suivant ;

Echantillon 01 (14.70-15.00) : La valeur de Cc est entre 30 et 50 donc le sol est très compressible, et la valeur de Cg est inférieur à 4 donc le sol est non gonflant.

Echantillon 2 (23.3-23.70) : la valeur de Cc est entre 20 et 30 donc le sol est peu compressible, et la valeur de Cg est supérieur a donc le sol 4 peu gonflant.

Echantillon 3 (26.40-26.60) : la valeur de Cc est entre 30 et 50 donc le sol est très compressible, et la valeur de Cg est inférieur à 4 donc la nature de sol est non gonflant.

d'après Les résultat de Trois (03) essais œdométriques réalisés, révèlent des sols assez fortement compressibles à des sols très compressibles.

II.9.2.2.2 Essai de cisaillement direct (essai de résistance) :

La résistance au cisaillement du sol est souvent déterminée par l’essai de cisaillement direct, pour notre cas on à réaliser une série d’essais de cisaillement, les valeurs des caractéristiques mécaniques C et ϕ sont récapitulées sur le tableau ci-dessous :

SC N°	SCI								
Prof (m)	2.40-2.80	4.70-5.00	5.00-540	17.70-18.00	21.00-21.40	23.30-23.70	24.50-25.00	26.00-26.40	44.60-45.00
Cohésion C (bar)	0.28	0.62	0.57	0.37	0.45	0.71	0.14	0.91	0.25
Angle de frottement ϕ (°)	18.8	9.68	20.93	14.33	14.33	14.31	24.84	7.27	36.3

Tableau II.8 : Résultats de la résistance au cisaillement de sol.

II.9.3 Autres essais de laboratoire :

En plus des essais décrits ci-dessus, il existe des essais chimiques permettant d’estimer l’agressivité des sols et de l’eau vis-à-vis des fondations.

II.9.3.1 Analyse chimique de sol :

Essai	Norme	Résultat	Spécification
Teneur SO4 (%°)	NA 5042/2007	0.24	A1
Classification	NA 778/2010	-	Faiblement agressif
PH	NA 10390-2005	ND	-
Classification	DTR BE1.31	-	-
Teneur cl (%°)	NA 5042/2007	ND	-
Teneur en carbonate (%°)	XP P94-048	ND	-
Classification	XP P 94-011	-	-

Tableau II.9 : résultats de l’analyse chimique de sol.

D’après l’analyse chimique des enchanions de sol et Selon la norme NFT 18-11 5(juin 1992) et NA 778/2010 les résultats obtenus est 0.24 de teneur SO4. Donc Pas de mesure particulière

II.2.3.2 Analyse Physico-chimiques des Eaux

Paramètre	Résultat	Classe d’agressivité
Calcium (Ca++)	68.26	
Magnésium (Mg++)	79.39	< XA1
Chlorures (Cl-)	78.01	< XA1
Sulfates (SO4--)	115.96	< XA1
Ph	6.78	< XA1
Résidu sec à105 ° C	740	< XA1
CO2 agressif	Néant	< XA1

Tableau II.10 : résultats de l'analyse physico-chimique des eaux.

Interprétation :

Minéralisation globale : le taux de minéraux secs recueillis après évaporation permet de classer l'eau analysée comme étant moyennement minéralisée.

Classification d'après le pH : D'après son pH, l'eau analysée est légèrement acide comme la plupart des eaux souterraines, celui-ci lui confère une classe d'agressivité inférieure au niveau XA1.

Aggressivité sulfatique : La teneur en sulfate est inférieure au seuil de 200 ppm et révèle une classe d'agressivité inférieure à XA1.

Aggressivité Magnésienne : La teneur en magnésium se trouve très en dessous du seuil critique de 300 ppm et traduit une classe d'agressivité plus faible que XA1.

Commentaire sur les résultats obtenir :

Conformément aux dispositions citées dans la norme NA 16 002, l'eau analysée présente une classe d'agressivité correspondant à XA1 (niveau faible) étant donné que les cinq (05) agents agressifs pris en compte possèdent tous une classe d'agressivité plus faible que XA1 (si deux agents ou plus conduisent à une même classe, il faudrait passer à la classe immédiatement supérieure) , à cet effet, l'usage d'un ciment ordinaire est suffisant tout en veillant à la mise en œuvre du béton de fondation selon les règles de l'art (Dosage adéquat, compacité, drainage des eaux, étanchéité, usage d'adjuvant de type hydrofuge en masse, continuité des courbes granulométriques qui doivent être de bonne qualité, deux couches de flint-coat à chaud à appliquer sur la fondation, é, etc.).

II.9.4 niveau d'eau

Lors de l'exécution de l'essai préssiométrique et le Sandage carotte, une présence d'eau a été détectée le jour de réalisation du sondage à :

-z= 2.00m pour le sondage pressiométrique

Commentaire :

Il est important de noter que l'eau joue un rôle important à la stabilité du terrain. En effet, si cette eau n'est pas drainée correctement, elle génère des pressions interstitielles importantes, pouvant créer une ligne de glissement à l'intérieur du massif du sol. La conception d'un réseau de drainage très efficace est obligatoire même en présence d'un ouvrage de soutènement.

Remarque01 :

Dans tous les résultats obtenir nous n'avons pas pris en compte la première partie de remblais.

II.10 Conclusion :

Le présent rapport conclu en la possibilité de construire le futur centre commercial en R+5+3 sous-sols sur le site en question.

L'analyse des résultats des investigations géotechnique montre que le terrain est divisé en deux zones :

La première zone est très faible, elle se compose de dix mètres de remblais, et pour une étude plus précise et évité tous les risques de remblais, il faut excaver cette zone

La première zone est très faible, elle se compose de dix mètres de remblais, et pour une étude sécuritaire on néglige cette zone complètement.

La deuxième zone est ferme (acceptable) en point de vue de la résistance mécanique, elle se compose de limon noire très plastique épaisse de huit mètres suivi par un Passage alluvionnaire à prédominance de cailloux et galets d'épaisseur de 2 mètres

Les échantillons de sol, extraits lors de l'exécution du sondage carotté, montrent que la lithologie du site « centre commercial boumaati El-HARACHE » est constituée essentiellement, à partir de la surface, une grande partie de remblai de plus de 10m plus un sol de nature sableuse plus au moins argileux

D'après les essais au laboratoire, on est en présence d'un sol très raide solide, son tassement est moyen en point de vue consistance, humide et moyennement saturée, très plastique de dénomination géotechnique Tp, de point de vue granulométrique, il s'agit d'une formation d'argile sableuse intercalés par des sables et graviers avec la négligence du remblai, les sols en place révèlent des sols assez fortement compressibles à des sols très compressibles, donc on peut dire que le sol en place est de moyenne portance.

Les vitesses des ondes de cisaillement déterminées aux moyens des essais géophysiques réalisés sur site sont de :

- Pour les terrains de surface : catégorie S4 –S3 (site très meuble à meuble) Onde de compression $385 < Vp1 < 440$, onde de cisaillement $170 < Vs1 < 200$ m/s
- Pour le second terrain (Catégorie S3, site meuble) Onde de compression $910 < Vp2 < 1250$, onde de cisaillement $280 < VS1 < 390$ m/s.
- Pour le troisième terrain (Catégorie S2, site Ferme) Onde de compression $1660 < Vp2 < 2000$, onde de cisaillement $650 < VS1 < 770$ m/s.

La contrainte admissible à retenir est de l'ordre de 1.50 bars.

Compte tenu de tous ces éléments, nous proposons :

- Un ancrage de 11.0 mètres à partir du terrain actuel.
- Un mode de fondation superficiel (de type radier général).
- un écran de soutènement pour le blindage avant la partie d'excavation

Chapitre III
***Renforcement des sols par les écrans
de soutènement***

III.1. Généralités

Les écrans de soutènement servent à retenir un massif de sol autour d'une excavation à l'aide d'éléments de matériaux résistants à la poussée des terres, c'est un ouvrage de soutènement qui retient les terrains (sols, roches ou remblais) et/ou de l'eau. Alors, le domaine d'utilisation des écrans de soutènement est large, il peut intéresser des ouvrages aussi variés tel que des soubassements d'immeuble des parkings souterrains et des infrastructures enterrées etc ... impliquant l'exécution de fouille de grande profondeur, donc différents techniques de soutènement existent dans ce cas d'étude et diffèrent par leur mode d'emploi et leurs difficultés de réalisation [12]. Dans ce qui suit on présentera chacune de ses possibilités, son domaine d'application et ses avantages et inconvénients. Ainsi à la fin de ce chapitre, on présentera le choix d'ouvrage de soutènement le plus adéquat pour le projet actuel et le calcul nécessaire.

III.2. Les types d'écrans de soutènement :

III.2.1 Soutènement par paroi moulée

On peut réaliser le blindage d'une fouille en réalisant une paroi en béton qui sera moulée dans le sol. Le principe c'est de réaliser dans le sol, suivant un tracé rectiligne ou courbe une tranchée d'épaisseur constante que l'on va remplir de béton après introduction éventuelle préalable d'armatures comme représenté dans la Figure III-1. On réalise ainsi une paroi en béton qui sera exécutée avant de procéder à l'excavation de la fouille, sans battage, sans ébranler le sol, sans bruit et sans vibration donc cette paroi est intéressante à utiliser dans un milieu urbain.

Ces parois peuvent en général remplir trois fonctions :

- Fonction de soutènement.
- Fonction de portance, c'est-à-dire elles peuvent participer à la structure de l'ouvrage.
- Fonction d'étanchéité en cas de présence d'eau.



Figure III-1 : Soutènement par paroi moulée.

De point de vue exécution, on décompose la paroi en un certains nombres de panneaux juxtaposés élémentaires que l'on va exécuter de façon alternées (panneaux impaires et panneaux paires). On commence par la réalisation de l'excavation de la tranchée à l'aide d'une perforatrice, L'épaisseur de la tranchée est obtenue selon la dimension voulue. Une fois que la perforatrice a commencé, elle va se poursuivre sous un fluide de forage qui remplit constamment la tranchée. Ce fluide va compenser la poussée du terrain et il va constituer une boue qui va maintenir les parois verticales en s'opposant à leur convergence, cette boue va également assurer la montée des déblais. Au fur et à mesure que la perforation se fait, les déblais vont être mis en suspension dans la boue de forage et ils vont être évacués par aspiration dans un tube relié à une pompe. Lorsque l'excavation est terminée, le forage est rempli de boue, on procède à la mise en place des cages d'armatures. On introduit dans l'excavation des tubes plongeurs qui vont servir à l'amenée du béton au fond du forage, comme le béton est plus lourd, il va remplacer la boue qui va remonter au fur et à mesure que le bétonnage se fait. Cette boue de forage va être évacuée vers une installation de recyclage où elle va être recyclée et réutilisée. Enfin, le béton remplit totalement la tranchée et le panneau est terminé.

Une fois que l'on a exécuté la paroi, on va procéder à l'excavation de la fouille afin de pouvoir travailler à l'intérieur du volume ainsi dégagé. Au fur et à mesure qu'on excave, on va mettre en place des butons ou des tirants afin d'assurer la stabilité verticale puisque la paroi va être soumise au poussée latérale.

Quand l'excavation est terminée, on va exécuter les différents dalles et enlever en même temps les butons ou les tirants existants puisque les planchers dalles vont jouer le rôle des butons et reprendre les effets horizontaux.

Les parois moulées peuvent être appliquées comme :

- Élément de fondation dans le cas de fouilles profondes en zones urbaines.
- Paroi de soutènement et d'étanchéité pour des fouilles importantes et complexes.
- Soutènement d'excavations profondes proches des constructions existantes.
- Projets de tunnels et de parkings en environnement urbain, murs de quai.

Le soutènement par paroi moulée présente les avantages suivants :

- Des grandes profondeurs de parois est possible (excavation à grande profondeur).
- Reprise de pression des terres et des eaux, elle protège la fouille contre les venues latérales.
- La méthode s'adapte à différentes situations défavorables dues à l'hydrologie du sol et sa mauvaise qualité.
- Réalisation sans bruit et sans vibration, ce qui signifie la possibilité d'excavation à côté des bâtiments existants.

La paroi moulée présente quelques inconvénients liés à la méthode d'exécution, aux matériaux et à l'étanchéité :

- L'évacuation des déblais pose problème, la descente des matériaux et l'évacuation des déblais

- S'opèrent à l'aide des treuils, la technique exige de multiples précautions pour assurer la sécurité du personnel de fond.
- Problème lié à la qualité du béton, le béton de paroi moulée n'est jamais vibré, le bétonnage s'effectue au tube plongeur depuis le bas de la fouille jusqu'en haut.
- Problème lié aux enrobages des armatures, les cages d'armatures sont mises en place dans la tranchée pleine de boue avant le bétonnage, elles doivent être suffisamment rigides de façon à ne pas trop se déformer lors de l'opération de levage et de mise en place, elle nécessite des moyens de manutention importants, ainsi que pour leur positionnement, le respect des enrobages doit être assuré par des écarteurs ou des galets de guidage.
- Problèmes liés à l'étanchéité au niveau des joints.
- Mise en place difficile en présence de sol rocheux.
- Le coût est élevé à cause de bentonite. [13]

III.2.2 Soutènement par rideaux de palplanches :

Le soutènement par rideaux de palplanches est constitué de pièces métalliques minces et longues que l'on enfonce dans le sol par battage ou par fonçage, assemblés de façon à constituer un rideau

Continu destiné à retenir les terres ou les eaux (Figure III-2). Les palplanches doivent être maintenues de façon à résister aux poussées latérales qui les sollicitent, pour cela elles sont retenues soit par des butons soit par des étais inclinés ou bien encore elles peuvent être maintenues par des tirants d'ancrage. Les rideaux de palplanches ont un domaine d'emploi large dû en particulier à la possibilité qu'ils offrent de construire des soutènements en remblai aussi bien qu'en déblai, aux facilités qu'ils offrent en site aquatique et à leur relative étanchéité. [13]



Figure III-2 : Soutènement par rideaux de palplanches.

Les avantages que présente le soutènement par rideaux de palplanches sont :

- Manutention, transport et mise en place aisés ce qui favorise la rapidité de l'exécution.
- Caractère provisoire, donc susceptible au réemploi.
- Adéquates pour des travaux en sites fluviaux et lacustres.

Les rideaux de palplanches présentent quelques inconvénients :

- Nuisances sonores, mise en place par battage accompagné de choc, de vibration et de bruit, donc 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 rocher.
- Longueur limitée.
- Indisponible au Liban, et très cher à l'importer.

III.2.3 Soutènement par pieux

Cette technique consiste la mise en place des pieux en béton. Une paroi de pieux est constituée par :

- Des pieux espacés.
- Des pieux tangents.
- Des pieux sécants.

Les pieux espacés :

Le soutènement par pieux espacés consiste à assurer le soutènement de la fouille en réalisant dans le sol préalablement à l'excavation des pieux qui seront plus ou moins rapprochés de façon à constituer un rideau qui va assurer la stabilité de la fouille. En général, ce sont des pieux de diamètre 40-60 ou 80cm qui sont solidarisés par une poutre ou lierne de raidissement qui va servir d'une part à solidariser les pieux entre eux et d'autre part à répartir les efforts horizontaux de poussée et enfin elle permettra de résister aux efforts de poinçonnement dus au tirant éventuel comme indiqué dans la Figure III-3. Ces pieux vont être fichés dans le sol, puis on commence l'excavation. Au fur et à mesure que l'on procède à l'excavation, les pieux vont être maintenus soit par des butons soit par des tirants. On peut avoir un ou plusieurs lits de tirants ou de butons en fonction de la profondeur de la fouille et de la nature du sol, l'espacement des pieux varie en fonction de la nature du sol et de la poussée qui sollicite ces pieux. [13]



Figure III-3 : Soutènement par pieux espacés

Les pieux tangents et les pieux sécants : Les parois de pieux tangents et de pieux sécants sont exécutées dans un ordre bien déterminé.

Les pieux tangents retiennent uniquement les terres tandis que les pieux sécants retiennent non seulement les terres mais freinent aussi le passage de l'eau. Un soutènement par pieux sécants s'utilise pour le blindage de fouille à côté d'une construction existante, les pieux sont réalisés à partir du niveau actuel le plus proche possible contre le mur existant. Cette technique peut être calculée pour prendre les charges verticales de la construction en fonction des dimensions et du type de fondation de la construction, le déplacement horizontal peut être évité par la réalisation d'ancrages. Dans la paroi de pieux sécants il n'y a normalement qu'un pieu sur deux qui est armé (Figure III- 4), par contre dans la paroi des pieux tangents tous les pieux sont armés. [13]

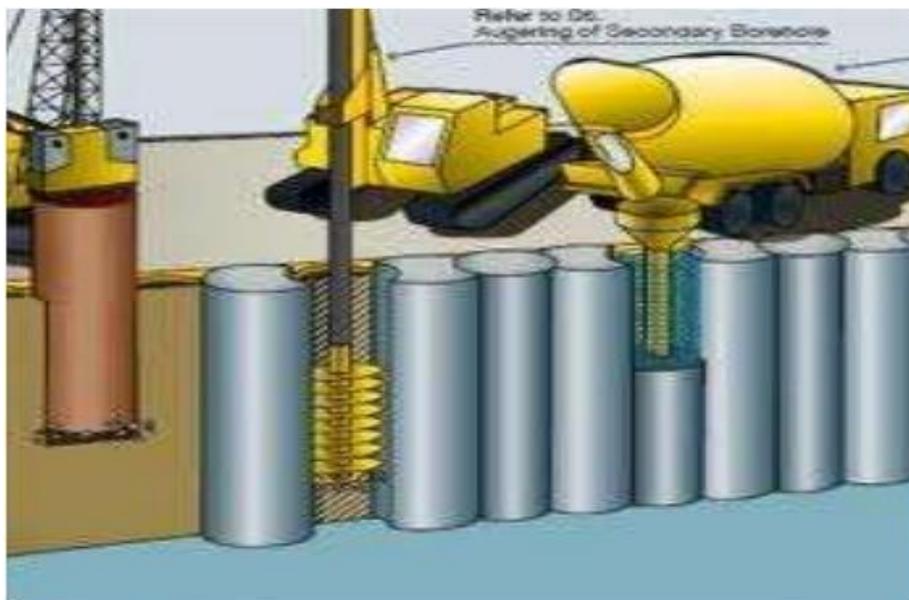


Figure III-4 : Soutènement par pieux sécants.

Ces parois des pieux ne sont pas jamais considérées comme parois drainantes définitives pour la rendre étanche à l'eau une cloison de béton devra être déversée du côté interne de la paroi des Pieux de la fondation. En plus, on doit placer des ancrages à travers Les pieux pour limiter l'écartement horizontal des têtes de pieux.

Les avantages de la paroi des pieux espacés, sécants et tangents sont :

- Le procédé s'adapte aux conditions de sol les plus défavorables.
- Possibilité d'exécution dans tous les types de sols.
- Fonction de rétention des terres temporaire ou définitive.
- Supporte des charges faibles et élevées.
- Faible nuisances sonores et absence de vibrations.
- Peut être réalisés très près des bâtiments adjacents.
- Adapté à des chantiers de toutes tailles.

Les inconvénients de la paroi des pieux espacés sont :

- Problèmes liés à l'étanchéité.

Les inconvénients de la paroi des pieux sécants et tangents sont :

- Pendant l'exécution, l'alignement des pieux est difficile à atteindre.
- Coût d'exécution élevé.
- Etanchéité entre les joints est difficile à obtenir. [13]

III.2.4. Les parois berlinoises

La paroi berlinoise est un écran de soutènement composé de profilés verticaux disjoints mis en œuvre avant le début de l'excavation et d'éléments de blindage, liaisonnés aux poteaux et destinés à leur transmettre les efforts de poussée des terres.

Les profilés verticaux les plus fréquemment utilisés sont les profilés en H et les couples de profilés en U. Les éléments de blindage peuvent être des madriers en bois, des plaques métalliques, des parois gunitées, ou encore des plaques de béton préfabriquées.

Les profilés verticaux sont généralement espacés d'une longueur comprise entre 1 et 3 m. Dans les cas les plus courants, ces profilés ont une hauteur d'environ 200mm. On adopte généralement une distance d'intervalle de l'ordre de 2 m entre deux lits de dispositifs de retenue. Les madriers en bois ont une épaisseur qui varie de 5 à 15 cm et une hauteur comprise entre 13 et 18 cm. Les plaques en béton préfabriqué ont une épaisseur qui varie usuellement entre 4 et 6 cm, et une hauteur qui atteint généralement 1 m, voire plus. Généralement, on utilise ce genre de parois pour des soutènements dont la hauteur ne dépasse pas 8 m. La profondeur des poteaux peut toutefois descendre jusque 15 m.

Les parois berlinoises sont des parois dont le seul rôle est de garantir une fonction de soutènement. Elles ne sont pas adaptées pour reprendre les charges verticales d'une construction future ou pour assurer une fonction d'étanchéité. Elles sont donc généralement utilisées sur des chantiers sans présence d'eau.

Dans la majorité des cas, les parois berlinoises sont utilisées en tant qu'ouvrage provisoire. Dans le cas où elles sont destinées à faire partie de l'ouvrage définitif, il faut faire attention à surveiller les risques dus à la corrosion des profilés métalliques.

Les parois berlinoises nécessitent un sol cohérent à court terme, afin que l'auto-stabilité de la fouille soit assurée le temps de mettre en œuvre le blindage. Les sols sableux sont à éviter car ils induisent des risques d'éboulement. La présence de gros éléments durs peut également compliquer la mise en place des profilés métalliques. Exceptionnellement, afin de contourner ce problème, il est possible de mettre en place par vibrofonçage les plaques métalliques avant l'excavation de la fouille.

Dans le cas où la paroi n'est pas en béton coulé en place, c'est-à-dire en utilisant des madriers en bois, des plaques métalliques, ou des voiles préfabriqués, il est primordial de veiller à un bon contrôle de la verticalité des profilés afin de garantir la bonne mise en place des éléments.

Bien que l'emploi des parois composites soit en principe réservé à des terrains hors nappe, il est nécessaire d'être vigilant par rapport aux risques d'accumulation d'eau à l'amont de l'écran de soutènement. Ce type d'ouvrage comporte donc généralement un système de drainage. Une première solution est la mise en place de barbacanes en fond de fouille associées à des tapis géosynthétiques disposés en bandes verticales. Une seconde solution est de mettre en place des drains subhorizontaux.

En Algérie, la mise en œuvre de parois berlinoises en milieu urbain est très employée, mais elle peut être compliquée par le fait qu'elle nécessite des tirants d'ancrages dès une faible profondeur, ce qui peut se confronter au refus du voisinage, car celui-ci peut s'opposer à l'ancrage des tirants dans son terrain. [14]



Figure III.5 : Parois berlinoise clouée

Les Avantages des parois berlinoises

- Adapté à tous types de géométries
- Vitesse d'exécution

- Peu de nuisances
- Inadapté aux sols non cohérents à court terme

Les Inconvénients des parois berlinoises

- -Paroi non étanche et impossible en présence de nappe.
- Profondeur limitée
- Nécessité d'ancrages dès faible profondeur

III.2.5. Les parois parisiennes

Cette technique est également une paroi composite, et est très analogue à celle employée pour la réalisation de parois berlinoises. Néanmoins, dans le cas des parois parisiennes, les profilés sont remplacés par des poteaux préfabriqués en béton armé.

Les caractéristiques des parois parisiennes sont sensiblement les mêmes que celles des parois berlinoises. [15]

Les avantages

Toutefois, les parois parisiennes, de par leur structure en béton, sont plus rigides que leurs homologues berlinois. Cela leur confère l'avantage de pouvoir soutenir un sol sur lequel est appliquée une surcharge plus importante sans trop se déformer, ce qui constitue un énorme avantage en milieu urbain.

Un autre avantage des parois parisiennes réside dans le fait que, dans le cas d'un ouvrage non provisoire, on n'a pas à se soucier de problèmes éventuels de corrosion des éléments verticaux.

Enfin, un avantage supplémentaire de la paroi parisienne est que l'on peut conférer à celle-ci, si certaines conditions sont réunies, des capacités d'étanchéité acceptables.

Les inconvénients

- Les caractéristiques des parois parisiennes sont sensiblement les mêmes que celles des parois berlinoises :

- Impossible en présence de nappe.
- Profondeur limitée.
- Nécessité d'ancrages dès faible profondeur.
- Inadapté aux sols non cohérents à court terme. [13]

III.3. Les paramètres en jeu des écrans de soutènement

Si l'on s'intéresse de façon générale au comportement des écrans de soutènement, la bibliographie devient vite très vaste. Les publications faites sur le sujet couvrent le comportement de l'ouvrage, de quelques parties de la structure ou plus généralement de l'interaction sol-structure, de l'instrumentation mise en place ou bien des méthodes de calcul prévisionnel ou a posteriori.

III.3.1. Le terrain

III.3.1.1. La nature du sol

L'un de paramètres les plus importants pour le comportement d'un soutènement est la nature du terrain. Le type de sol, la stratification, les caractéristiques anisotropes du matériau et l'état des contraintes in-situ sont des facteurs primordiaux. Pour des raisons de simplification et d'efficacité, les approches empiriques ne peuvent pas tenir compte en détail de tous ces paramètres, mais se contentent généralement de caractériser le type de sol prédominant.

Les méthodes théoriques de calcul des ouvrages de soutènement ont longtemps été incapables de prédire les déformations à attendre en situation de service et l'ingénieur devait se contenter des ordres de grandeur tirés de l'observation du comportement des ouvrages réels. Cette démarche empirique est cependant longtemps restée très fruste.

La classification des différentes catégories de terrains peut être raffinée en cinq groupes (d'après Moormann, 2002) :

- les sols cohérents de consistance très molle à molle ($C_u < 75 \text{ kPa}$),
- les sols cohérents de consistance plutôt raide ($C_u > 75 \text{ kPa}$),
- les sols pulvérulents, • les sols « stratifiés » ou « mixtes »,
- les terrains rocheux [19].

III.3.1.2. Les effets de l'eau

Généralement, dans le cas d'excavations pour lesquelles un pompage assure la mise hors d'eau de la fouille, les effets de l'eau peuvent se manifester de deux façons :

1-pour les écrans encastrés dans une couche quasi-imperméable et interceptant les arrivées d'eau, c'est principalement la pression de l'eau derrière l'écran qui est en jeu.

2-si le pied de l'écran s'arrête dans une couche perméable, l'écoulement d'eau qui s'établit autour du pied a des effets multiples. En amont, il augmente les contraintes effectives et provoque une consolidation des terrains. En aval, ce mouvement de l'eau diminue les efforts résistants de la butée et donc la capacité d'appui par le sol et peut être à l'origine d'instabilités hydrauliques (boulance, renard) [19].

III.3.2. Le paramètre lié à l'écran et l'excavation

III.3.2.1. Le type d'écran

Les trois facteurs profondeur-sol-écran sont très fortement liés et le comportement de l'écran est souvent exprimé graphiquement en fonction de ces trois paramètres.

Pour les parois planes, la référence au « type d'écran » est souvent remplacée par la référence à la rigidité (produit d'inertie EI) voire par la référence à la « rigidité du système », qui prend en compte le produit EI de l'écran, la profondeur en fiche et l'espacement vertical des appuis [19].

III.3.2.2. La hauteur libre de l'écran

La « hauteur libre » décrit d'une part la profondeur de la fouille (ou de l'étape d'excavation) devant l'écran, mais aussi le niveau d'un éventuel remblai en arrière par rapport au fond de la fouille devant l'écran.

III.3.2.3. La fiche de l'écran

La profondeur de l'encastrement dans le terrain joue un rôle important vis-à-vis de la stabilité de l'ouvrage. Plus la fiche est profonde, plus les coefficients de sécurité vis-à-vis du défaut de la fiche et du soulèvement du fond de fouille sont élevés. L'influence de la profondeur de la fiche sur le comportement de l'ouvrage n'est pas clairement établie à ce jour. Moormann (2002, 2004), qui étudie les déplacements relatifs Δ_{max}/H pour des sols argileux en fonction de la fiche relative t/H , observe que la profondeur de la fiche n'a pas d'influence primordiale sur les déformations.

III.3.2.4. La rigidité de l'écran et du système écran-appuis

Dans la littérature existent plusieurs propositions pour définir la rigidité d'un écran de soutènement. Outre la rigidité en flexion de l'écran EI , souvent utilisée par son logarithme : $K1 = \ln EI$ l'expression proposée par Rowe, 1952 pour tenir compte de la profondeur H de la fouille, est souvent utilisée : $K2 = \lg (H^4/EI)$.

III.3.2.5. Les phases de travaux

Les phases de travaux décrivent principalement l'avancement successif de la construction de l'écran, de l'excavation et de la mise en place des appuis. Lors d'un projet d'instrumentation, il est important de documenter l'état du chantier pour chaque date de mesure.

Ceci comprend non seulement la profondeur de la fouille, mais aussi le niveau de la nappe phréatique, la situation aux alentours du panneau instrumenté (solicitation ? bermes ? effets tridimensionnels ?) et notamment la température, surtout si l'ouvrage a été étayé par des butons [19].

III.3.2.6. L'installation de l'écran

Selon le type d'écran, l'installation peut avoir une influence plus ou moins importante sur l'état des contraintes dans le terrain, c'est à dire sur les forces qui vont solliciter ou/et soutenir le soutènement lors de l'excavation.

Les vibrations causées par l'installation des palplanches, par exemple, peuvent donner lieu à des tassements assez importants autour l'écran. Il est donc possible qu'une partie des tassements maximaux mesurés ne soit pas due à l'excavation mais à des vibrations antérieures. Des observations comparables peuvent être faites dans le cas des parois moulées. Le creusement de la tranchée peut se traduire par un tassement des alentours [20].

III.3.2.7. Le tassement de l'écran

Généralement, afin de garantir la stabilité de l'écran, l'équilibre des efforts verticaux doit être vérifié. Malgré ces calculs, il est possible que l'écran s'enfonce dans le sol, surtout dans des sols plastiques.

Ce mouvement n'est pas facilement observable, mais peut être à l'origine de déformations horizontales ou de tassements du terrain supplémentaires [20].

III.3.2.8. La géométrie de l'excavation

La géométrie de l'excavation a une influence sur le comportement de ses soutènements dans la mesure où ils s'influencent entre-deux :

- Pour une fouille circulaire, les éléments du soutènement s'appuient l'un sur l'autre sur toute leur longueur,
- Pour une fouille rectangulaire étroite ou une tranchée ouverte ou couverte, les deux écrans se font face et peuvent interagir de plusieurs manières, par exemple à travers de butons, s'ils sont butonnés,
- Pour les fouilles plus quelconques l'interaction entre les différentes parties du soutènement peut être le fait de raccordements d'angles, de liernes, butons et autres systèmes de report d'efforts [20].

III.4. Les systèmes d'appuis

Habituellement, le soutènement comprend non seulement l'écran lui-même, mais aussi un système d'appuis. Dans le cas général, les appuis sont constitués d'une part, par le sol en fiche comme un niveau d'appui et d'autre part, lorsque la hauteur libre d'un écran de soutènement devient importante ou que les efforts à reprendre par l'écran sont importants ou que l'on cherche à limiter les déplacements, on peut ajouter des appuis supplémentaires se présentant sous la forme de tirants ou de butons. Le choix du système d'appuis doit se baser sur différents aspects concernant la nature du site, la grandeur de l'excavation et l'économie dans le projet.

III.4.1 Tirants d'ancrages :

Un tirant d'ancrage est un dispositif capable de transmettre les forces de traction qui lui sont appliquées à une couche de sol résistant en prenant appui sur la structure à ancrer. Un tirant est dit provisoire si sa durée d'utilisation est inférieure à deux ans, permanent dans l'autre cas.

Un tirant se compose :

- D'une tête d'ancrage qui transmet les forces de traction de l'armature à la structure à ancrer par l'intermédiaire d'un système d'appui.
- D'une partie libre qui est la longueur d'armature comprise entre la tête d'ancrage et le début du scellement.

- D'une partie scellée qui est la longueur d'armature sur laquelle la force de traction est transmise au terrain environnant par l'intermédiaire du coulis de scellement.

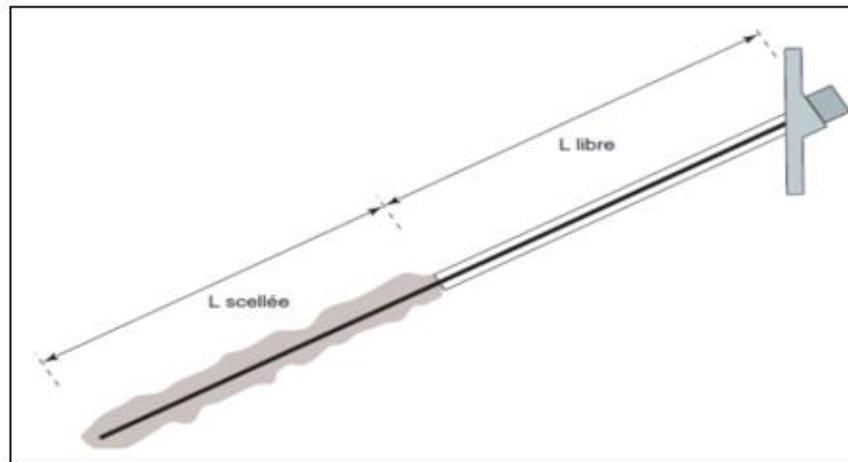


Figure III 6 : Descriptif simplifié d'un tirant d'ancrage

Un tirant peut être actif ou passif :

- **Passif**, il n'est mis en tension que du fait de l'application à l'ouvrage des actions qui sollicitent ce dernier. Ce type de tirant n'a généralement pas de partie libre. L'armature est le plus souvent une barre en acier, voir en matériau composite. Contrairement aux tirants précontraints qui prennent leur ancrage à l'extérieur de la zone à stabiliser (ou à l'extérieur du massif de poussée dans le cas de l'ancrage d'une paroi de soutènement), les ancrages passifs (clous) sont scellés sur toute leur longueur dans le massif à stabiliser.

- **Actif**, il est mis en charge préalablement à l'application des actions afin de limiter les déformations de l'ouvrage. L'armature la plus courante est un faisceau de câbles en acier pour précontrainte. Les armatures sont de même nature que celles utilisées pour la précontrainte d'ouvrages d'art.

Ce sont donc les ancrages actifs qui vont faire l'objet d'une étude dans cette partie, les clous ayant déjà été étudiés préalablement. [17]

III.4.1.1. Têtes d'ancrages

Les têtes des tirants d'ancrage sont disposées à l'extérieur ou à l'intérieur de la structure ancrée. Dans ce deuxième cas, elles sont soit noyées dans le béton, auquel cas elles sont inaccessibles, soit disposées dans des réservations prévues à cet effet. Lorsqu'elles ne sont pas directement noyées dans le béton de la structure, les têtes d'ancrage sont en principe protégées par un capot rempli d'un produit approprié.

Les têtes des tirants d'ancrage, ainsi d'ailleurs que la partie de l'armature directement située sous la plaque d'appui, sont des zones particulièrement exposées aux risques de corrosion.

La tête d’ancrage d’un tirant précontraint est constituée par :

- La tête d’ancrage proprement dite dans laquelle sont bloqués les fils, torons, câbles ou barres qui constituent l’armature.

- La plaque d’appui, qui transmet l’effort à la structure ancrée et sur laquelle est généralement soudé un tube métallique appelé trompette destiné à recouvrir l’extrémité de la gaine plastique de protection de l’armature du tirant pour assurer la continuité de cette protection. [17]

- Eventuellement un capot ou une coiffe, fixé de façon étanche sur la plaque d’appui, et rempli d’un produit de protection contre la corrosion destiné à protéger la tête d’ancrage. Si le tirant ne doit pas être remis en tension, on peut utiliser des graisses anticorrosives, des cires pétrolières ou encore des résines souples. Sinon, on peut utiliser des mélanges bentonite-ciment.

III.4.1.2 Longueur libre

Sur sa longueur libre, en section courante, l’armature des tirants d’ancrage est protégée par une gaine métallique ou plastique, à l’intérieur de laquelle elle peut se déplacer librement lors de sa mise en tension. L’espace compris entre l’armature et la gaine est en principe rempli d’un produit de protection après mise en tension de l’armature. Ce produit est généralement un coulis de ciment. Plusieurs niveaux de protection de l’armature existent, comme on peut le voir dans le tableau ci-après.

Armature constituée :		Description
de câbles ou torons	d’une barre	
		Armature simplement protégée par une gaine plastique étanche
		Remplissage de l’espace entre la gaine de protection et l’armature par un produit de protection
		" Double protection de l’armature " (ex : torons gainés - graissés)
		Double protection de l’armature avec remplissage de l’espace compris entre les différentes gaines de protection

Tableau III.1 : Les différents types de protection des armatures des tirants en partie libre

La continuité de la protection de l’armature entre la partie libre et la tête d’ancrage est assurée par un tube trompette, généralement métallique et soudé à la plaque d’appui, qui

recouvre partiellement la gaine de protection extérieure. La classe de protection la plus élevée (P2), nécessite une très bonne étanchéité au droit du recouvrement entre la trompette et la gaine de protection libre. Depuis 1986, la longueur minimale de recouvrement en France est de 30 cm et la présence d'un joint torique est obligatoire. [17]

III.4.1.3 Longueur scellée

On peut classer les tirants selon leur mode de scellement au terrain, qui conditionne également le degré de protection de l'armature vis-à-vis de la corrosion. - Les tirants d'ancrage à armature directement scellée au terrain : seul le coulis de ciment joue un rôle de protection contre la corrosion. Ce type de mise en œuvre n'est admis que pour des tirants provisoires dans un milieu non agressif. En effet, on suppose qu'il peut exister un défaut local d'enrobage de l'armature. - Les tirants d'ancrage à armature protégée par une gaine : ils se caractérisent par le fait que leur armature est protégée, sur la longueur totale du tirant, par une gaine plastique ou métallique, ondulée ou crénelée, pour en améliorer l'adhérence. [17]

III.4.1.4 Prédimensionnement du tirant

La capacité d'un tirant peut varier de quelques tonnes à plus de 1 500 tonnes. La gamme courante va de 20 à 200 tonnes. Les longueurs totales dépendent des caractéristiques des projets et vont de 10 à plus de 60 mètres. Les longueurs moyennes sont de 15 à 25 mètres.

Il s'agit de déterminer la section d'acier, la longueur d'ancrage et la longueur de la partie libre du tirant d'ancrage.

A. Prédimensionnement de la section d'acier :

Il suffit de minorer simplement la traction de rupture de l'armature correspondant à la limite élastique conventionnelle choisie. Comme annoncé précédemment, la traction de service est une tension dans le tirant qui ne doit pas être dépassée tout au long de la durée de vie de l'ouvrage afin d'assurer l'équilibre de la structure. La traction de service résulte de limitations imposées : soit par les contraintes dans l'armature ; soit par la rupture du scellement ; soit par les phénomènes de fluage.

Pour un tirant définitif, le critère est le suivant : Suivant TA.95, section $> 1,67 \times$ Traction de service / Contrainte élastique acier Suivant NF EN 1537, section $> 1,54 \times$ Traction de service / Contrainte de rupture acier.

Pour un tirant provisoire, la section d'acier varie par rapport aux tirants définitifs : Suivant TA.95, section $> 1,33 \times$ Traction de service / Contrainte élastique acier Suivant NF EN 1537, section $> 1,54 \times$ Traction de service / Contrainte de rupture d'acier. [18]

B. Prédimensionnement de la longueur libre :

L'importance de la longueur libre est, dans la majorité des cas, essentiellement conditionnée par la situation de la couche d'ancrage. Comme on préfère dans la pratique sceller dans des sols relativement compacts, la longueur libre est d'autant plus importante que la

couche présentant de telles caractéristiques est profonde. Dans les autres cas, il faut s'assurer que la longueur libre est suffisante pour délimiter un volume de sol suffisamment important pour ne faire courir aucun risque de rupture d'ensemble du massif. Il faut également s'assurer d'une longueur totale minimale de l'armature permettant le blocage à la traction désirée, compte tenu des pertes mécaniques. [18]

C. Prédimensionnement de la longueur de scellement :

Il s'agit de mobiliser un frottement dans un terrain donné. Dans un rocher l'effort se transmet de l'armature au terrain par la formation de bielles de compression. Dans le cas d'un sol, le frottement latéral mobilisable augmente avec la contrainte normale à l'interface scellement/terrain.

Pour un tirant de 80 t, la longueur de scellement est communément comprise entre 4 et 15m. Il faut être particulièrement prudent dans les terrains susceptibles de présenter des phénomènes de fluage, c'est-à-dire dont l'indice de plasticité supérieur à 20, comme les argiles ou les marnes. Les roches moyennes à dures, les alluvions propres et denses sont de bonnes couches d'ancrage. La capacité de scellement retenue est toujours vérifiée par des essais de tirants.

III.4.2 Les butons

Le butonnage est une technique de renforcement de la face extérieure de l'écran de soutènement, on peut distinguer deux types de butonnage (Figure III-7) :

- Le butonnage direct, le bouton prend appui directement sur la paroi ou par l'intermédiaire d'une plaque de raidissement.
- Le butonnage sur lierne, le bouton transmet les charges par l'intermédiaire d'un ou de deux lits de profilés. Cette technique permet de reprendre les efforts de poussée sur la paroi et de les transmettre aux butons, la paroi est ainsi rigidifiée. Les butons peuvent aussi être mis en œuvre sous une force de précontrainte. Les avantages du renforcement par des butons sont :
 - L'usage des butons n'exige pas des limitations associées au type de sol.
 - L'usage des butons ne présente pas des contraintes juridiques puisque les butons sont intérieures et n'influent pas aux fonds voisins.

Les inconvénients du renforcement par des butons sont :

- L'usage des butons rend la fouille encombrée, ce qui rendra difficile les ouvrages de terrassement, pour remédier le plus possible à cet inconvénient on peut utiliser des butons inclinés horizontalement de 45°.
- L'exécution des butons est difficile dans les grandes fouilles. [18]



Figure III.7 : Butonnage.

III.5. Méthodes de calcul des écrans de soutènement

Après avoir décrit les différents écrans de soutènements ainsi que les différents systèmes d'appui, on présente dans un troisième chapitre les différentes méthodes de dimensionnement et de calcul des écrans de soutènement qui existe aujourd'hui. On distingue cinq familles de méthode énumérées comme suivant (Delattre, 2001) :

- Les méthodes empiriques et semi-empiriques, s'appuyant sur un référentiel qui tient compte du comportement observé des ouvrages.
- Les méthodes classiques, dites à la rupture, faisant appel à des calculs analytiques de la poussée et de la butée des terres.
- La méthode du coefficient de réaction, prenant en compte l'effet d'interaction sol-structure.
- La méthode des éléments finis, prenant en compte de l'ensemble de l'ouvrage et son environnement.

Les méthodes classiques dites à la rupture basées sur l'équilibre des états limite de poussée et de butée, la méthode au coefficient de réaction basée sur les lois rhéologiques ou comportements élasto-plastiques, les méthodes empiriques et semi-empirique qui tiennent compte du comportement observé des ouvrages et enfin la méthode des éléments finis basée sur les modèles de comportement des sols sophistiqués. Dans ce présent paragraphe, on s'est intéressé à présenter trois principales méthodes avec plus de détails. [16]

III.5.1 Les méthodes classiques

La première et la plus immédiate des méthodes classiques de calcul des écrans de soutènement, est la méthode de la butée simple. Elle fait l'hypothèse que, sous l'action de la poussée des terres, l'écran se déplace de façon rigide et mobilise en réaction, d'une part la butée du terrain le long de la partie en fiche et, d'autre part l'appui en partie supérieure. Donc, il en résulte respectivement une pression active et une pression passive du sol, lorsque l'écran se déplace dans le sens d'une expansion du massif du sol ou vers l'extérieur du massif on parle de pression active ou de poussée et quand l'écran se déplace dans le sens d'une compression du massif ou vers l'intérieur du massif la pression est passive ou butée (Figure III-7).

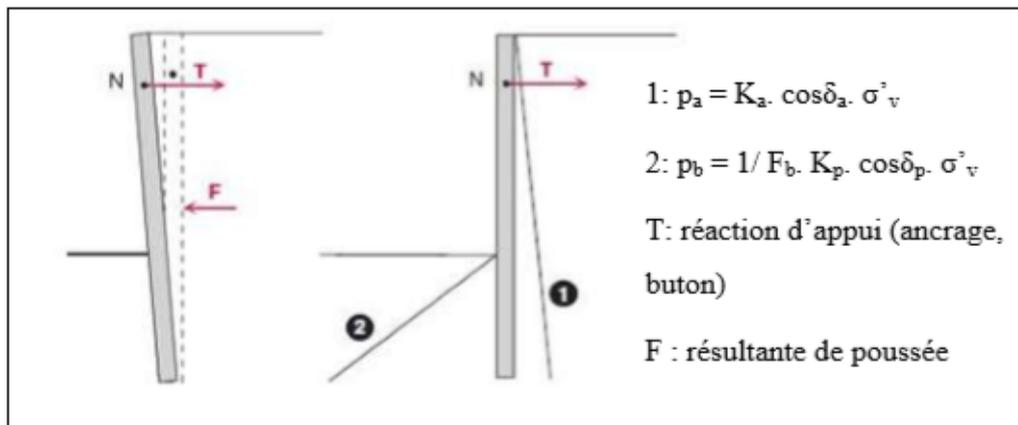


Figure III-8 : Cinématique d'un écran rigide ancré et distribution résultante des pressions.

En s'appuyant sur la notion de poussée et de butée, les méthodes classiques basées sur des schémas de comportement simplifiés s'intéressent à la vérification des deux états d'équilibre limite résultants et par conséquent, elles nécessitent la détermination des distributions des contraintes exercées sur l'écran par application de différents coefficients, en particulier, on parle du coefficient de pression latérale des terres k_0 du coefficient de poussée k_a et du coefficient de butée k_p . Outre du poids volumique, le comportement du sol est défini par deux principaux paramètres caractéristiques de chaque couche du sol qui sont l'angle de frottement et la cohésion du massif, cependant l'interaction sol-écran est considérée généralement rugueuse.

Toutefois, ces deux états limites peuvent être vérifiées et justifiées en fonction de l'équilibre des contraintes développées dans le massif du sol autour de l'écran ou par l'équilibre des résultantes des forces exercées par le sol sur la paroi.

Alors, ces méthodes de calcul pratiquement indispensables pour le pré-dimensionnement des ouvrages de soutènement, sont simples et rapides et fournissent des résultats assez satisfaisants, mais elles ne permettent pas de déterminer les déplacements du sol et de l'écran. Plusieurs méthodes ont été développées en se basant sur la théorie des états limites de poussée et de butée et elles sont pratiquement utilisées dans les calculs des ouvrages de soutènements. La méthode de coulomb est la méthode fondatrice de toutes les autres méthodes développées ultérieurement comme les méthodes de Rankine, Boussinesq, Blum

Tschebotarioff et Rowe etc...Mais, compte e tenu de la nécessité de réaliser des ouvrages enterrés à proximité immédiate d'ouvrages existant, cela explique l'apparition des méthodes du coefficient de réaction. [16]

Les avantages des méthodes de calcul classiques :

- Application facile et rapide.
- Bonne adaptation pour le pré-dimensionnement de la fiche.
- Prise en compte d'un coefficient de sécurité.

Les inconvénients des méthodes de calcul classiques :

- Comportement extrêmement simplifié du sol et de la structure.
- Écran rigide.
- Aucune indication sur les déplacements du terrain.
- Pas d'indication sur les déplacements de l'écran.
- Pas d'interaction sol-structure.
- Pas de prise en compte de plusieurs lits de tirant.
- Limitation des sollicitations et des types de surcharges

III.5.1.1 La méthode de Coulomb (1773)

La théorie de Coulomb s'intéresse à un massif de sol homogène et isotrope pulvérulent limité par un talus semi infini plan.

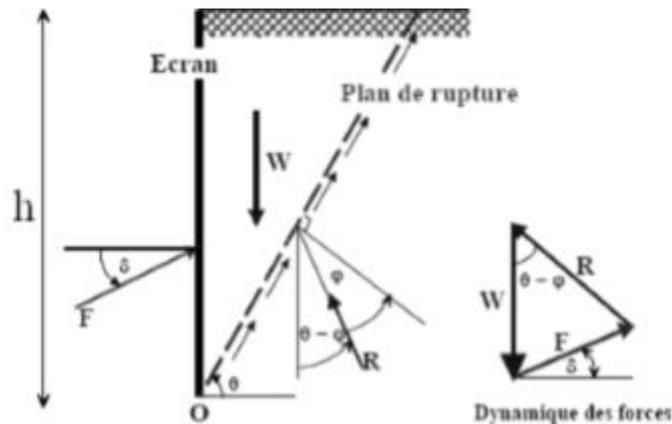


Figure III-9 - Equilibre du coin de Coulomb (Plumelle, 2002)

Hypothèses

Coulomb a considéré les hypothèses simplificatrices suivantes :

- 1°/- La surface de glissement dans le sol est un plan.
- 2°/- Le matériau contenu à l'intérieur du prisme de glissement se comporte comme un corps solide indéformable.

3°/- le coefficient de frottement, supposé connu du sol sur l'écran (soit $\tan \delta$).

4°/- Le sol est sec en absence de la nappe phréatique.

5°/- La cohésion n'est pas prise en compte.

3.1.4/- Avantages et limitations de la méthode de Coulomb

La méthode de coulomb est assez simple dans son application par ses hypothèses simplificatrices, elle suppose des plans de rupture applicable dans le cas de poussée et par contre elle ne l'est pas dans le cas de la butée pour laquelle les surfaces de rupture ne peuvent être assimilées à des plans. D'autre part, cette théorie suppose que l'angle de frottement du sol sur l'écran est connu, chose qui fait doute sur la validité des résultats obtenus en s'appuyant seulement sur une valeur estimée. En revanche, elle permet d'examiner l'équilibre même lorsque la géométrie du terrain derrière le mur est complexe ou que la répartition des charges derrière le mur est hétérogène, mais les résultats doivent être utilisés avec précaution en utilisant la méthode graphique voire la méthode de Cullman.

III.5.1.2 Théorie de Rankine (1857)

Rankine considère l'état de l'équilibre plastique limite (tout juste avant la rupture). Cette théorie satisfait la solution de la borne inférieure de l'analyse limite. L'état de contrainte est alors représenté par le cercle de Mohr à la rupture suivant la figure (3). Les plans de rupture sont inclinés de $\theta = \pm (45^\circ + \phi/2)$ par rapport au plan principal majeure, Lorsqu'une masse de sol est caractérisée par une contrainte principale qui agit dans la même direction en tout point, il se forme un réseau de plans d'écoulement dit lignes de glissement, également inclinés par rapport aux plans principaux.

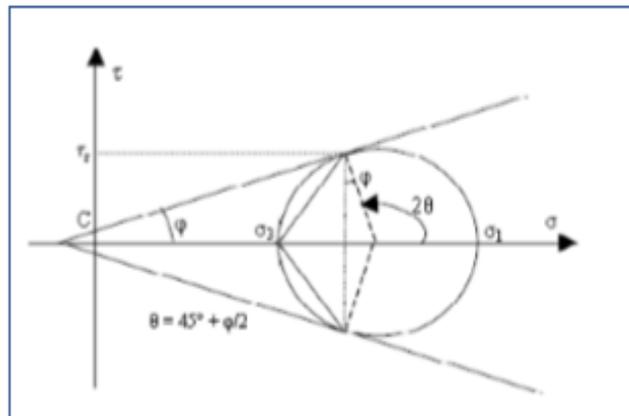


Figure III-10 : Cercle de Mohr à l'équilibre limite.

/- Hypothèses :

En plus des hypothèses suivantes : Sol semi-infini, homogène, isotrope, condition de déformation plane, courbe intrinsèque de Mohr–Coulomb et massif à surface libre plane. Rankine avait rajouté l'hypothèse que la présence de mur ou d'un écran ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif.

III.5.2 La méthode du coefficient de réaction

Par rapport aux méthodes classiques, la méthode du coefficient de réaction introduit deux éléments qui jouent un rôle important dans le comportement de l'ouvrage. Ce sont les déformabilités de l'écran et du sol reflétées respectivement par le produit d'inertie EI du premier et le coefficient de réaction k_h du second, dont les valeurs déterminent dans une large mesure les efforts externes et internes appliqués à l'écran (Figure III-4). En effet, contrairement aux méthodes classiques, on introduit dans ce modèle de calcul une loi d'interaction entre le sol et la structure. La schématisation retenue dans la méthode revient à assimiler l'action du sol situé au contact de l'écran à celle d'un ensemble de ressorts horizontaux indépendants et d'une certaine raideur. La pression horizontale exercée par le sol sur l'écran à un niveau donné est directement proportionnelle au déplacement de l'écran à ce même niveau.

En outre, la détermination de ce coefficient fait l'objet des règles plus ou moins empiriques dont aucune n'est universellement acceptée. Il n'en reste pas moins que, si l'on tient compte des valeurs de k_h tirées des règles établies à partir de l'interprétation de mesures sur ouvrages, le calcul permet d'obtenir une estimation acceptable des sollicitations appliquées à un écran. [16]

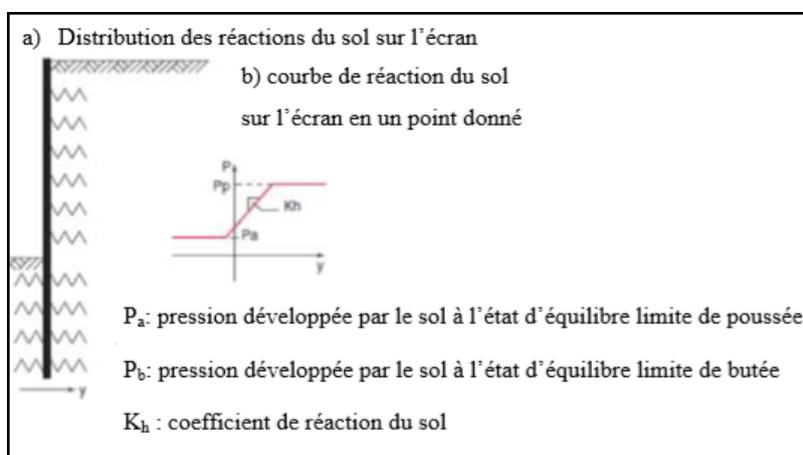


Figure III-11 : Modèle d'interaction pris en compte par la méthode du coefficient de réaction

Terzaghi en 1955 fut l'un des premiers à s'intéresser à ce sujet, à partir d'études expérimentales du comportement de structures encastées dans le sol, Terzaghi propose de considérer un coefficient croissant de façon linéaire avec la profondeur dans le cas d'ouvrages ancrés dans du sable et un coefficient de réaction constant dans le cas des argiles raides.

Pour les sables : $k_h = I_h (Z/D)$.

Pour les argiles raides : $K_h = K_{h1} (1/D)$.

Avec :

z = le niveau considéré de la fiche.

D = la « longueur sollicitant » dépendant de la longueur en fiche de l'ouvrage et de son mode de fonctionnement.

lh = constante caractérisant les sables, compte tenu de leurs états de densité et de la présence d'une nappe d'eau.

$kh1$ = nappe caractérisant les argiles compte tenu de leur consistance.

Les avantages de la méthode du coefficient de réaction :

- applicable à tous types de terrain et à tous types de géométrie simple.
- Autorise la prise en compte de plusieurs tirants et butons.
- La prise en compte de l'interaction sol-structure.
- L'estimation de l'allure de la déformée.
- Le calcul des efforts dans l'écran et les ancrages (L'écran rigide ou flexible).

Les inconvénients de la méthode du coefficient de réaction :

- La difficulté sur le choix du coefficient de réaction.
- La nécessité d'un pré-dimensionnement.
- Pas de justification théorique (méthode empirique).
- Aucune indication sur les déplacements du terrain.
- Mauvaise adaptation à l'évaluation des déplacements de l'écran.

III.5.3 La méthode des éléments finis

La méthode aux éléments finis est un outil très général dont le principe est de relier les contraintes aux déformations à travers les lois de comportement. Pour le faire, le modèle étudié est découpé en éléments (on parle de maillage) sur lesquels s'appliquent les contraintes ou les déplacements. Cette approche offre la possibilité de prendre en compte dans le dimensionnement des ouvrages de soutènement des phénomènes très complexes d'interaction sol-structure que les méthodes théoriques classiques ne peuvent pas effectuer.

Donc elle permet la prise en compte :

- De lois complexes de comportement du sol.
- D'un champ de contrainte initial adapté à l'histoire géologique et hydrogéologique du site.
- De différents types d'écrans.
- Du comportement tridimensionnel des ouvrages de soutènement.
- Du comportement des appuis (butons, tirants, radiers).

L'utilisation de lois complexes de comportement de sol, permet d'approcher au mieux le comportement réel des sols, et cela implique la réalisation d'essais spécifiques en laboratoire.

Alors, lorsque la géologie et la géométrie du site sont complexes, la réalisation d'un calcul préalable permettant de préciser le champ des contraintes dans le site avant les travaux est possible grâce à la méthode aux éléments finis, et cela est similaire en présence d'une nappe. Donc, la modélisation du champ de pressions initiale et des écoulements, nécessite un calcul préalable et une connaissance précise des conditions hydrologiques réelles.

En conclusion, la méthode aux éléments finis permet d'approximer au mieux le comportement réel des ouvrages de soutènement, et cela implique la réalisation d'une modélisation précise et parfois complexe de chacun des paramètres influençant le comportement des ouvrages de soutènement. D'où, pour modéliser un ouvrage de soutènement en éléments finis, une bonne connaissance des facteurs affectant les mouvements du sol et des systèmes de soutènement et les différents mécanismes engendrés est indispensable. Ces facteurs comprennent la nature et les propriétés du sol, la durée de la construction, le type de soutènement, la rigidité du soutènement, le degré d'encastrement du soutènement, la méthode de construction du soutènement et le phasage des travaux, les méthodes de construction des structures à l'intérieur de l'excavation, la forme et la profondeur de l'excavation, l'intensité des surcharges et les structures voisines. Ainsi, certains de ces facteurs peuvent être contrôlés, mais les autres dépendent des conditions réelles d'exécution des travaux, de telle sorte que la quantification du mécanisme des déformations et l'analyse théorique des déplacements s'avèrent difficiles.

6. Choix du type d'ouvrage de soutènement :

Une fois le rapport d'étude de sol effectué par laboratoire «*G.E.O.S.A.T*» transmis, il peut être soumis au bureau d'études pour effectuer le dimensionnement des parois de soutènement. La première problématique à laquelle le bureau d'études doit faire face est le choix de la paroi de soutènement.

Plusieurs types d'ouvrages de soutènement sont disponibles : paroi moulée, rideaux de palplanches, parois de pieux, etc... Ainsi, le choix d'un ouvrage de soutènement dépend notamment de son implantation, du site (aquatique ou terrestre), du sol de fondation (caractéristiques mécaniques et hydrologie) et des contraintes d'intégration dans l'environnement (nuisance, traitement architectural...).

Donc, plusieurs critères doivent être pris en considération, mais celui le plus dominant est la présence de l'eau, ce qui impose la nécessité d'une haute étanchéité de l'ouvrage. Alors, la présente étude vise à définir précisément le type de soutènement des terres à considérer lors des excavations étant donné la nature du site et les surcharges.

Tout d'abord, le projet se situe à BOUMAATI, en milieu urbain, ce qui rend impossible l'utilisation de palplanches. De plus, le fait qu'il est nécessaire d'effectuer des soutènements accolés à des bâtiments existants renforce l'idée qu'elles ne sont pas adaptées pour ce projet.

Ensuite, le rapport de sol fait état de la présence d'une nappe phréatique, située à -2m par rapport au niveau 0 du projet, il est donc souhaité que la paroi dispose de bonnes capacités d'étanchéité, De plus, les caractéristiques du sol mises en évidence par le rapport de sol font état d'une très mauvaise qualité (un remblais) dans la première couche de sol en présence, soit jusqu'à une profondeur de 10.20m par rapport au niveau 0 du projet, c'est-à-dire la totalité de la hauteur d'excavation, L'utilisation de parois composites telles que les parois berlinoises, parisiennes ne constituent donc pas des solutions viables dans notre cas, celles-ci disposant de mauvaises capacités d'étanchéité, la limite de profondeur, et nécessitant la présence d'un sol cohérent, au moins à court terme.

En plus, le soutènement par pieux sécants et tangents n'est pas recommandé à cause de la difficulté pendant l'exécution. L'alignement des pieux est difficile à atteindre ainsi que le coût d'exécution est élevé, en plus l'étanchéité entre les joints est difficile à obtenir.

En effet, les deux options restantes, à savoir les parois moulées et les parois de pieux espacés, disposent d'une bonne rigidité et peuvent être accolés à des avoisinants en admettant des déplacements relativement contenus. Mais la paroi moulée n'est ici pas la solution idéale, d'autant plus qu'elle nécessite une installation plus importante (L'évacuation des déblais pose problème, la descente des matériaux et l'évacuation des déblais) et Le coût est élevé à cause de bentonite.

Donc le système de soutènement utilisé dans ce cas d'étude est la paroi des pieux espacés associés à une couche de béton projeté qui assure l'étanchéité. Ce système de soutènement supporte les charges faibles et élevées ainsi qu'ils adaptent dans tous les types de sol et dans des chantiers de différentes tailles, en plus il peut être exécuté près des bâtiments adjacents à cause des faibles nuisances sonores et d'absence de vibrations.

Par suite, concernant le système d'appuis pour les excavations de dimensions modérées, l'usage des butons s'avère plus économique que l'usage des tirants. Mais en pratique, les butons de grandes longueurs sont difficiles à manipuler et demandent des engins importants, pour cette raison les tirants sont plus économiques dans des excavations de grandes dimensions. Donc, les tirants d'ancrage est le système d'appui utilisé dans ce cas d'étude.

Enfin, Le système de soutènement choisi nécessite la mise en place des pieux espacés associés à une couche de béton projeté avec plusieurs lits de tirants d'ancrage.

Chapitre VI : Étude de cas
Etude centre commercial El-Harrach

IV.1. Étude de cas

Cette partie est consacrée à l'application par la méthode classique à l'état d'équilibre limite du sol et d'être formulées à partir des équations de l'équilibre limite (méthode de Rankine).

IV.1.1. Description du projet

Le creusement d'une fouille sans mesure particulière n'est pas toujours possible, surtout si sa profondeur dépasse une certaine hauteur critique au-delà de laquelle les parois s'effondrent.

Donc la stabilité générale du site et de l'ouvrage nécessite de calculer la hauteur critique par la formule suivante (philipponnt) :

$$H_c = \frac{3.85 \times C}{\gamma} \times \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\alpha}{2}\right)$$

$$H_c = \frac{3.85 \times 5}{16.6} \times \tan\left(\frac{180}{4} + \frac{20.9}{2}\right)$$

$$H_c = 1.65\text{m} < 11\text{ m}$$

C: la cohésion.

γ : Poids volumiques.

α : Angle de frottement.

Et en plus Le CTC impose au maître d'ouvrage et au bureau d'étude, un système de soutènement plus adéquat qui assure mieux la stabilité de l'excavation et la facilité de l'exécution pour les grands projets (fond fouille plus de 2m).

Cela explique la nécessité d'un système de soutènement pour maintenir la stabilité globale σ_v de l'excavation et de prévenir tout risque d'effondrement du sol. Donc le choix de la méthode de soutènement des sols est étroitement lié à la détermination de ces causes de désordres auxquelles il faut remédier. Sachant que le sol étudié est un sol fin (limon noir très plastique de qualité médiocre), donc ces caractéristiques essentielles sont les suivantes :

- Subissent des déformations importantes sous les charges appliquées.
- Sa capacité portante est souvent trop faible pour supporter les charges prévues dans les projets

Les problèmes que l'on rencontre en pratique sont tous liés aux caractéristiques précédentes

- Instabilité de l'ouvrage
- Déformations excessifs à court terme

- Tassements des structures voisines

IV.1.1.1 Situation géographique du projet

L'analyse et la conception du système de soutènement sont basées sur trois sections principales en prenant en considération les charges induites par les structures environnantes, le type du sol rencontré et les travaux d'excavation différentiel. Alors, ce qui suit présente les trois sections choisies :

-Du côté Nord du projet, existe une marche à 5 m.

-Du côté Sud du projet, est située une route de 7m, après la route il existe une ancienne structure résidentielle constituée de cinq étages et sans sous-sols. Le niveau de la fondation est à 2m du niveau du sol, la distance entre le projet et la structure 17m.

-Toutes les autres côtés du projet sont en général déchargées (parking, vide..).

Le Tableau suivant présenté ci-dessous résume les propriétés géographiques des sections :

Section	Profondeur de l'excavation (m)	Remarque
A-A	11	Route + bâtiment
B-B	11	Route + marcher
C-C	11	Vide
TOTAL	11	-

Tableau IV.1. Propriétés géographiques

IV.1.1.2 Surcharges

Les surcharges sont considérées comme suit :

- Adjacent à la route : 10 KPa.
- Adjacent à la structure : 15 KPa par étage, c'est égal à un total de 90 KPa.
- Adjacent au marcher : 10 KPa

Remarque : on prend la charge permanente de deux section A-A et B-B de même valeur 20kn.

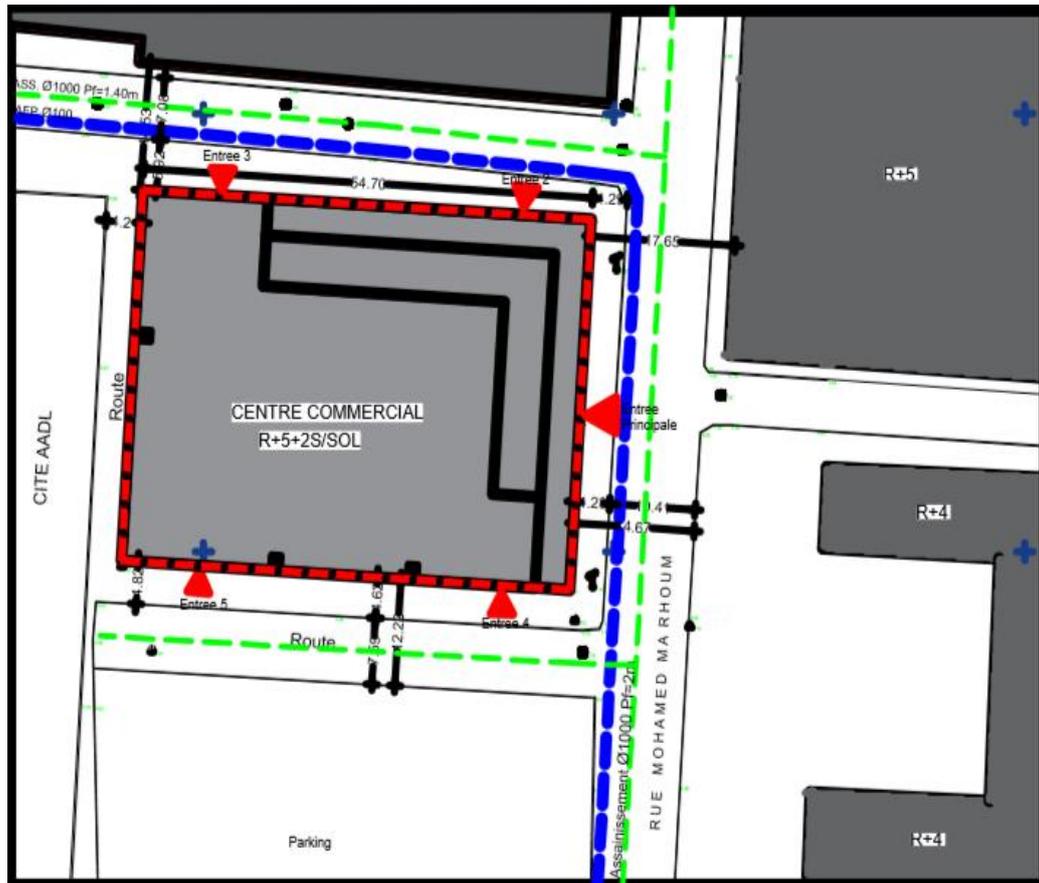


Figure IV.1 : Plan de masse de projet

IV.1.2 Plan de la conception du système de soutènement :

La procédure de la conception adoptée est la suivante :

- Effectuer un calcul de charge préliminaire au moyen d'un calcul manuel pour déterminer la pression exercée sur les parois de soutènement.
- déterminer la fiche d'ancrage avec un seul tirant d'ancrage au milieu par la méthode classique d'équilibre (Rankine et Blum) .
- Arriver à une conception préliminaire du système de soutènement en fonction des charges déterminées, en choisissant les éléments de renforcement convenables et leur distribution sur les parois périphériques
- Etablir une section à chaque endroit où il y a une modification des charges, des surcharges, des paramètres du sol et des niveaux d'excavation.
- Modéliser la conception préliminaire sur un logiciel géotechnique(**GEO5**) pour vérifier la stabilité.
- Améliorer la conception en atteignant le système vérification de soutènement le plus économique sans dépasser la valeur minimal du coefficient de sécurité.

IV.1.4 Sections A-A adjacente à la route (marcher ou bâtiment) :

On effectuera les calculs manuels nécessaires pour trouver la pression des terres appliquée sur les parois et pour pouvoir choisir les éléments de renforcement appropriés.

Caractéristique de l'ouvrage :

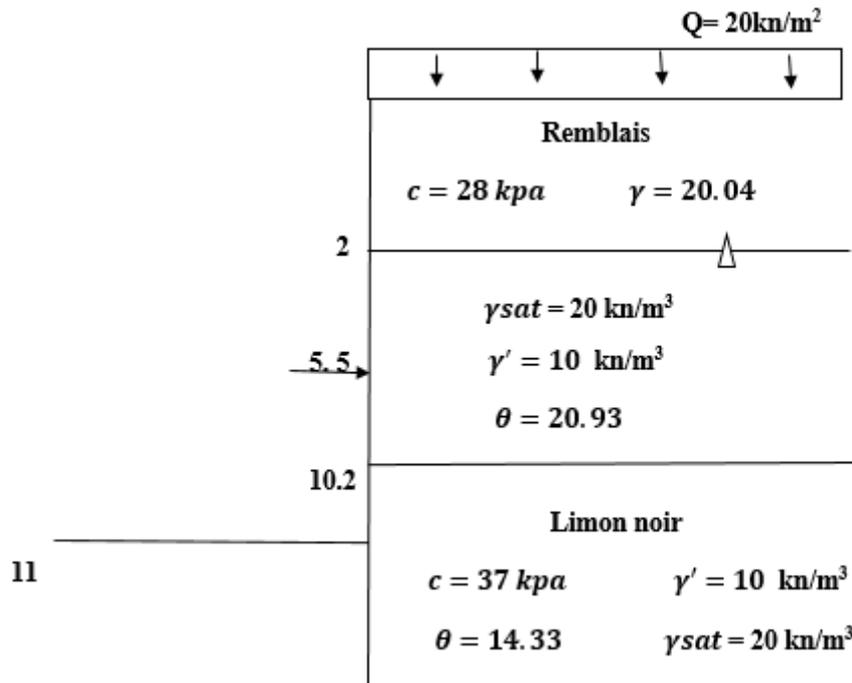


Figure IV.2 : Géométrie de l'écran et le profile géotechnique.

IV.1.4.1 Calcul de la pression des terres :

Comme indiqué précédemment, la pression des terres est évaluée en se basant sur la théorie de Rankine, ce qui signifie que les coefficients de poussée et de butée d'un sol (actifs et passifs) sont trouvés pour les deux couches de sols différents :

Pour la couche de remblais :

$$K_p = 2.11$$

$$K_a = 0.47$$

Pour la couche de limon noir :

$$K_p = 1.65$$

$$K_a = 0.6$$

Couche de remblais :

En $y = 0$ m (active)

$$\sigma_v = z \times \gamma$$

$$\sigma_v = 0$$

$$\sigma_h = ka \times \sigma_v - 2C \times \sqrt{ka} + ka \times q + \gamma_w \times H$$

$$\sigma_h = 0 - 2 \times 28\sqrt{0.47} + 20 \times 0.47 = -28.99$$

En $y = -2\text{m}$

$$\sigma_v = 2 \times 20.4 = 40.8$$

$$\sigma_h = 0.47 \times 40.8 - 2 \times 28\sqrt{0.47} + 0.47 \times 20 = -9.81$$

En $y = -10.2\text{m}$

$$\sigma_v = 20.4 \times 2 + 10 \times 8.2 = 122.8$$

$$\sigma_h = 0.47 \times 122.8 - 2 \times 28\sqrt{0.47} + 0.47 \times 20 + 8.2 \times 10 = 110.72$$

Couche de limon :

En $y = -11\text{m}$

$$\sigma_v = 122.8 + 10 \times 0.8 = 130.8$$

$$\sigma_h = 130.8 \times 0.6 - 2 \times 37\sqrt{0.6} + 0.6 \times 20 + 10 \times 9 = 123$$

En $y = -f$

$$\sigma_v = 130.8 + 10f$$

$$\begin{aligned} \sigma_h &= (130.8 + 10f) \times 0.6 - 2 \times 37\sqrt{0.6} + 20 \times 0.6 + 10 \times (f + 9) \\ &= 123 + 16f \end{aligned}$$

En $y = -11$ (passive)

$$\sigma_h = kp \times q + (kp \times \gamma \times z) + 2c\sqrt{kp} + \gamma_w \times z$$

$$\sigma_h = 0 + 0 + 2 \times 37\sqrt{1.65} + 0 = 95.05$$

En $y = -f$

$$\sigma_h = (1.65 \times 10 \times f) + 2 \times 37\sqrt{1.65} + 10f = 26.5f + 95.0$$

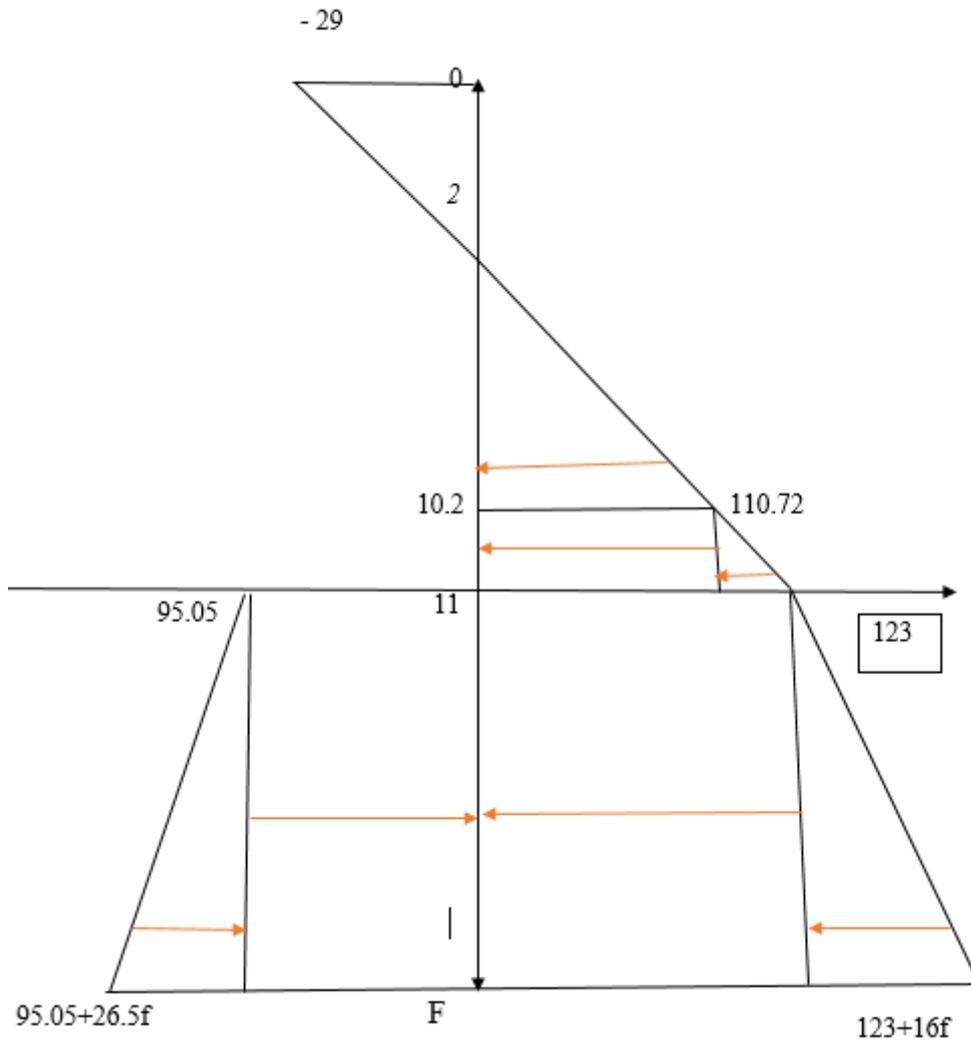


Figure IV.3 : Diagramme des contraintes actives et passives.

Remarque 01

On remarque que $\sigma_{h1} = -29$ et comme le sol ne peut exercer de traction, et la poussée ne s'exerce qu'à partir du moment où la contrainte horizontale effective devient positive, c'est à dire la profondeur pour laquelle on vérifie : $\sigma_h(z=h) = k_a \times \sigma_v - 2C \times \sqrt{k_a} + k_a \times Q = 0$

$$: \sigma_h(z=h) = 0.47 \times z \times 20.4 - 2 \times 28 \sqrt{0.47} + 10z$$

$$z = 28.99 / 14.7$$

$$z = 1.97 \text{ m}$$

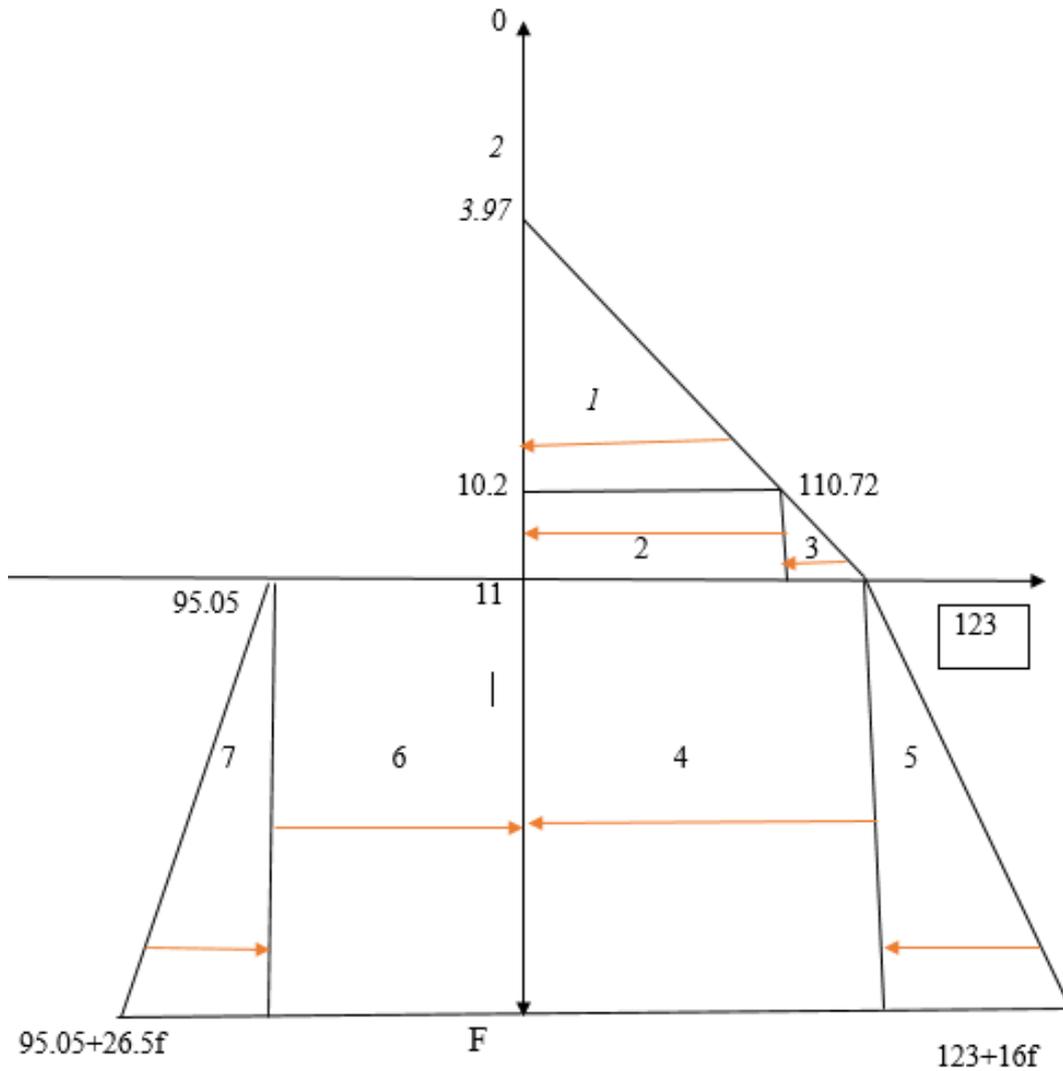


Figure IV.4 : Diagramme des contraintes actives et passives

IV.1.4.2 Calcul de la fiche D :

	L'effort	Bras de levier	Moments
1	344.89	-3.42	-1179.52
2	88.576	-5.1	-451.73
3	4.94	-4.96	-24.65
4	123f	-f /2-5.5	-61.57f ² -677.32f
5	8f ²	-2/3f-5.5	-5.33f ³ -44f ²
6	-95.05f	-f/2-5.5	47.52f ² +522.77f
7	-13.f ²	-2/3f-5.5	8.66f ³ +71.5f ²

Tableau IV.2 : Calcul les moments fléchissant.

Pour déterminer la fiche $\sum m/c = 0$

$$\sum m/c = 3.33f^3 + 19.45f^2 - 88.55f - 1373.01 = 0$$

Pour (f=6) $\sum m/c = -484.83$

Pour (f=7) $\sum m/c=102.38$

Pour (f=6.85) $\sum m/c= 2$

Donc la hauteur de la structure est 18 (7m la hauteur de la fiche D et 11m de l'excavation).

On obtient alors immédiatement l'effort d'ancrage :

$$T = \sum f_i$$

Que l'on calcule également à l'aide du tableau 11 en faisant f= 7m il vient :

$$T = 344.89-13f^2-95.05f+8f^2+123f+4.94+88.5$$

T = 380kn (par mètre de largeur).

IV.1.5 Section C-C adjacente au vide :

Caractéristique de l'ouvrage :

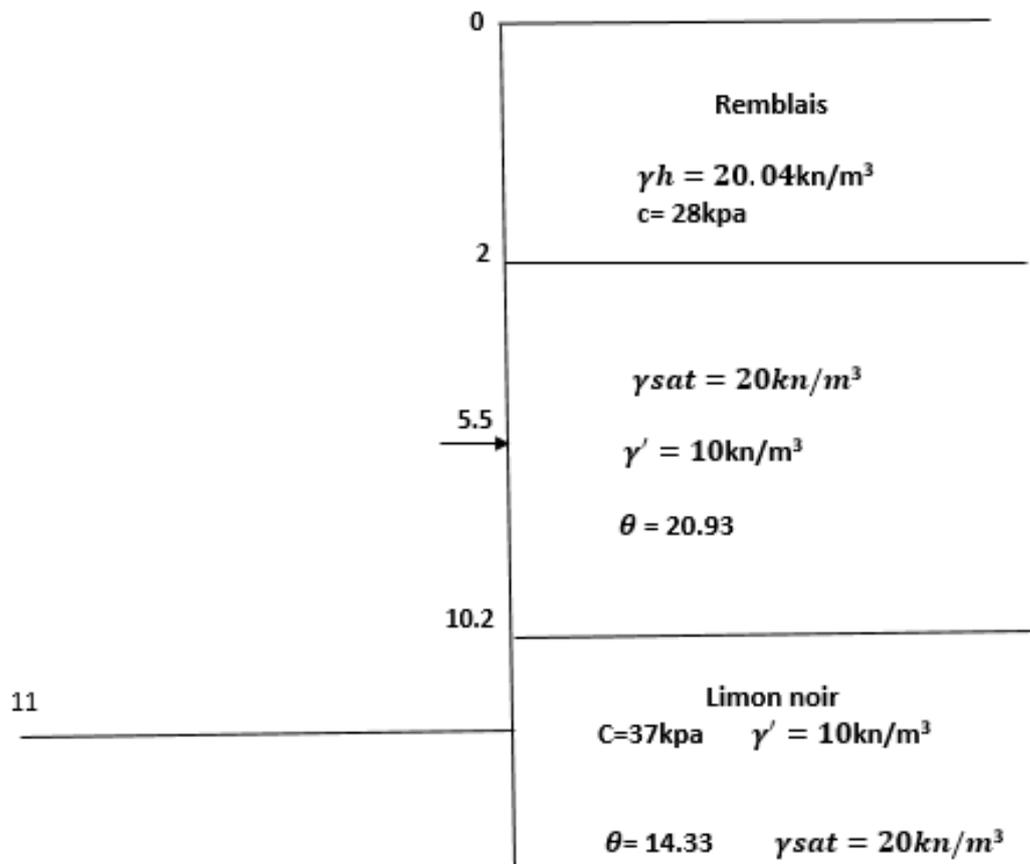


Figure IV.5 : Géométrie de l'écran et le profil géotechnique La pression des terres.

IV.1.5.1 Calcul de la pression des terres :

Couche de remblais :

En y= 0m (active)

$$\sigma_v = z \times \gamma \qquad \sigma_v = 0$$

$$\sigma_h = k_a \times \sigma_v - 2C \times \sqrt{k_a} + k_a \times Q$$

$$\sigma_h = 0 - 2 \times 28\sqrt{0.47} + 0 = -38.39$$

En y= -2m

$$\sigma_v = 2 \times 20.4 = 40.8$$

$$\sigma_h = 0.47 \times 40.8 - 2 \times 28 \sqrt{0.47} + 0 = -19.21$$

En y= 10.2m

$$\sigma_v = 20.4 \times 2 + 10 \times 8.2 = 122.8$$

$$\sigma_h = 0.47 \times 122.8 - 2 \times 28\sqrt{0.47} + 0 + 8.2 \times 10 = 101.32$$

En y= -11m

$$\sigma_v = 122.8 + 10 \times 0.8 = 130.8$$

$$\sigma_h = 130.8 \times 0.6 - 2 \times 37\sqrt{0.6} + 0 + 10 \times 9 = 111.15$$

En y= -f

$$\sigma_v = 130.8 + 10f$$

$$\sigma_h = (130.8 + 10f) \times 0.6 - 2 \times 37 \sqrt{0.6} + 0 + 10 \times (f + 9)$$

$$= 111.16 + 16f$$

En y= -11 (passive)

$$\sigma_h = k_p \times q + (k_p \times \gamma \times z) + 2c\sqrt{k_p} + \gamma_w \times z$$

$$\sigma_h = 0 + 0 + 2 \times 37 \sqrt{1.65} = 95.05$$

En y = -f

$$\sigma_h = (1.65 \times 10 \times f) + 2 \times 37 \sqrt{1.65} + 10f = 26.5f + 95.05$$

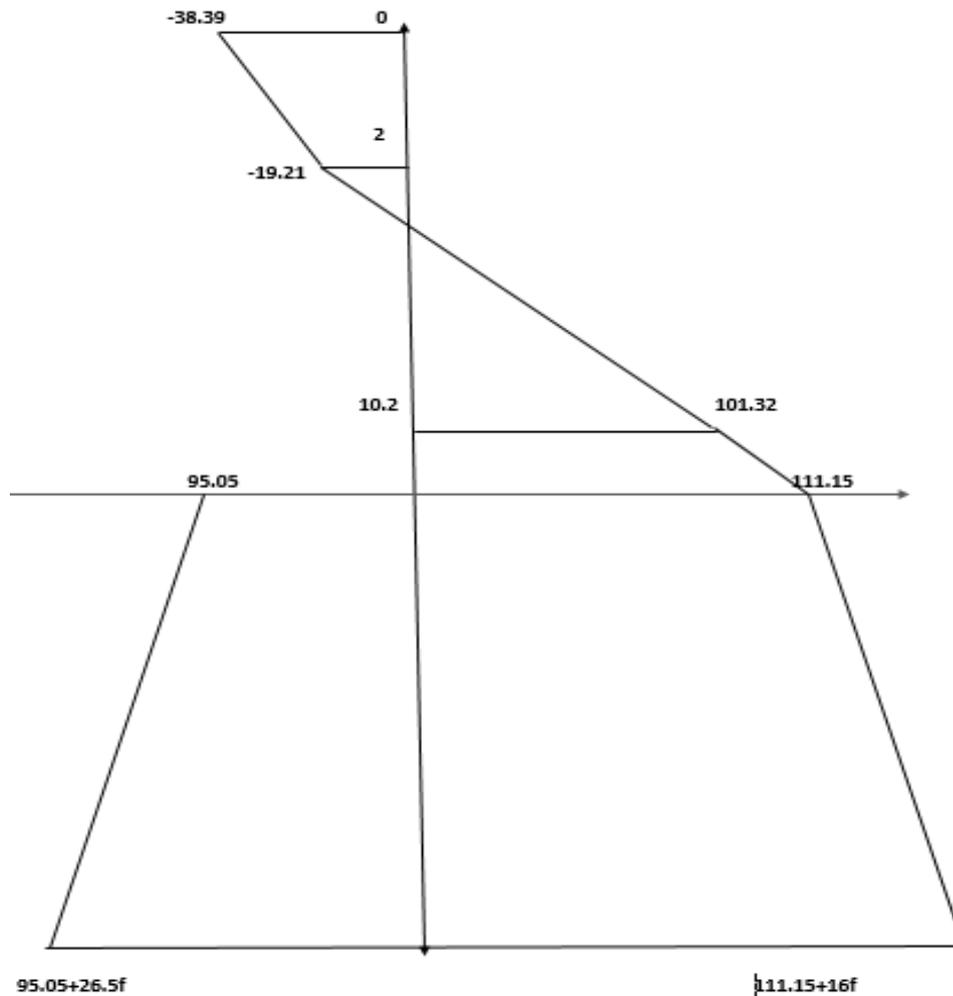


Figure IV.6 : Diagramme des contraintes actives et passives

Remarque 02 :

On remarque que $\sigma_{h1} = -38.39$ et $\sigma_{h1} = 19.21$ et comme le sol ne peut exercer de traction, et la poussée ne s'exerce qu'à partir du moment où la contrainte horizontale effective devient positive, c'est à dire la profondeur pour laquelle on vérifie : $\sigma_h(z=h) = k_a \times \sigma_v - 2C \times \sqrt{k_a} + k_a \times Q = 0$

$$: \sigma_h(z=h) = 10z \times 0.47 - 2 \times 28 \sqrt{0.47} + 0 + 10 \times z = 0$$

$$Z = 38.39 / 14.7$$

$$Z = 2.61 \text{ m}$$

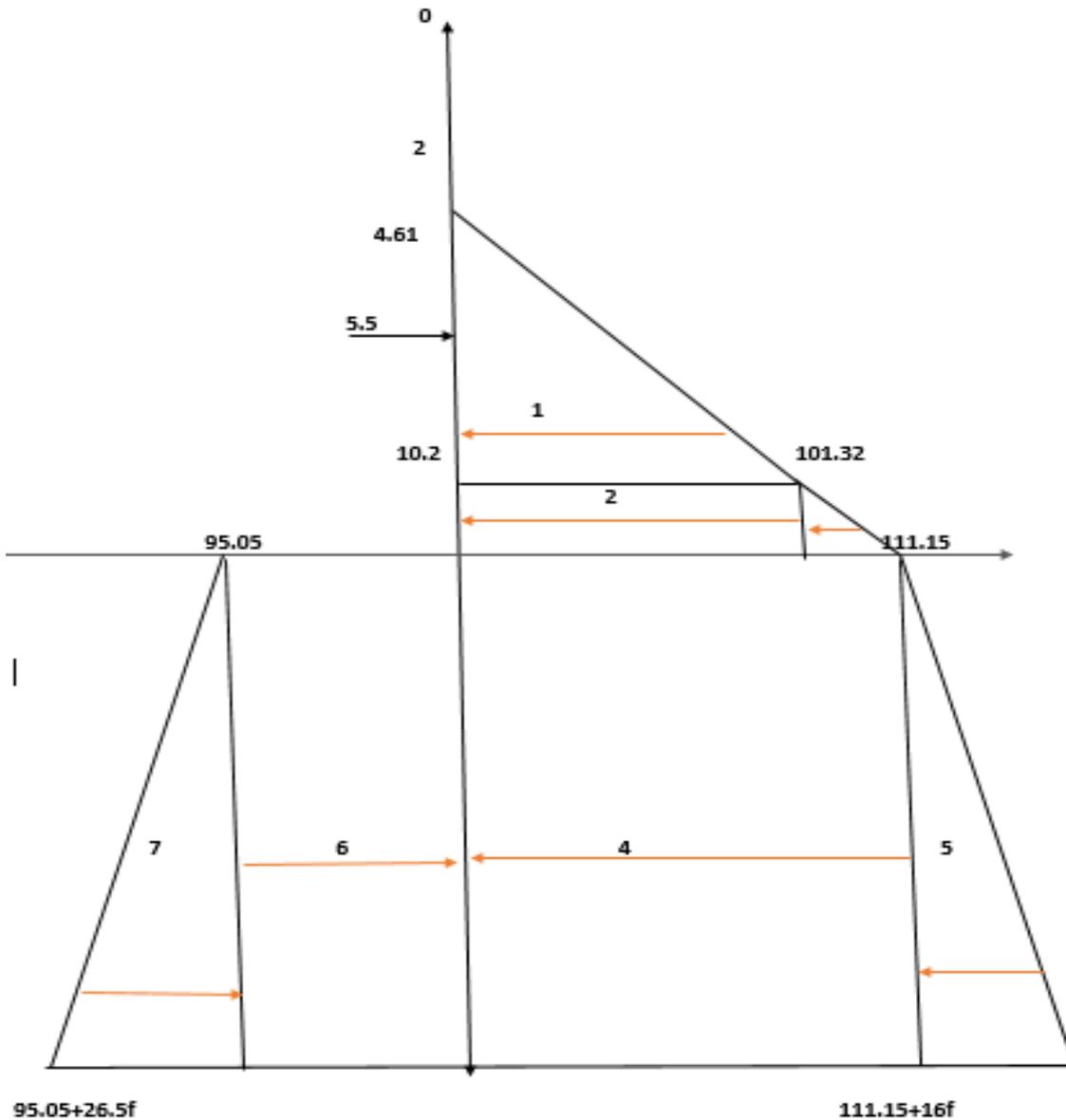


Figure IV.7 : Diagramme des contraintes actives et passives.

Remarque 03 : Pour la clarté du dessin de tous les, l'échelle des contraintes n'est pas respectée.

IV.1.5.2 Calcul de la fiche :

	L'effort	Bras de levier	Moments
1	283.18	-284	-804.23
2	81.05	-5.1	-413.355
3	3.93	-5.23	-20.55
4	111.15f	-f/2-5.5	-55f ² -611.32f
5	8f ²	(-2/3) f-5.5	-5.33f ³ -44f ²
6	-95.05f	-f-5.5	47.525f ² +522.77f
7	-13.25f ²	(-2/3) f-5.5	8.83f ³ +72.87f

Tableau IV.3 : Calcul les moments fléchissant.

Pour déterminer la fiche $\sum m/c = 0$

$$3.33f^3 + 21.39f^2 - 88.55f - 1238.13 = 0$$

Pour (f=6) $\sum m/c = -243.39$

Pour (f=6.5) $\sum m/c = 51.21$

Pour (6.40) $\sum m/c = -11.21$

Donc la hauteur de la structure est 17 (6m la hauteur de la fiche D et 11m de l'excavation).

On obtient alors immédiatement l'effort d'ancrage :

$$T = \sum f_i$$

Que l'on calcule également à l'aide du tableau 11 en faisant $f = 6.85m$ il vient :

$$T = 283.13 - 13.25 (6)^2 - 95.05 (6) + 8 (6)^2 + 111.15 (6) + 3.93 + 81.05$$

$$T = 300kn \text{ (par mètre de largeur).}$$

On conclut : Les facteurs principaux qui influent sur la distribution des pressions des terres derrière un écran de soutènement sont cités ci-dessus :

1. L'angle de frottement interne et la cohésion de remblais
2. La surcharge de remblais et les surcharges des voisinages
3. La hauteur de l'écran
4. Les contraintes de traction
5. La nappe phréatique

IV.1.6 Analyse du calcul

D'après les calculs qu'on a fait et les diagrammes des pressions, on peut voir que la pression des terres à la traction existe à partir de la surface du sol et s'étendent en dessous jusqu'à 4.61m par la section c-c et 3.97m pour la section A-A, ceci a été prévu grâce à la présence des sols cohérents dans les couches supérieures du sol. Ce phénomène sera évalué ultérieurement à l'aide des applications logicielles.

Alors, la pression du sol augmente linéairement par rapport au poids du sol et le coefficient de pression latérale des terres de chaque couche, pour atteindre sa valeur maximale au niveau de la fondation qui est à -11m sous le niveau du sol.

Enfin, il est important de noter que la tension dans le sol dans la partie supérieure de notre excavation va provoquer des problèmes de stabilité, par conséquent l'ancrage du sol doit être conçus et placés d'une façon adéquate pour remédier à cette tension et éviter tout risque de fissuration ou d'effondrement de sol dans les étapes suivantes de l'excavation.

IV.1.7 La conception du tirant d'ancrage

Les tirants d'ancrages sont ajoutés pour amener la stabilité des pieux, on distingue deux types de tirants d'ancrage :

1. Tirants d'ancrage provisoires qui n'ont qu'un rôle temporaire et deviennent inutiles après la fin de construction.
2. Tirants d'ancrage permanents qui assurent la stabilité pendant la durée de vie de l'ouvrage.

Lorsque le soutènement doit maintenir les parois d'une fouille, la forme de ce massif varie avec la progression des terrassements. Il faut donc, surtout quand il y a plusieurs lits d'ancrages, vérifier la stabilité et déterminer les efforts sollicitant la paroi et les tirants au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Ainsi, la stabilité générale du terrain environnant la structure est spécialement vérifiée dans le cas des remblais hétérogènes et de caractéristiques médiocres.

IV.1.7.1 Dispositions constructives des tirants d'ancrage

Les phases de mise en place d'un tirant sont les suivantes :

1. Forage d'un trou de diamètre entre 130mm.
2. Mise en place de l'armature.
3. Accrochage du terrain au sol par scellement au moyen d'un coulis ou d'un mortier.
4. Mise en tension du tirant qui se découpe en un certain nombre de phases

Sachant que la valeur de la charge de contrainte des tirants d'ancrage quand on a calculé manuellement par la méthode classique d'équilibre est très élevée est difficile de la réaliser pour les deux cas, donc on va mettre trois tirants d'ancrages au lieu de mettre un seul tirant avec une grande charge de contrainte, et plus sécurisé pendant la phase d'excavation.

En plus, la mise en place de ces tirants d'ancrage est principalement basée sur le mode de rupture qui se produit en prenant en considération les critères suivants :

- Il convient de minimiser la déflexion dans la partie supérieure du sol.
- L'injection du coulis est préférable d'être construite au-dessus de la nappe phréatique.
- Les ancrages sont faits pour la sécurité pendant l'excavation et remédier aux tensions dans la partie supérieure de l'excavation à 4m pour la section A-A et pour la section 4.6m C-C.
- Les ancrages doivent être placés d'une manière à positionner facilement l'appareil de forage au bon endroit.

Alors, les ancrages sont placés en trois lits, le premier est situé à 2m au-dessous du niveau du sol, le deuxième à 6m au-dessous du niveau du sol et le troisième à 9m au-dessous du niveau du sol. Ainsi, ces trois lits d'ancrages couvrent la zone de tension provoquant une défaillance. Par suite, la mise en place de ces tirants doit être optimisée après la modélisation logicielle.

IV.1.7.2 La longueur des tirants d'ancrage :

La longueur de tirant d'ancrage (scellée + libre) est calculée après avoir déterminé la contrainte nécessaire par ancrage, et révisé après la modélisation logicielle afin d'assurer qu'il n'y a aucun risque qu'un tirant extrait du sol

IV.1.7.3 La charge de contrainte des tirants d'ancrage :

Puisque la fonction des tirants d'ancrage dans notre cas est de remédier aux tensions dans la partie supérieure du sol et pour la pression latérale des terres pour plus sécurité pendant l'excavation, la charge de contrainte nécessaire pour chaque ancrage ne peut pas être déterminée par un calcul manuel. Donc, des ancrages ayant 3 câbles peut être choisis et optimisé s'il est nécessaire après l'application logicielle.

IV.1.8. Dimensionnement préliminaires des pieux :

Le système de soutènement proposé se compose de pieux forés circulaires et cela pour fournir la rigidité nécessaire à supporter la pression latérale des terres appliquée.

Le diamètre des pieux est principalement contrôlé selon les exigences de résistance, c'est-à-dire le moment de flexion et de cisaillement que le pieu doit supporter. Puisque ces valeurs ne pouvaient pas être définies par un calcul manuel, un diamètre préliminaire de 60cm pour la section C-C et 80cm pour la section A-A a été supposé.

La longueur du pieu et de la profondeur d'enfoncement sont déterminés par la méthode de Rankine (la méthode classique à l'état d'équilibre limite du sol et d'être formulées à partir des équations de l'équilibre limite avec un seul tirant d'ancrages au milieu) En plus, la profondeur d'enfoncement joue un rôle essentiel pour le débit de la nappe phréatique, en élargissant la distance d'écoulement à parcourir par les eaux souterraines avant de sortir au fond de l'excavation.

Par suite ce dimensionnement préliminaire pourrait être amélioré s'il est nécessaire après l'application du logiciel.

IV.1.9 Calcul sur logiciel

Les modélisations et calculs qui ont été réalisés dans cette partie l'ont été à partir du logiciel de calcul géotechnique GEO 5. Comme ce logiciel laisse la possibilité de choisir la norme employée, nous choisirons d'effectuer le calcul selon la norme EN-1997 française.

Les valeurs des efforts à appliquer dans les tirants d'ancrage sont exprimées par mètre linéaire de paroi. Tous les paramètres entrés dans le logiciel sont conformes à ceux énoncés en préambule et concordent avec le rapport d'étude de sol. Il permet :

- la détermination des pressions exercées par le sol (poussée des terres, surcharge).
- le calcul des sollicitations internes dans l'ouvrage et le cas échéant, des efforts dans les tirants.
- l'évaluation des déformations de l'écran.
- la connaissance de coefficient de sécurité de l'ouvrage.

Les fonctionnalités des modélisations respectent la logique de construction et de calcul de l'ouvrage par phases successives. Ainsi l'utilisation définit la situation initiale et la phase successive de la construction en définissant :

- les niveaux de terrain ou de nappe.
- les pressions de l'eau.
- les coefficients de réactions sur l'écran.
- les conditions aux limites en tête et en pied d'écran.
- les propriétés du terrain.
- es tirants et les butons.
- les surcharges sur le terrain et les efforts sur la structure ou encore les valeurs imposées des déplacements.

IV.1.9.1 Plan de travail :

Pour résoudre ce problème, on a utilisé le programme GEO5 (conception des écrans de soutènement), qui nous a permis d'utiliser deux méthodes différentes de la conception :

- 1-méthode par une seule phase (section A-A).
- 2- méthode détaillée par plusieurs phases (section C-C).

IV.1.10 Calcul des parois de pieux de 80 cm (Section A-A) :

Comme proposé précédemment, on a mis trois tirants d’ancrages au lieu de mettre un tirant, ils sont inclinés à 15° à l’horizontale par rapport au sol.

Il est à noter qu’on considère que la fiche est encastree en pointe dans le sol comme il aurait été possible de le considérer. Une fois que tous les paramètres indiqués, le logiciel peut procéder au calcul et déterminer les résultats suivants :

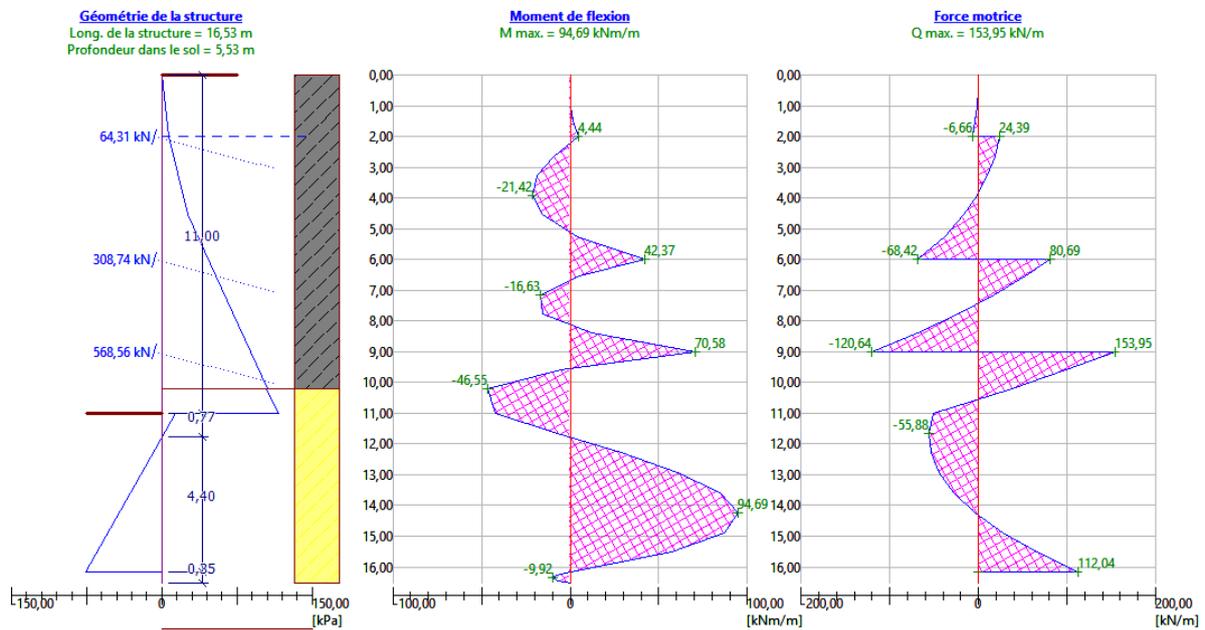


Figure 1 : Diagrammes des sollicitations le long de la paroi de soutènement n°1 générées par le logiciel GEO 5

Le logiciel a d’abord commencé par déterminer la profondeur de la fiche nécessaire : 5.53m. Cela signifie donc que la hauteur de la paroi doit être d’au moins 16.53m. (Rappel : la hauteur d’excavation est de 11m.) Le calcul à la main imposait une hauteur de fiche d’au moins 6m, on trouve des résultats suffisamment similaires pour accepter le résultat fourni par le logiciel, certains paramètres comme les coefficients de poussée-butée ou la prise en compte de la surcharge pouvant différer.

Le logiciel fournit également l’effort à appliquer dans les trois tirants d’ancrages, à savoir 1^{er} tirants 269,31 kN par mètre linéaire de mur, 2^{em} tiran 308.74 kN par mètre linéaire de mur, 3^{em} tirants 568.56 kN par mètre linéaire de mur.

Le logiciel permet également d’effectuer un certain nombre de vérifications en rentrant les paramètres liés à la nature de la paroi de soutènement, à savoir, pour rappel, une paroi de pieux de 80cm de diamètre espacés de 20cm en béton C25/30 avec des armature longitudinale HA16 et des cerclages en HA 8, le tout en acier 500.

Tout d'abord, Le logiciel permet également de déterminer les déformations de la paroi de soutènement :

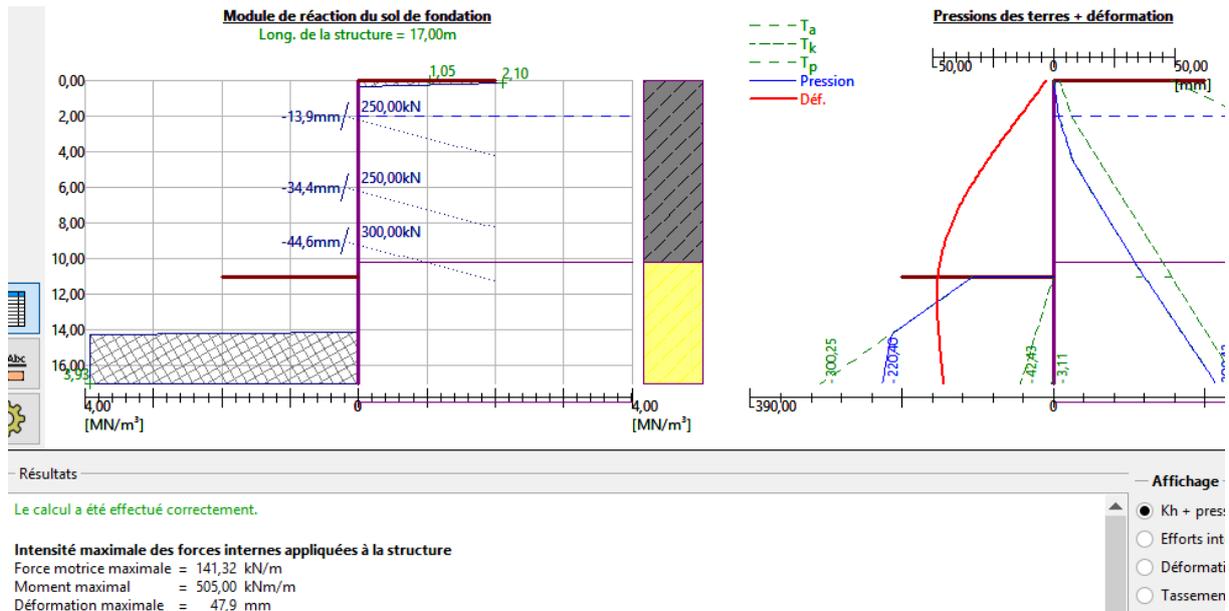


Figure 2 : Diagramme des déformations de la paroi de soutènement n°1 à l'aide du logiciel GEO 5

La norme EN 1997-1 ne définit pas clairement les limites des déplacements des parois de soutènement, toutefois, selon le paragraphe 2.4.6(7), « une rotation relative de 1/500 est acceptable pour beaucoup d'ouvrages », soit 3%. Ici, on a calculé à l'aide du logiciel un déplacement maximal de 47.9 mm pour une hauteur de soutènement de 17 m. On observe donc une rotation relative de 2.81 %. Les déplacements de la paroi de soutènement semblent donc être admissibles.

Le logiciel peut vérifier la stabilité externe / des pentes de l'ouvrage.

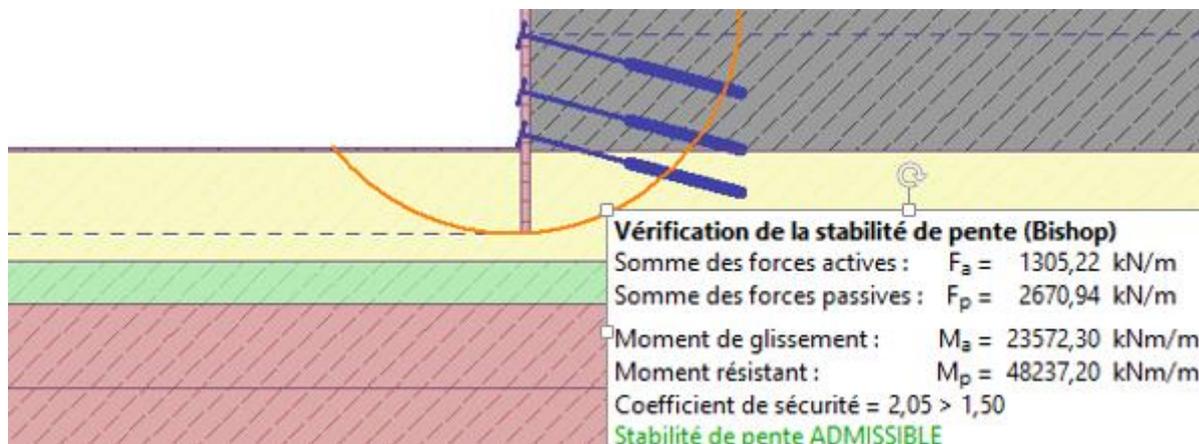


Figure 3 : Vérification de la stabilité externe de la paroi de soutènement n°1 à l'aide du logiciel GEO

Cette modélisation montre que la paroi de soutènement est stable dans ces conditions, puisque seulement 48.8% de la résistance au glissement le long du cercle de rupture est mobilisée.

Le logiciel peut également vérifier la stabilité interne de l'ouvrage :

Num. ^	Effort de l'ancrage [kN]	Force max. admis. [kN]	Coefficient de la sécurité	Vérification
1	250,00	713,50	2,85	Admissible
2	250,00	932,91	3,73	Admissible
3	300,00	1326,71	4,42	Admissible

Figure 4 : résultat de la Vérification interne de la paroi de soutènement n°1 à l'aide du logiciel GEO5.

Coefficient de sécurité calculé par logiciel est égale 2.85, donc On constate donc que le massif de sol impacté par la mise en œuvre de la paroi de soutènement et plus particulièrement des tirants d'ancrage est stable.

Le logiciel peut également vérifier la capacité portante des ancrages :

eur	Nom	Force maximale F [kN]	Capacité portante			Utilisation [%]	Vérification
			Rupture de l'ancrage R _r [kN]	Arrachement du sol R _e [kN]	Arrachement du coulis de ciment R _c [kN]		
2,00	DYWIDAG ancrage permanent 0.6" St	250,00	520,80	490,09	486,97	51,34	Admissible
6,00	DYWIDAG ancrage permanent 0.6" St	250,00	520,80	490,09	486,97	51,34	Admissible
9,00	DYWIDAG ancrage permanent 0.6" St	300,00	520,80	490,09	486,97	61,60	Admissible

Figure 5 : Résultats de la vérification de capacité portante des ancrages n°1 selon le logiciel GEO 5.

Le taux max de travail est égal 59.50 donc capacité portante des ancrages admissible.

Enfin, le logiciel vérifie également le ferrailage des pieux. Ici, il donne les résultats suivants, en considérant les aciers et le béton indiqués plus haut :

— Armature		— Résultats	
Nombre :	14,00 [pce]	<input checked="" type="checkbox"/> Arm. de cisaillement	CISAILLEMENT : ADMISSIBLE (11,8%)
Enrobage :	60,0 [mm]	Profil : 12,0 [mm]	FLEXION : ADMISSIBLE (15,4%)
Profil :	20,0 [mm]	Dist. : 200,0 [mm]	PRINCIPES DE CONSTR. : ADMISSIBLE (30,9%)
Profil des cales :	0,0 [mm]		

Figure 6 : Résultats de la vérification du ferrailage des pieux de la paroi n°1 selon le logiciel GEO 5.

La paroi de soutènement n°1 est ainsi validée par le logiciel GEO 5.

IV.1.10.1 Conclusion :

Le logiciel a donc permis de valider un certain nombre de points comme les déplacements ou les stabilités d'ensemble qu'il aurait été difficile de réaliser à la main. La paroi de soutènement n°1 est ainsi validée par le logiciel GEO 5.

IV.1.11 Calcul des parois de pieux de 60cm (Section C-C) :

Comme pour le calcul à la main, on a mes trois tirants d'ancrages au lieu de mettre un tiran, ils sont inclinés à 15° à l'horizontale par rapport au sol.

Il est à noter qu'on considère que la fiche est encastree en pointe dans le sol comme il aurait été possible de le considérer. Une fois que tous les paramètres indiqués, le logiciel peut procéder au calcul et déterminer les résultats suivants :

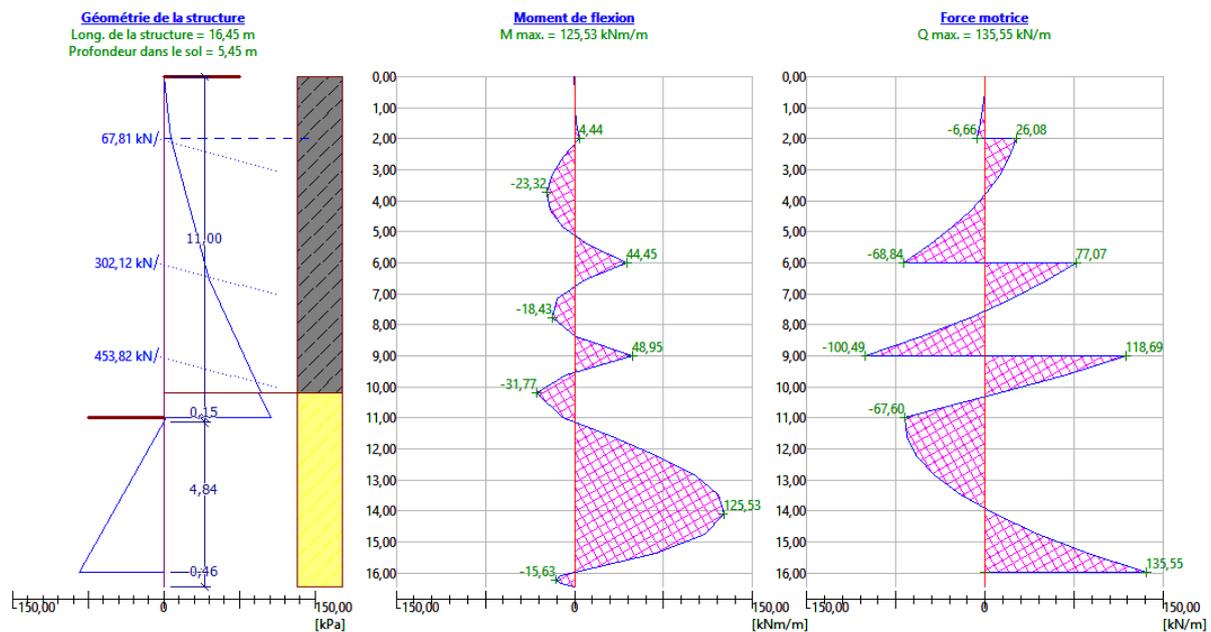


Figure 7 : Diagrammes des sollicitations le long de la paroi de soutènement n°2 générées par le logiciel GEO 5

Le logiciel a d'abord commencé par déterminer la profondeur de la fiche nécessaire : 5.45m. Cela signifie donc que la hauteur de la paroi doit être d'au moins 16.45m. (Rappel : la hauteur d'excavation est de 11m.) Le calcul à la main imposait une hauteur de fiche d'au moins 6m, on trouve des résultats suffisamment similaires pour accepter le résultat fourni par le logiciel, certains paramètres comme les coefficients de poussée-butée ou la prise en compte de la surcharge pouvant différer.

Le logiciel fournit également l'effort à appliquer dans les trois tirants d'ancrages, 1^{er} tirant 67.81kN par mètre linéaire de mur 2^{em} tirant 302.12 kN par mètre linéaire de mur et 3^{em} tirant 453.82 kN par mètre linéaire de mur.

Le logiciel permet également d'effectuer un certain nombre de vérifications en rentrant les paramètres liés à la nature de la paroi de soutènement, à savoir, pour rappel, une paroi de pieux de 60cm de diamètre espacés de 20cm en béton C25/30 avec des armature longitudinale HA 16 et des cerclages en HA 8, le tout en acier 500.

IV.1.11.1 Phase de construction 01 :

Le 1^{er} calcul a été fait par logiciel qui pour but de vérifier que la paroi de soutènement est stable sans excavation.

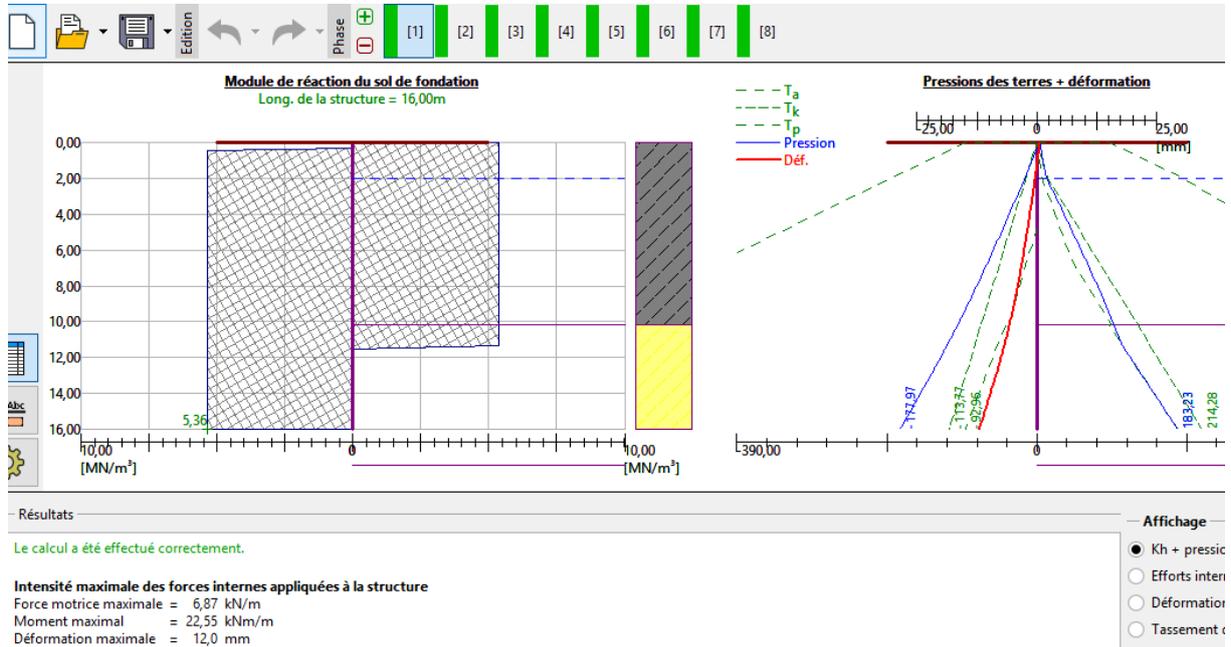


Figure 8 : Diagramme des déformations de la paroi de soutènement n°2 à l'aide du logiciel GEO 5.

D'après la norme EN 1997-1, On observe donc une rotation relative de 0.75 ‰. Les déplacements de la paroi de soutènement semblent donc être admissibles.

Le logiciel permet Vérifier la stabilité externe de l'ouvrage :

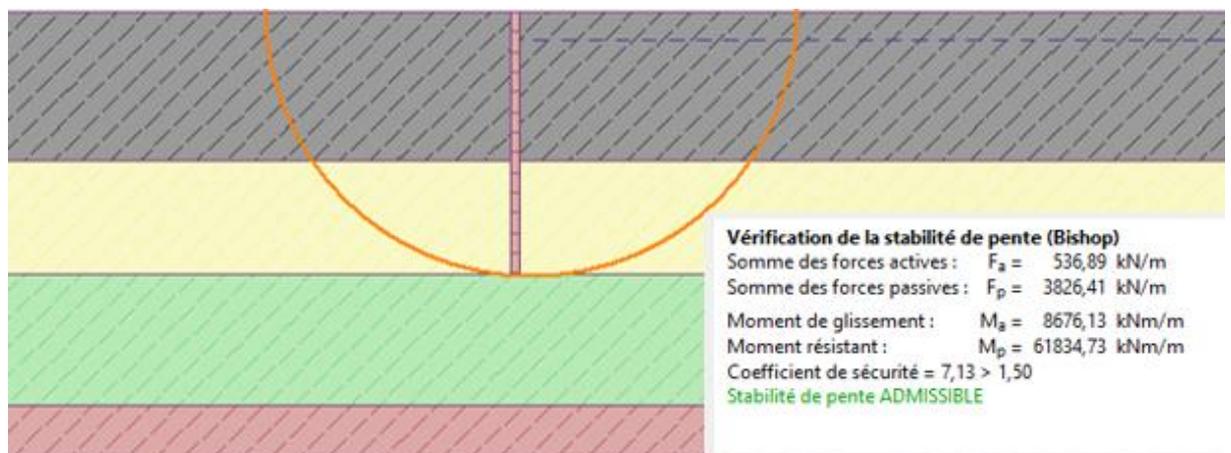


Figure 9 : Vérification de la stabilité externe de la paroi de soutènement n°2 à l'aide du logiciel GEO 5.

Coefficient de sécurité est supérieur à 1.5 donc stabilité de pente est admissible

IV.1.11.2 Phase de construction 02 :

Le 2em calcul a été fait pour une excavation de 3m non renforcée par des tirants pour déterminer si l'excavation peut naturellement être stable.

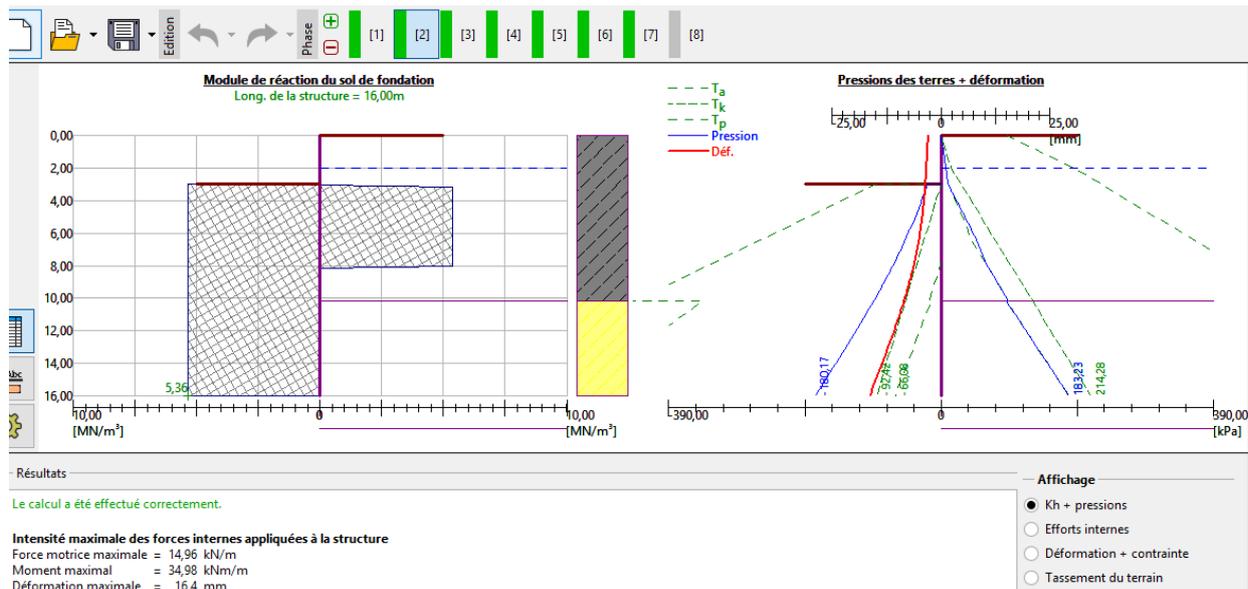


Figure 10 : Diagramme des déformations de la paroi de soutènement n°2 à l'aide du logiciel GEO 5

D'après la norme 1997-1, On observe donc une rotation relative de 1.02 %. Les déplacements de la paroi de soutènement semblent donc être admissibles.

Le logiciel permet Vérifier la stabilité externe de l'ouvrage :

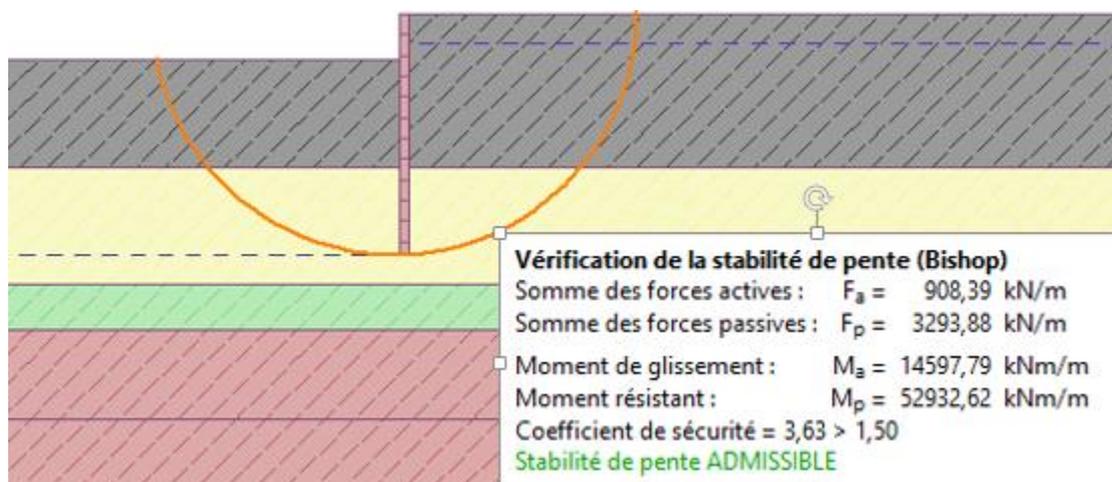


Figure 11 : Vérification de la stabilité externe de la paroi de soutènement n°2 à l'aide du logiciel GEO 5.

Cette modélisation montre que la paroi de soutènement est stable dans ces conditions (Coefficient de sécurité est supérieur à 1.5).

IV.1.11.3 Phase de construction 03 :

Le logiciel permet également de déterminer les déformations de la paroi de soutènement à 3m d'excavation avec un effort de tirant d'ancrage à 2m égale 200kn.

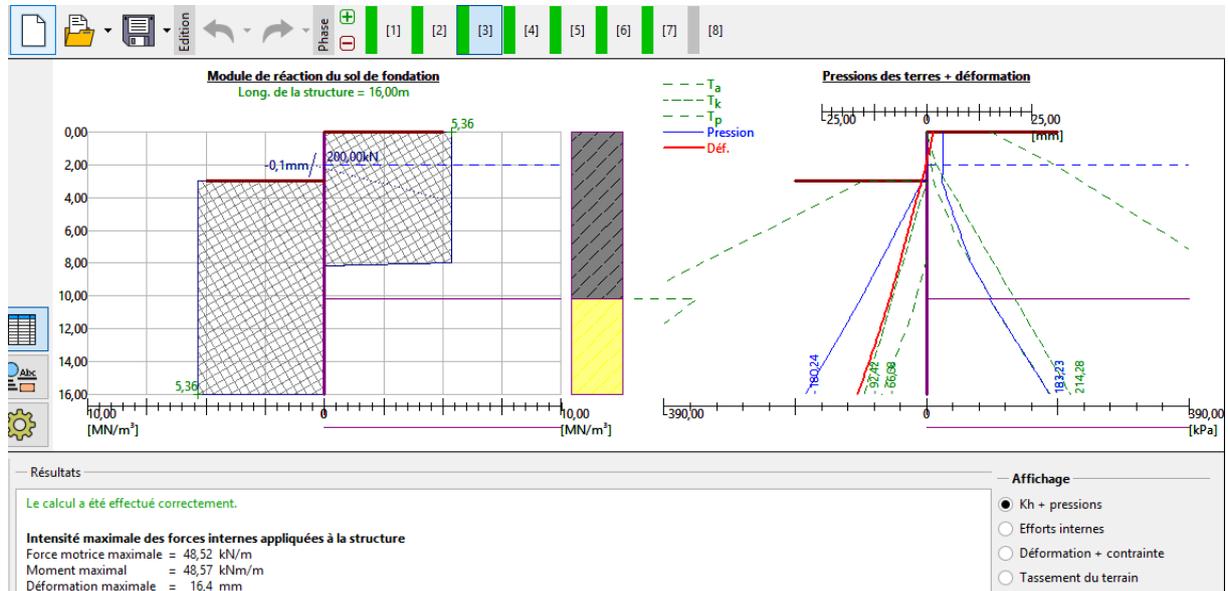


Figure 12 : Diagramme des déformations de la paroi de soutènement n°2 à l'aide du logiciel GEO 5

D'après la norme EN 1997-1, On observe donc une rotation relative de 1.02 ‰. Les déplacements de la paroi de soutènement semblent donc être admissibles.

Le logiciel peut également vérifier la stabilité interne de l'ouvrage à 3m d'excavation :

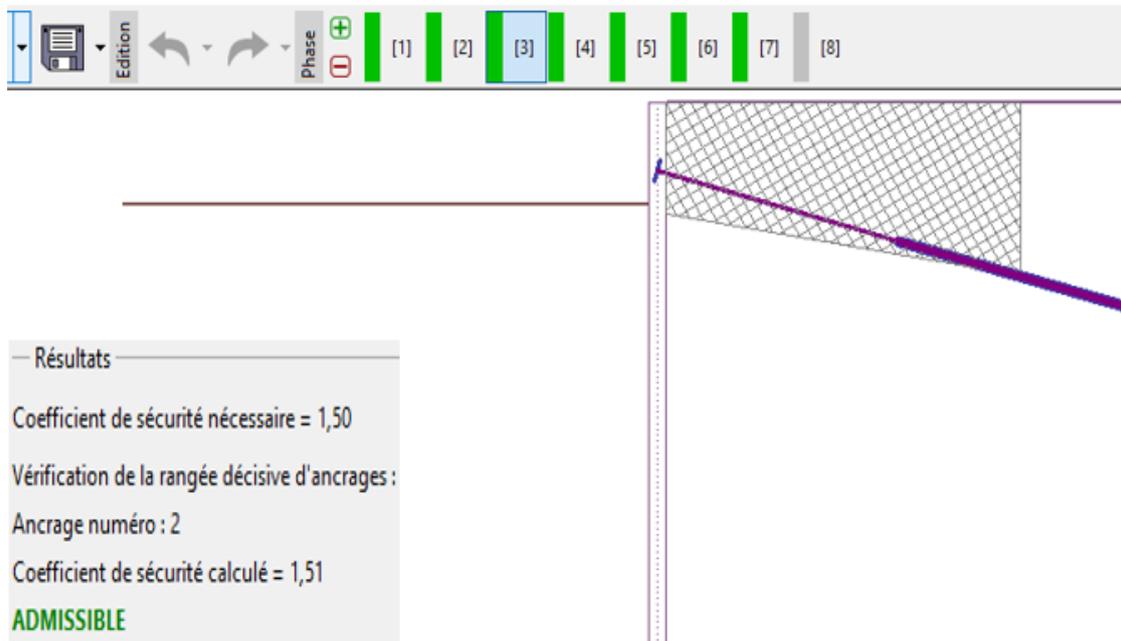


Figure 13 : Vérification de la stabilité interne de la paroi de soutènement n°2 à l'aide du logiciel GEO 5

Coefficient de sécurité supérieur à 1.5 donc On constate donc que le massif de sol impacté par la mise en œuvre de la paroi de soutènement et plus particulièrement des tirants d'ancrage est stable.

Le logiciel peut également vérifier la capacité portante des ancrages :

Force maximale F [kN]	Capacité portante			Utilisation [%]	Vérification
	Rupture de l'ancrage R_t [kN]	Arrachement du sol R_s [kN]	Arrachement du coulis de ciment R_c [kN]		
200,00	520,80	392,07	389,58	51,34	Admissible

Figure 14 : résultat de la Vérification de la capacité portante des ancrages de la paroi n°2 à l'aide du GEO 5

Le taux de travail est inférieur à 100% (51%) donc capacité portante de l'ancrage admissible.

Le logiciel permet Vérifier la stabilité externe de l'ouvrage :

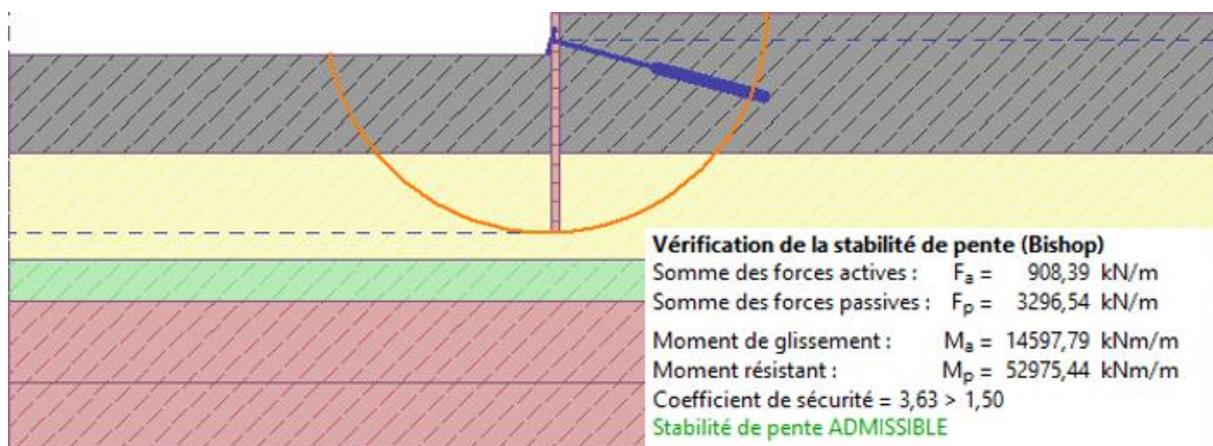


Figure 15 : Vérification de la stabilité externe de la paroi de soutènement n°2 à l'aide du logiciel GEO 5

Coefficient de sécurité est égal 3.63 donc stabilité externe des pentes de l'ouvrage est admissible.

IV.1.11.4 Phase de construction 04 :

Le logiciel permet également de déterminer les déformations de la paroi de soutènement à 7m d'excavation avec un effort de tirant d'ancrage à 2m égale 200kn.

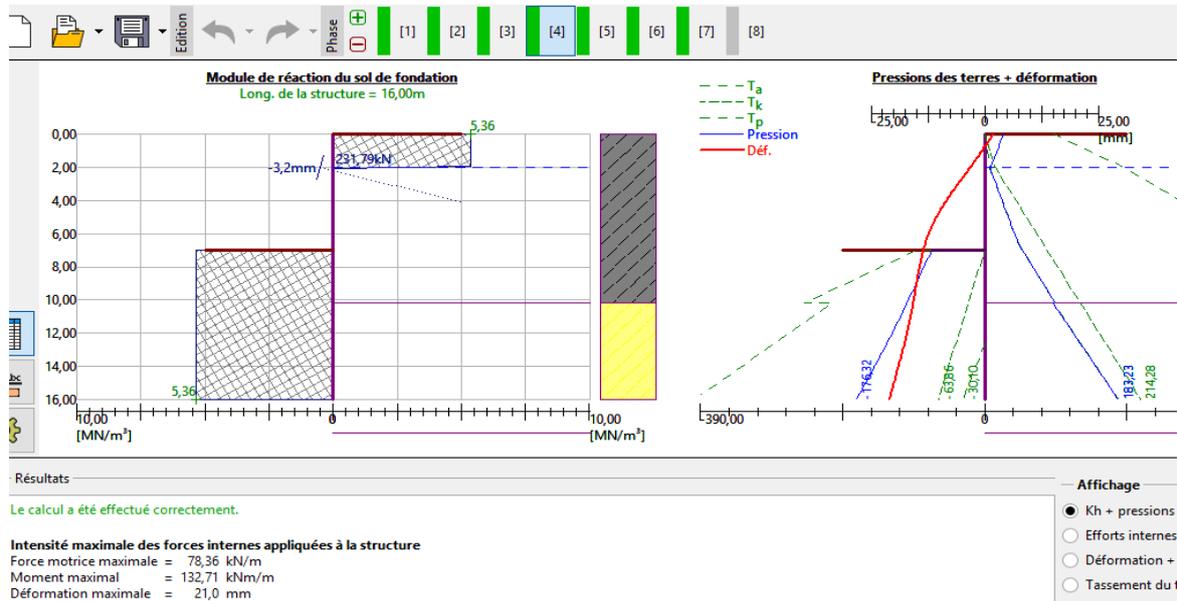


Figure 16 : Diagramme des déformations de la paroi de soutènement n°2 à l'aide du logiciel GEO

D'après EN norme 1997-1, On observe donc une rotation relative de 1.32 %. Les déplacements de la paroi de soutènement semblent donc être admissibles.

Le logiciel peut également vérifier la stabilité interne de l'ouvrage à 7m d'excavation :

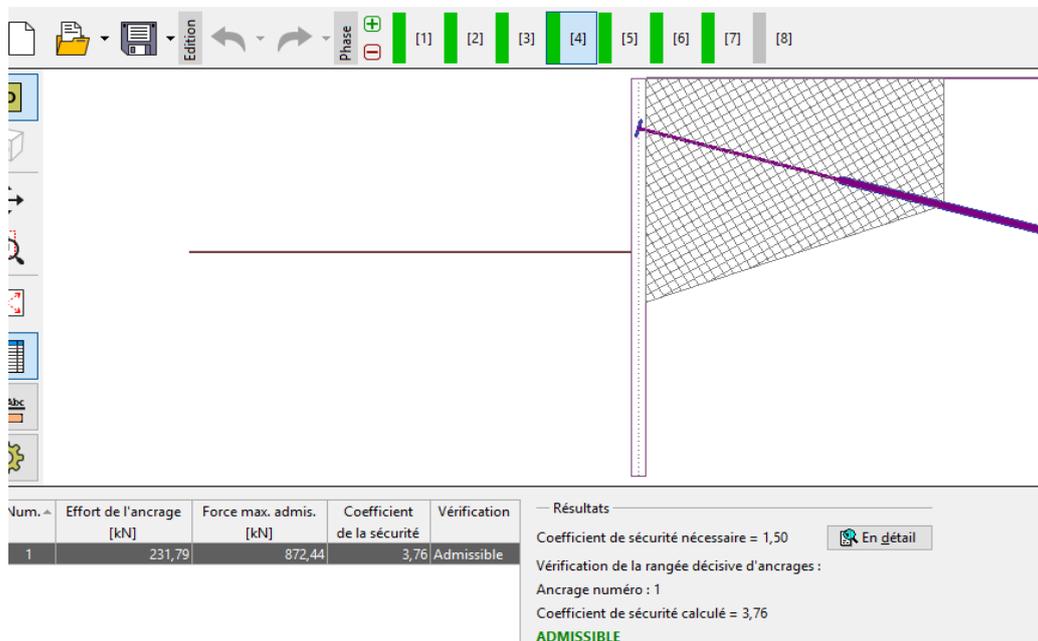


Figure 17 : Vérification de la stabilité interne de la paroi de soutènement n°2 à l'aide du logiciel GEO 5

Coefficient de sécurité supérieur à 1.5 donc On constate donc que le massif de sol impacté par la mise en œuvre de la paroi de soutènement et un tirant d'ancrage à 2m est stable.

Le logiciel peut également vérifier la capacité portante des ancrages :

Force maximale F [kN]	Capacité portante			Utilisation [%]	Vérification
	Rupture de l'ancrage R_t [kN]	Arrachement du sol R_e [kN]	Arrachement du coulis de ciment R_c [kN]		
231,79	520,80	392,07	389,58	59,50	Admissible

Figure 18 : résultat de la Vérification de la capacité portante des ancrages de la paroi n°2 à l'aide du GEO 5

Le taux de travail est égal 59.50 donc capacité portante des ancrages admissible.

Le logiciel permet Vérifier la stabilité externe de l'ouvrage à 7m d'excavation :

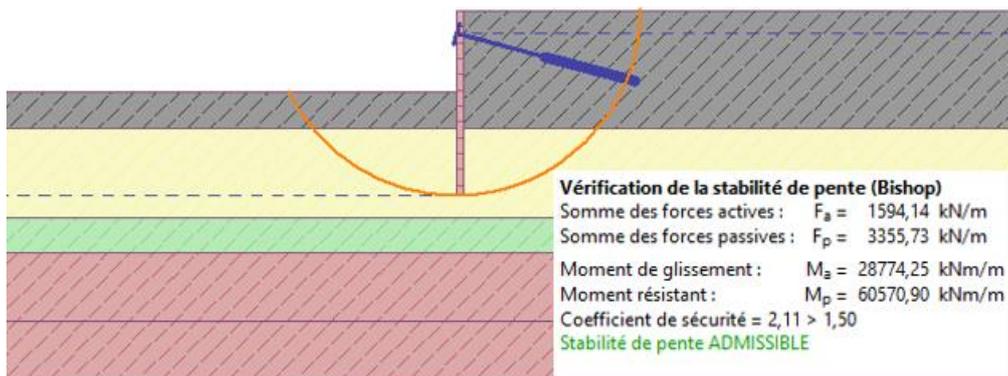


Figure 19 : Vérification de la stabilité externe de la paroi de soutènement n°2 à l'aide du logiciel GEO 5

Cette modélisation montre que la paroi de soutènement est stable dans ces conditions (coefficient de sécurité égale à 2.11).

IV.1.11.5 Phase de construction 05 :

La 5em phase a été fait par logiciel est de déterminer les déformations de la paroi de soutènement à 7m d'excavation avec deux tirants d'ancrage à 2 et 6m.

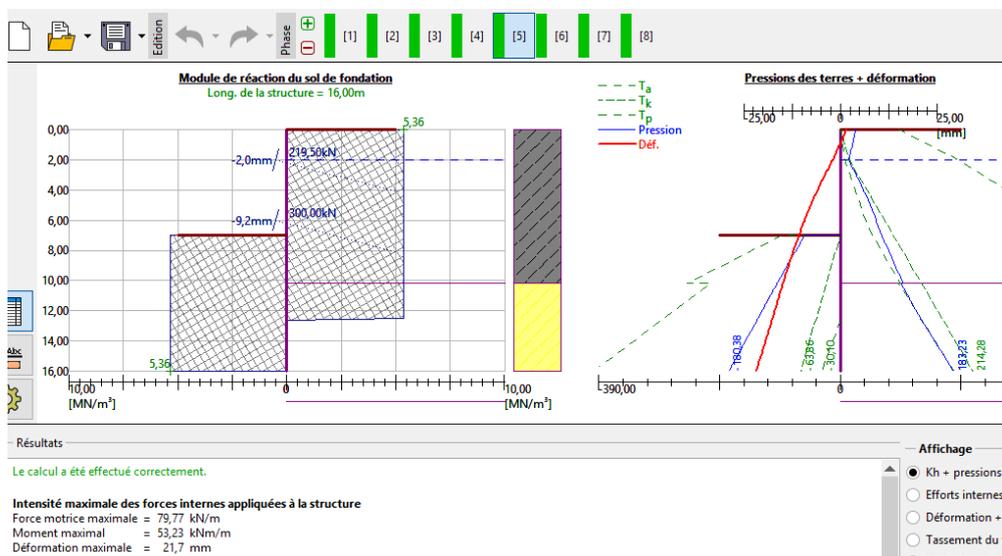


Figure 20 : Diagramme des déformations de la paroi de soutènement n°2 à l'aide du logiciel GEO 5

D'après la norme EN 1997-1, On observe donc une rotation relative de 1.3 ‰. Les déplacements de la paroi de soutènement semblent donc être admissibles.

Le logiciel peut également vérifier la stabilité interne de l'ouvrage à 7m d'excavation

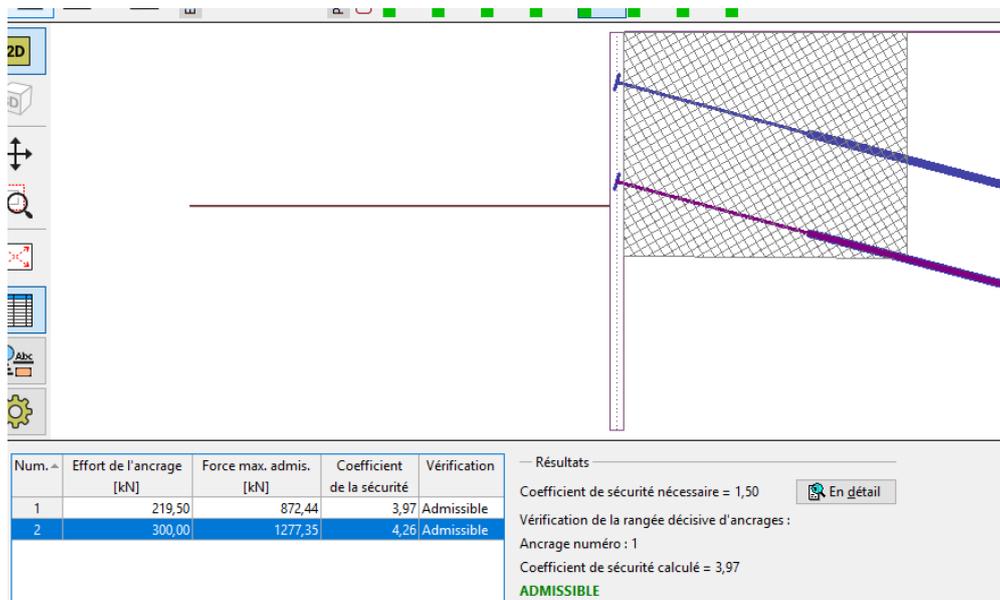


Figure 21 : Vérification de la stabilité interne de la paroi de soutènement n°2 à l'aide du logiciel GEO

5

Coefficient de sécurité supérieur à 1.5 donc On constate donc que le massif de sol impacté par la mise en œuvre de la paroi de soutènement et plus particulièrement des tirants d'ancrage est stable.

Le logiciel peut également vérifier la capacité portante des ancrages :

Force maximale F [kN]	Capacité portante			Utilisation [%]	Vérification
	Rupture de l'ancrage R _t [kN]	Arrachement du sol R _s [kN]	Arrachement du coulis de ciment R _c [kN]		
219,50	520,80	392,07	389,58	56,34	Admissible
300,00	520,80	392,07	389,58	77,01	Admissible

Figure 22 : résultat de la Vérification de la capacité portante des ancrages de la paroi n°2 à l'aide du GEO 5

Les résultats suivant montre que capacité portante des ancrages est admissible (Le taux de travail est de 77%).

Le logiciel permet Vérifier la stabilité externe de l'ouvrage :

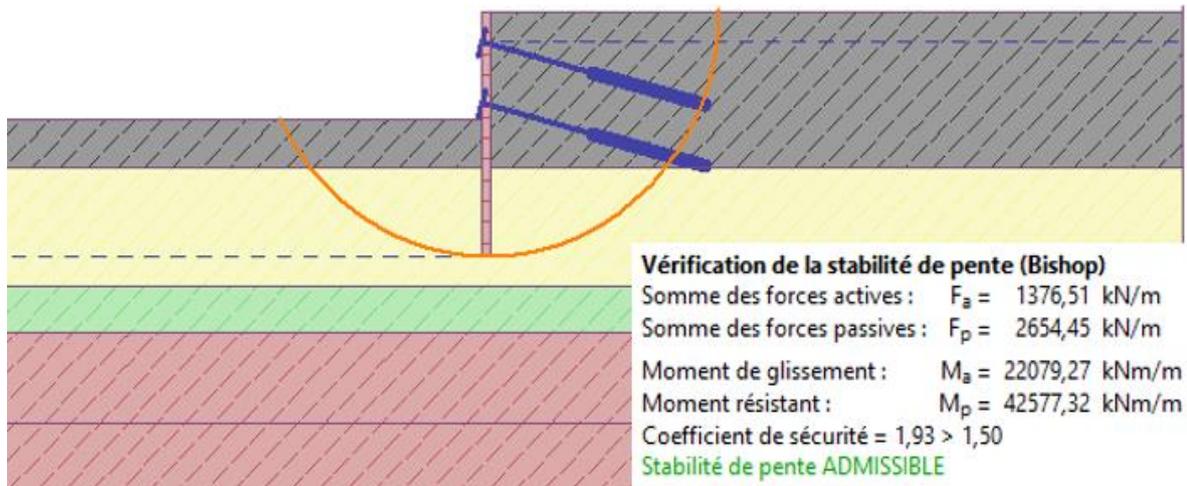


Figure 23 : Vérification de la stabilité externe de la paroi de soutènement n°2 à l'aide du logiciel GEO 5.

Cette modélisation montre que la paroi de soutènement est stable dans ces conditions, puisque Coefficient de sécurité est égal 1.93 donc stabilité de pente est admissible.

IV.1.11.6 Phase de construction 06 :

On a continué l'excavation jusqu'à bout de la 1^{er} couche (10m de profondeur), le logiciel permet également de déterminer les déformations de la paroi de soutènement.

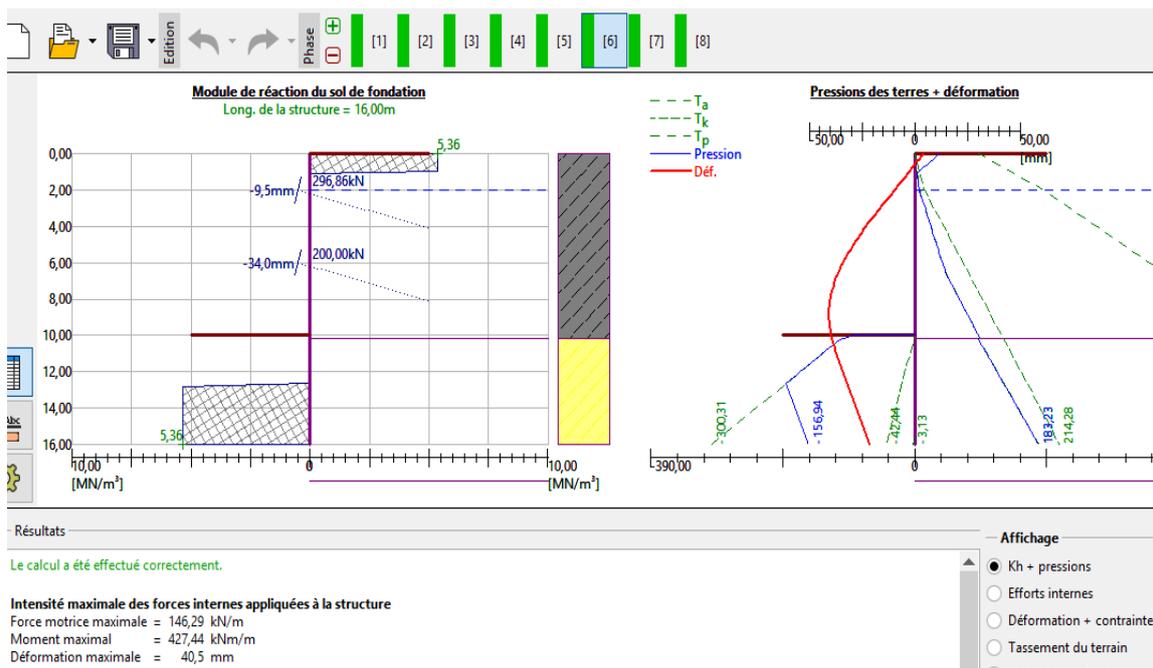


Figure 24 : Diagramme des déformations de la paroi de soutènement n°2 à l'aide du logiciel GEO 5

D'après la norme 1997-1, On observe donc une rotation relative de 2.5 %. Les déplacements de la paroi de soutènement semblent donc être admissibles.

Le logiciel peut également vérifier la stabilité interne de l'ouvrage à 10m d'excavation.

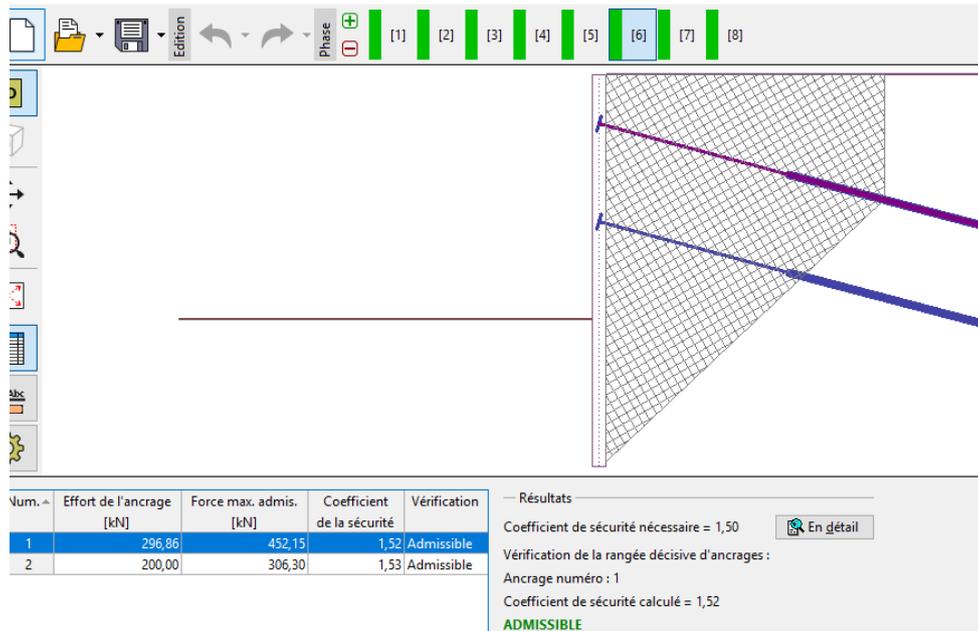


Figure 25 : Vérification de la stabilité interne de la paroi de soutènement n°2 à l'aide du logiciel GEO 5.

Le Coefficient de sécurité supérieur à 1.52 donc On constate donc que le massif de sol impacté par la mise en œuvre de la paroi de soutènement et plus particulièrement des tirants d’ancrage est stable.

Le logiciel peut également vérifier la capacité portante des ancrages :

Profondeur z [m]	Nom	Force maximale F [kN]	Capacité portante			Utilisation [%]	Vérification
			Rupture de l'ancrage R _r [kN]	Arrachement du sol R _s [kN]	Arrachement du coulis de ciment R _c [kN]		
2,00	DYWIDAG ancrage permanent 0.6" St	296,86	520,80	392,07	389,58	76,20	Admissible
6,00	DYWIDAG ancrage permanent 0.6" St	200,00	520,80	392,07	389,58	51,34	Admissible

Figure 26 : résultat de la Vérification de la capacité portante des ancrages de la paroi n°2 à l'aide du GEO 5

Les résultats suivant montre que capacité portante des ancrages est admissible (Le taux de travail max est de 77%).

Le logiciel permet Vérifier la stabilité externe de l'ouvrage :

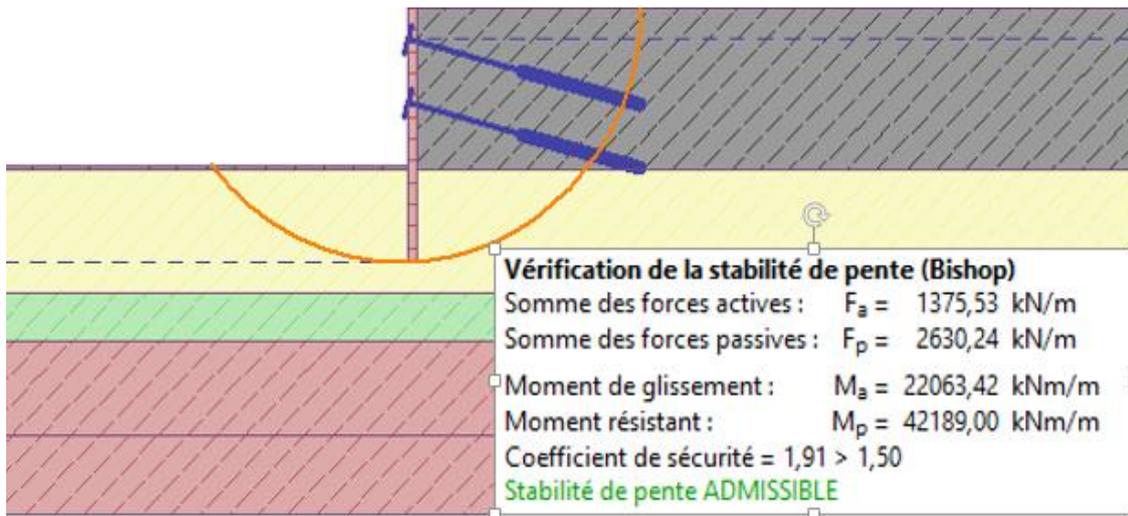


Figure 27 : Vérification de la stabilité externe de la paroi de soutènement n°2 à l'aide du logiciel GEO 5.

Cette modélisation montre que la paroi de soutènement est stable dans ces conditions, puisque coefficient de sécurité est supérieur à 1.5 et puisque seulement 52.3 % de la résistance au glissement le long du cercle de rupture est mobilisée.

IV.1.11.7 Phase de construction 07 :

Le logiciel permet également de déterminer les déformations de la paroi de soutènement à 10m d'excavation, avec trois tirants d'ancrages 2, 6et 9m.

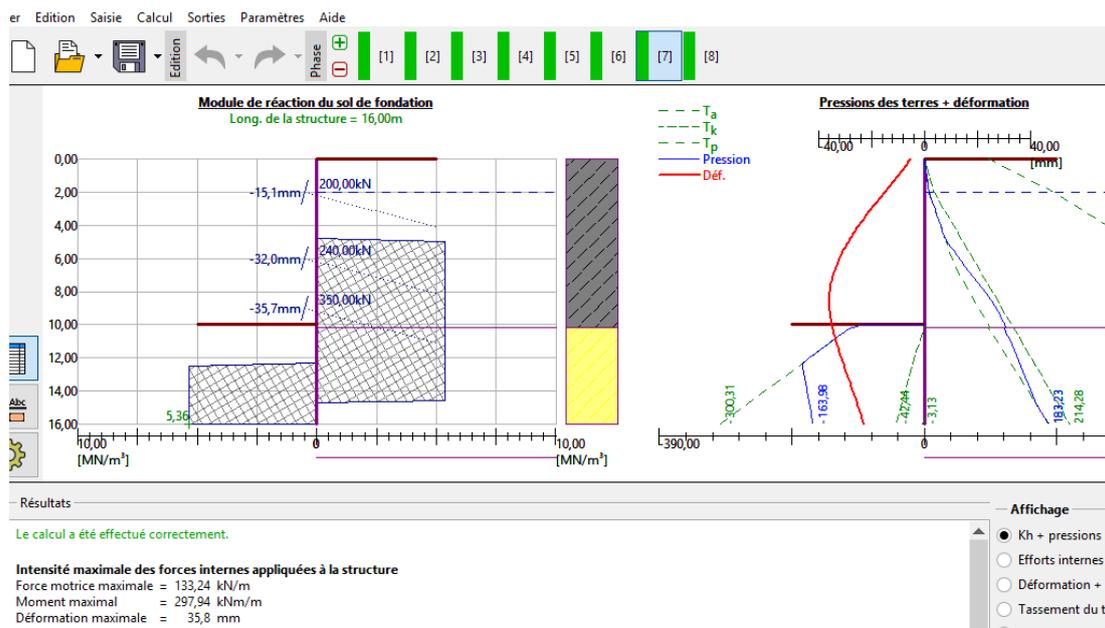


Figure 28 : Diagramme des déformations de la paroi de soutènement n°2 à l'aide du logiciel GEO 5

D'après la norme 1997-1, On observe donc une rotation relative de 2.3‰. Les déplacements de la paroi de soutènement semblent donc être admissibles.

Le logiciel peut également vérifier la stabilité interne de l'ouvrage à 10m d'excavation :

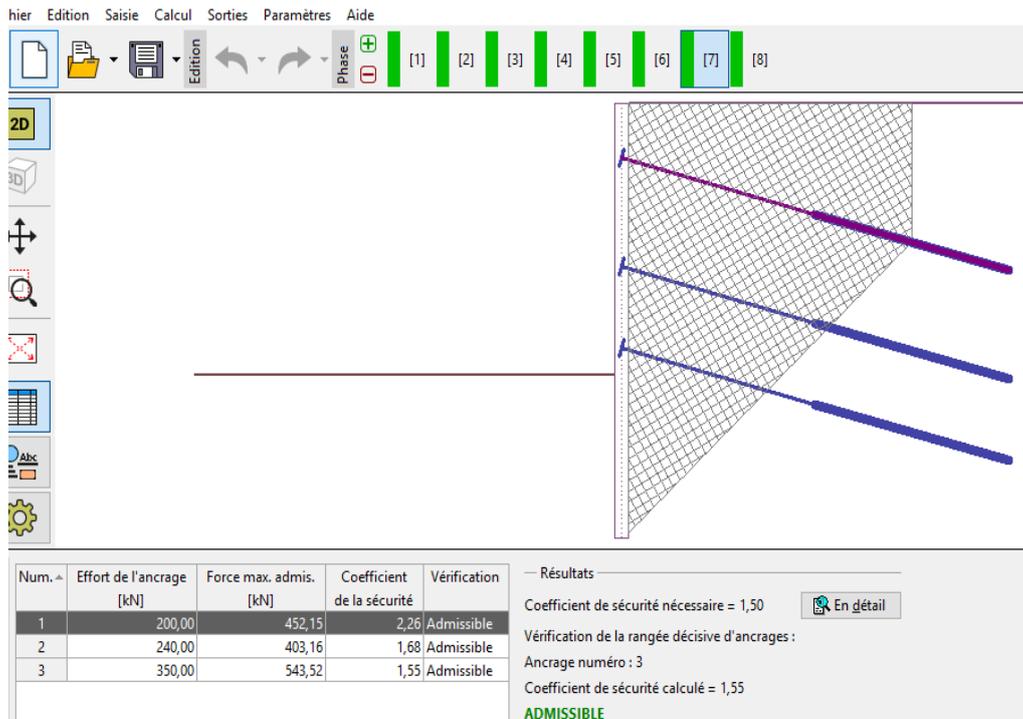


Figure 29 : Vérification de la stabilité interne de la paroi de soutènement n°2 à l'aide du logiciel GEO 5.

Le Coefficient de sécurité supérieur à 1.5 donc On constate donc que le massif de sol impacté par la mise en œuvre de la paroi de soutènement et plus particulièrement des tirants d'ancrage est stable.

Le logiciel peut également vérifier la capacité portante des ancrages :

d'ancrage	Nom	Force maximale F [kN]	Capacité portante			Utilisation [%]	Vérification
			Rupture de l'ancrage R_t [kN]	Arrachement du sol R_g [kN]	Arrachement du coulis de ciment R_c [kN]		
2,00	DYWIDAG ancrage permanent 0.6" St	200,00	520,80	392,07	389,58	51,34	Admissible
6,00	DYWIDAG ancrage permanent 0.6" St	240,00	520,80	392,07	389,58	61,60	Admissible
9,00	DYWIDAG ancrage permanent 0.6" St	350,00	520,80	392,07	389,58	89,84	Admissible

Figure 30 : résultat de la Vérification de la capacité portante des ancrages de la paroi n°2 à l'aide du GEO 5

Les résultats suivant montre que capacité portante des ancrages est admissible (Le taux de travail max est de 89%).

Le logiciel permet Vérifier la stabilité externe de l'ouvrage :

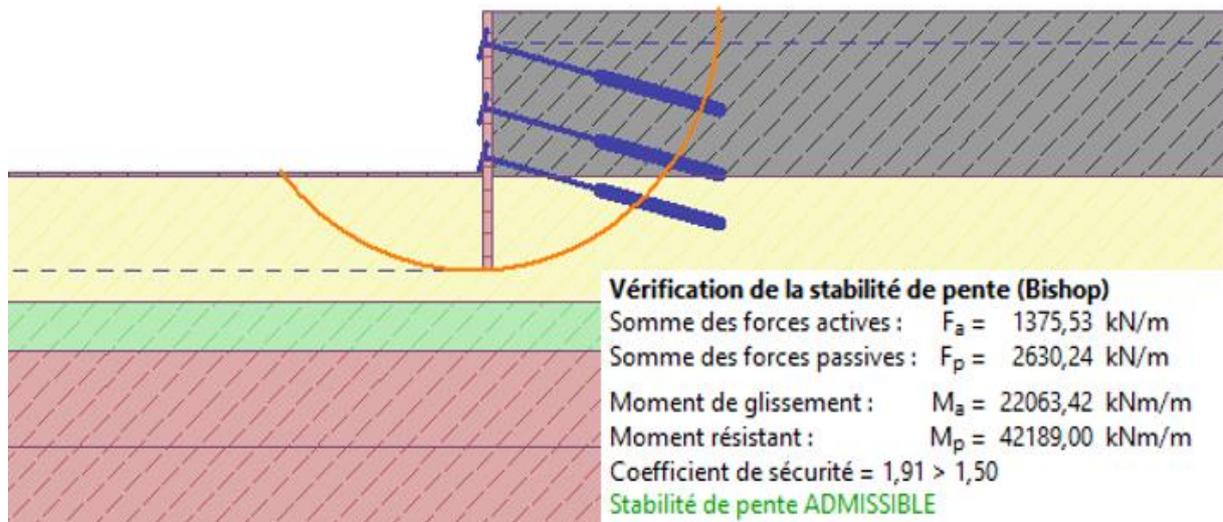


Figure 31 : Vérification de la stabilité externe de la paroi de soutènement n°2 à l'aide du logiciel GEO 5.

Cette modélisation montre que la paroi de soutènement a 10m d'excavation est stable dans ces conditions, puisque coefficient de sécurité est supérieur à 1.5.

IV.1.11.8 Phase de construction 08 :

Dans la Dernier phase de construction nous allons modifier la profondeur de fouille à la profondeur d'excavation finale (11m), Le logiciel permet également de déterminer les déformations de la paroi de soutènement.

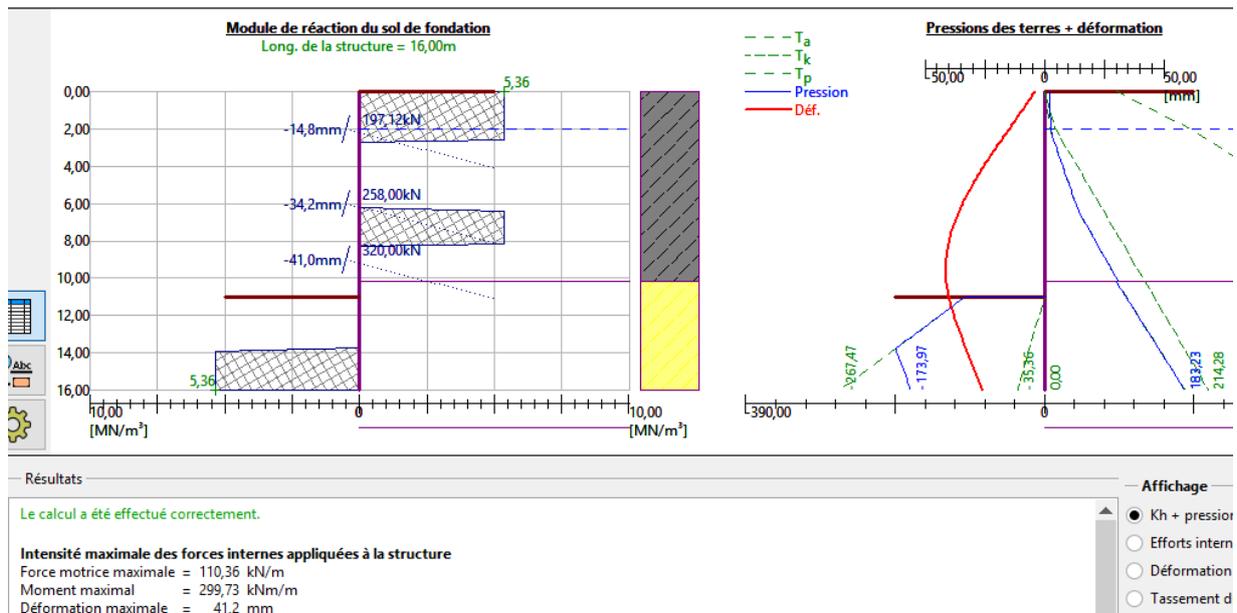


Figure 32 : Diagramme des déformations de la paroi de soutènement n°2 à l'aide du logiciel GEO 5.

D'après la norme EN 1997-1, On observe donc une rotation relative de 2.56‰. Les déplacements de la paroi de soutènement semblent donc être admissibles.

Le logiciel peut également vérifier la stabilité interne de l'ouvrage à 11m d'excavation :

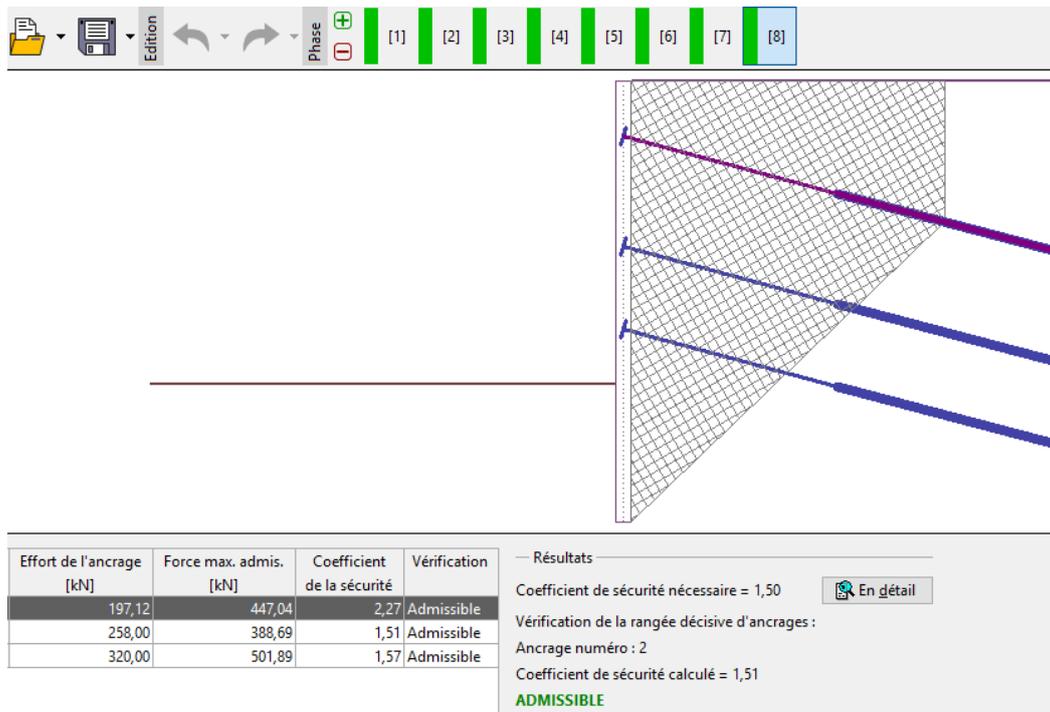


Figure 33 : Vérification de la stabilité interne de la paroi de soutènement n°2 à l'aide du logiciel GEO 5.

Coefficient de sécurité supérieur à 1.5 donc On constate donc que le massif de sol impacté par la mise en œuvre de la paroi de soutènement et plus particulièrement des tirants d’ancrage est stable.

Le logiciel peut également vérifier la capacité portante des ancrages :

Force maximale F [kN]	Rupture de l'ancrage R_t [kN]	Capacité portante		Utilisation [%]	Vérification
		Arrachement du sol R_e [kN]	Arrachement du coulis de ciment R_c [kN]		
197,12	520,80	392,07	389,58	50,60	Admissible
258,00	520,80	392,07	389,58	66,23	Admissible
320,00	520,80	392,07	389,58	82,14	Admissible

Figure 34 : résultat de la Vérification de la capacité portante des ancrages de la paroi n°2 à l'aide du GEO 5

Les résultats suivant montre que capacité portante des ancrages est admissible (Le taux de travail max est de 82%).

Le logiciel permet Vérifier la stabilité externe de l’ouvrage :

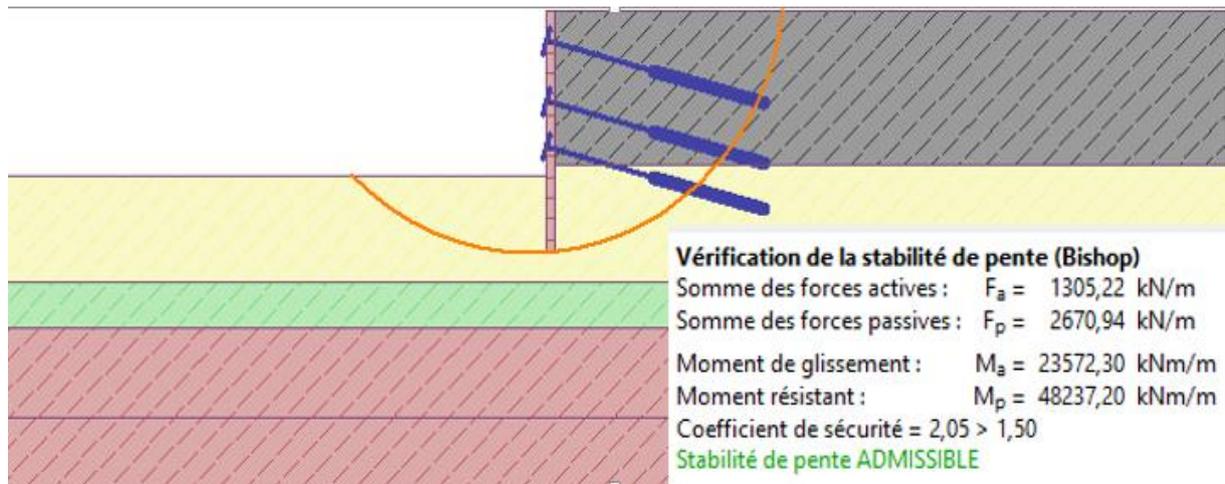


Figure 35 : Vérification de la stabilité externe de la paroi de soutènement n°2 à l'aide du logiciel GEO 5.

Cette modélisation montre que la paroi de soutènement est stable dans ces conditions, puisque seulement 48% de la résistance au glissement le long du cercle de rupture est mobilisée

Vérification du matériau et de la section transversale de la paroi :

Enfin, le logiciel vérifie également le ferrailage des pieux. Ici, il donne les résultats suivants, en considérant les aciers et le béton indiqués plus haut :

— Armature		— Résultats	
Nombre :	12,00 [pce]	<input checked="" type="checkbox"/> Arm. de cisaillement	CISAILLEMENT : ADMISSIBLE (12,6%)
Enrobage :	60,0 [mm]	Profil :	12,0 [mm]
Profil :	25,0 [mm]	Dist. :	200,0 [mm]
Profil des cales :	0,0 [mm]		FLEXION : ADMISSIBLE (14,9%)
			PRINCIPES DE CONSTR. : ADMISSIBLE (13,0%)

Figure 36 : Résultats de la vérification du ferrailage des pieux de la paroi n°2 selon le logiciel GEO 5.

Le ferrailage des pieux de la paroi de soutènement n°2 établi dans la première partie est donc validé par le logiciel.

IV.1.11.9 Conclusion

Le logiciel a donc permis de valider un certain nombre de points comme les déplacements ou les stabilités d'ensemble qu'il aurait été difficile de réaliser à la main. La paroi de soutènement n°2 est ainsi validée par le logiciel GEO 5.

IV.1.12. Béton projeté

Le béton projeté à haute résistance doit être réparti sur la membrane externe de la paroi de soutènement, pour éviter tout risque d'effondrement du sol entre les pieux et d'éliminer les risques de la déflexion dans le système de soutènement. La membrane de béton projeté fournira également une imperméabilité et empêche l'eau de circuler à travers les parois de soutènement pendant l'excavation. Le béton projeté réparti sur les parois de soutènement, sera constitué d'une

membrane de béton de 10cm d'épaisseur. Et puisque l'objectif principal de la membrane de béton projeté n'est pas de soutenir la pression latérale du sol, donc un acier minimum est recommandé pour la température et le retrait et qui doit être associé pour le mur de béton projeté, d'où on utilise un treillis métallique de 4x4T6/m.

IV.1.13 Poutre de couronnement

Les poutres de couronnement sont des poutres coulées sur la tête des pieux pour assurer une distribution adéquate de la charge entre les pieux et pour maintenir l'uniformité de la structure du système des pieux. Donc, on suppose les dimensions préliminaires de la poutre 60x60cm pour la section C-C et 80 x 80cm pour la section A-A, sachant que le ferrailage des pieux doit étendre dans la poutre d'au moins 50cm. Le ferrailage de la poutre de couronnement est effectué selon les normes européennes (Eurocode).

IV.1.14 Poutre d'appui

Les poutres d'appui sont des poutres qui peuvent être de béton ou d'acier, leur but principal est de transformer les charges d'ancrage concentrées en une charge uniformément répartie tout au long de la paroi de soutènement. Ainsi, les poutres en béton sont avantageuses en ce qui concerne l'adhésion et le transfert de charge, tandis que les poutres d'acier nécessitent un mur plâtré, mais sont beaucoup plus faciles à construire et peuvent être enlevées et réutilisées à la fin de la construction de la structure. Le ferrailage de la poutre d'appui est effectué selon les normes européennes (Eurocode). Dans notre cas on a utilisée des poutres d'appuis en béton.

IV.1.15 Conclusion

Dans ce chapitre, on a fait une modélisation analytique et numérique d'un écran de soutènement par des pieux espacés associés à une couche de béton projeté avec plusieurs lits de tirants d'ancrage Avec une nappe phréatique a 2m. Dans les deux cas, Le logiciel a donc permis de valider un certain nombre de points comme les déplacements ou les stabilités d'ensemble qu'il aurait été difficile de réaliser à la main.

CHAPITRE V :
Rabatement de la nappe phréatique.

V.1. Généralités

La réalisation d'excavation d'un terrain avec une nappe peu profonde, implique de rabattre la nappe par pompage afin de pouvoir réaliser hors d'eau la fondation et les sous-sols. Donc, le choix de la méthode de rabattement est souvent directement lié aux caractéristiques dimensionnelles de l'ouvrage et aussi à la nature de la géologie et des aquifères rencontrées, c'est pour cela qu'il faut mener pour chaque chantier une étude approfondie des conditions dans lesquelles le captage de l'eau sera effectué.

D'où dans les terrains aquifères, les fouilles posent trois types de problèmes : débit d'épuisement, stabilité du fond de la fouille et stabilité des constructions environnantes.

Alors, les différentes techniques disponibles de rabattement de la nappe phréatique seront présentées ci-dessous. Dans ces études plusieurs paramètres sont à prendre en compte afin de déterminer les moyens de mise en œuvre, et de choisir la technique la plus adéquate de rabattement de la nappe phréatique.

Il est cependant nécessaire de s'inquiéter des effets possibles du drainage sur la solidité des terrains et des immeubles avoisinantes. Dans les régions où le sous-sol est compressible, l'abaissement du niveau hydrostatique peut entraîner un affaissement important du sol et des constructions qui y sont assises.

Enfin, les techniques de rabattement de la nappe phréatique sont classées en deux méthodes principales. On présentera en premier lieu une description générale de chaque méthode pour aller ensuite plus profondément dans les caractéristiques techniques de chaque méthode ainsi que le choix de la méthode convenable.

V.2. Description des techniques de rabattement de la nappe phréatique

V.2.1 Les épuisements

La mise en œuvre de ce procédé demande le minimum de moyens, il consiste à laisser l'eau s'infiltrer dans la fouille, puis elle est canalisée dans des rigoles en légère pente vers des puisards dont le nombre et les dimensions sont déterminés en fonction du volume de la fouille et du débit des arrivées. Des pompes placées dans les puisards au fond de la fouille vont pomper l'eau et l'évacuer vers l'extérieur, en général on utilise des pompes électriques à gros débit et qui travaillent sous de grandes hauteurs manométriques (Figure IV-1).



Figure V-1 : Les épuisements

Ces pompes sont équipées d'un détecteur qui va commander automatiquement la mise en marche de la pompe suivant les variations du niveau de l'eau dans les puisards. En plus, le débit de ces pompes doit être largement calculé pour qu'elles restent efficaces dans le cas de venue accidentelle d'eau.

V.2.2 Rabattement par pompages

Le rabattement par pompages consiste avant d'exécuter la fouille à réaliser un abaissement du niveau de la nappe jusqu'à un niveau inférieur à celui des fondations et cela permettra de travailler à sec, une fois que la fondation est réalisée la nappe pourra reprendre son niveau naturel. Le pompage doit être assuré en permanence jusqu'à la fin des travaux dans l'excavation. Deux procédés de pompage, différents par le matériel et la mise en œuvre sont employés :

- Le rabattement de la nappe par puits filtrants.
- Le rabattement de la nappe par pointes filtrantes

V.2.2.1 Le rabattement de la nappe par puits filtrants :

Les puits filtrant nécessitent l'exécution d'un forage, ils sont répartis à l'extérieur sur le périmètre de la fouille future et à faible distance des parois. Dès la perforation terminée, le forage est équipé de tubes PVC crépines sur la partie basse, l'espace annulaire entre le PVC et le forage est rempli avec du gravier calibre qui facilite le captage d'eau tout en évitant l'entraînement des fines. Dans chaque puits est immergé un groupe électropompe, des collecteurs recueillent à la surface l'eau pompée et l'évacue à distance de la zone à assécher. Les forages doivent être assez profonds et rapprochés pour que la nappe soit rabattue en dessous du niveau de la plate-forme du terrassement futur, le pompage peut s'effectuer jusqu'à 50m de profondeur avec les pompes actuelles (Figure IV-2).



Figure V-2 : Rabattement par puits

V.2.2.2 Le rabattement de la nappe par pointes filtrantes :

Elle a pour but d'abaisser le niveau de la nappe phréatique à l'intérieur du fond de la fouille. On installe des pointes filtrantes le long et autour de la fouille, on enfonce ces tubes dans le sol en rang assez serrée à l'entour de la futur fouille, puis on les relie par des tuyaux collecteurs à un système de pompage convenable. Une pointe filtrante se présente sous la forme d'un corps de pompe cylindrique d'environ 1m de longueur pour un diamètre de 8cm prolongée par un tube d'acier ou de PVC de 4 à 5cm de diamètre et long de plus de 7m, d'où la hauteur de rabattement obtenue est faible ce qui exige d'opérer par paliers alternés de rabattement et de terrassement. Une partie du corps est crépine et sert au pompage de l'eau, la partie inférieure permet au contraire le lançage d'eau sous pression, ainsi la pointe doit être à 1.5m au moins sous la nappe et la perméabilité du terrain doit être bonne à ce niveau. Les pointes sont ensuite reliées à un collecteur d'aspiration et l'eau pompée est évacuée à distance. Les rabattements par pointes filtrantes conviennent particulièrement aux terrains de perméabilité moyenne à faible, dans lesquels le lançage est possible (Figure V-3).



Figure V-3 : Rabattement par pointes filtrantes

V.3. Etude de cas

V.3.1 Situation du projet

Notre projet comprend une excavation profonde de 11m sur une parcelle de terrain de 2307,00m², l'excavation sera effectuée en utilisant des pelles hydrauliques se déplaçant sur des roues à chaîne.

Le système de soutènement proposé ci-dessus est une combinaison de pieux, tirants d'ancrage et de béton projeté pour maintenir la stabilité globale de l'excavation.

Alors, l'étude suivante sera faite à cause de la présence d'une nappe phréatique à un niveau de 2m sous la surface du sol et sur la nécessité d'assurer des conditions appropriées pour l'excavation et les travaux de constructions ultérieurs.

V.3.2. Le choix de la méthode de rabattement de la nappe phréatique

Après avoir présenté les méthodes disponibles de rabattement de la nappe et développé toutes les informations nécessaires relatives à ce projet, nous allons discuter d'une façon plus détaillée chaque méthode de rabattement, ainsi que ses avantages et ses inconvénients et les critères favorisant chacune de ses méthodes. Enfin, un système de rabattement de la nappe phréatique sera sélectionné et conçu ultérieurement.

Le rabattement par pompages : Sachant que le rabattement par pompages est un procédé plus coûteux que le simple épuisement, mais il est parfois le plus possible en particulier, lorsque le terrain est de nature à entraîner des phénomènes de de renard, et lorsque la hauteur de la nappe à abaisser est importante.

Bien que certains facteurs énumérés ci-dessus pourraient répondre à nos exigences, par contre on remarque que le rabattement par puits filtrants est mauvais dans un sol argileux et qui est notre cas d'étude, ainsi le rabattement par pointes filtrantes, ce qui la rend défavorable est le niveau élevé de la nappe phréatique, sachant que dans ce projet la nappe phréatique a été

rencontrée à 2m sous la surface du sol et comme le niveau de la fondation se trouve à 11m ce qui rend très difficile d'abaisser la nappe phréatique en utilisant la méthode des pointes filtrants et en plus elle exige beaucoup du temps car elle doit être exécutée suivant plusieurs étapes. Par conséquent, cette méthode de rabattement par pompages n'est pas valable pour la conception de notre système de rabattement.

V.3.4 Les épaissements :

Le principal inconvénient de l'épuisement est représenté par le comportement du sol (Figure IV-4), l'eau circule librement sur le sol d'excavation et ça risque de provoquer la liquéfaction des sols, cela nécessite certainement une attention particulière en ce qui concerne la construction des fondations. Également, ce mauvais sol sursaturé sera inutilisable pour les travaux de remblayage et cela exige de le transporter vers un puits externe. Mais dans notre cas d'étude le sol qui se trouve à -11m est du limon noir d'où on n'a pas le problème d'un sol sursaturé réutilisable.



Figure V-4 : Exemple d'épuisement

D'où cette méthode reste la moins chère et n'a pas besoin d'un personnel qualifié pour la construire, exécuter et maintenir. Alors, la méthode d'épuisement sera très recommandée.

Donc le seul problème restant sera d'assurer des plateformes suffisantes pour une installation appropriée des ancrages puisque l'appareil de forage entraîne des problèmes avec le déplacement sur le sol liquéfié.

Par suite, le système de soutènement proposé consiste à installer des pieux à la surface du sol avec trois lits d'ancrages situés à 2m, 6m et 9m sous la surface du sol, et comme le niveau de la nappe phréatique est à 2m sous la surface du sol donc la première plateforme nécessaire pour l'installation du 1^{er} rang d'ancrage sera situé en dessus de la nappe phréatique (Figure IV-5). Donc, dans ce cas l'épuisement est le système de rabattement le plus recommandé.

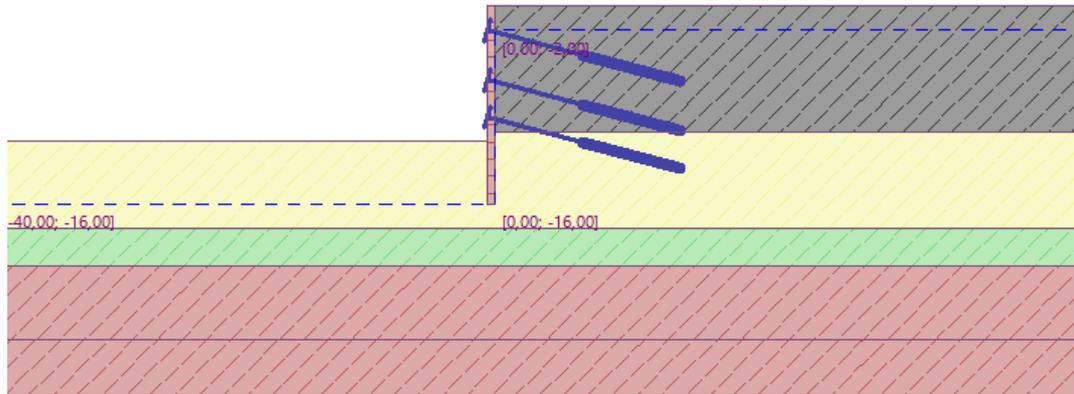


Figure V-5 :– Plateforme pour l’installation d’ancrage – 1ème rang à l’aide du GEO5

Également, on note que puisque le système de soutènement choisi est imperméable grâce au béton projeté et au système de drainage, donc la seule façon dont l’eau peut encore circuler dans le site est à travers le sol excavé, ce qui est facile à contrôler

V.3.5 Conception du système de pompage

La forme géométrique du site recommande au moins 3 puits pour le pompage, d’où la surface d’influence de chaque pompe doit être conçue pour qu’ils puissent couvrir toute la surface de la fouille en prenant en considération que les puits soient identiques ainsi que ses surfaces d’influence comme indiqué dans la Figure V-12.

On note également que la dernière étape de l’excavation sera faite de façon à guider l’eau au puits le plus proche des trois zones

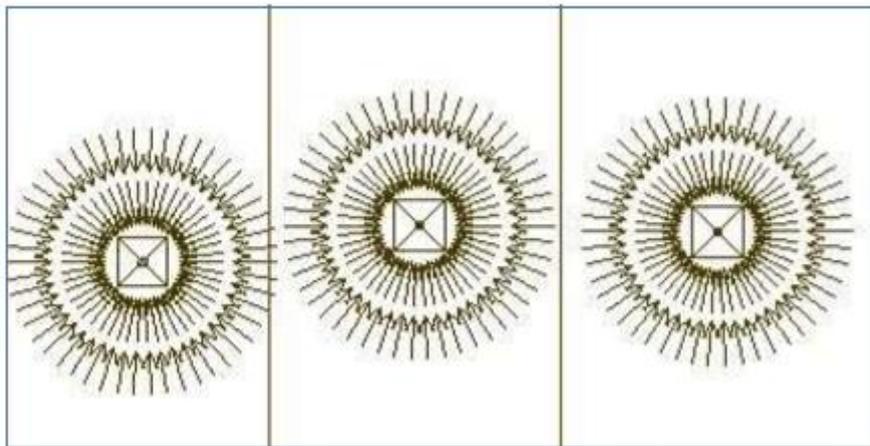


Figure IV-12 : Localisation des puits

Puisque l’évacuation de l’eau de l’excavation a été estimée par le bureau d’étude est égale à 18.9m³/h, et comme cette eau sera divisée uniformément sur trois puits à peu près, ainsi que les pompes les plus utilisées et un taux de pompage maximum de 20m³/h (Annexe G), donc on propose de fonctionner les pompes pendant un maximum 15 – 20 minutes successive d’où on peut estimer la capacité des puits pour être :

$$18.9/3 = 6.3\text{m}^3$$

Cela signifie que les puits peut être 2.5 x 2.5m ayant une hauteur de 1m et qui donne un volume total de 6.25m³, alors les pompes peut fonctionner pendant 19 minutes par heure pour pomper toute l'eau retenue dans les puits.

Un forage supplémentaire devrait être fait au centre de chaque puits permettant l'installation d'une pompe verticale. En plus, des détecteurs câblés au centre de contrôle de la pompe devraient être installés au sommet et au fond de chaque puits pour surveiller la démarche de la pompe.

L'énergie électrique et l'alimentation électrique de secours doivent être disponibles pendant toute la durée du rabattement de la nappe phréatique.

La Figure IV-13 montre l'aspect géométrique des puits y compris les pompes et l'emplacement des détecteurs

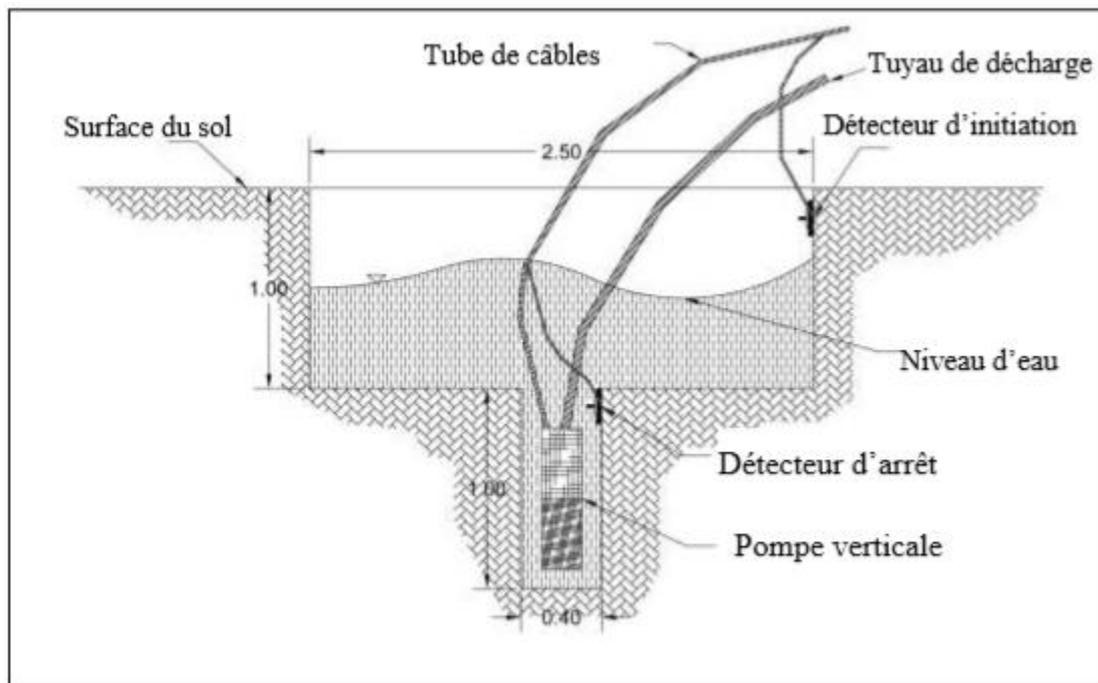


Figure V-13 : Section du puits de drainage

Conclusion générale

En permettant de limiter l'emprise des fouilles, les écrans de soutènement sont incontournables dans le domaine du génie civil et du bâtiment. Le domaine d'utilisation des écrans de soutènement est très large. D'où ce mémoire a voulu exposer si les écrans de soutènement de type poids sont bien adaptés au soutènement des remblais, ainsi que les techniques de rabattement de la nappe phréatique, au travers de la norme européenne et en utilisant les logiciels géotechniques GEO5.

Les méthodes de dimensionnement des écrans de soutènement reposent actuellement sur diverses règles de calcul. Les méthodes numériques présentent l'avantage de prendre en compte de manière plus précise le comportement du sol et de l'interface sol-paroi, elles permettent de représenter les interactions du mur de soutènement avec le sol, et donnent des estimations sur les déformations et déplacements.

À partir du calcul manuel (Méthode ..) et à l'aide de la conception (logiciel GEO5), qui donnent des résultats relativement proche ce qui confirme la consistance de la conception, on a calculé les dimensions des pieux (100 cm, 80 cm), des tirants d'ancrages, des poutres de couronnement et d'appui utilisés dans ce système de soutènement.

Ainsi, comme le sol étudié est de caractéristiques médiocres, et à cause de la présence d'une nappe phréatique à un niveau élevé de 2 m, on a proposé la méthode des épaissements pour rabattre la nappe phréatique.

Références bibliographiques

- [1] GCI315- MÉCANIQUE DES SOLS II, Reconnaissance et explorations des sols, chapitre 2, Sherbrooke, 2002.
- [2] MAHAMADOU IDRISSE, Recherche de corrélations entre essais au pressiomètre et au pénétromètre, Master 2 Professionnel génie option Hydrosol, 2008.
- [3] MÉCANIQUE DES SOLS II, Essais et mesures in situ, chapitre 3, PDF.
- [4] PIERRE ROSSI, LUDOVIC GAVOIS, GUY RAOUL, Assises des vallées compressibles Approches géologique et géotechnique, Terrassement, c5363, 22/9/ 2008, PDF.
- [5] POLYMTL, Quelques essais de laboratoire et in-situ, Présentation essais, chapitre 10, PDF.
- [6] NITNESSMEC, LCPC, Essais de laboratoires et en place de mécanique des sols, Aide-mémoire, Juin 1973.
- [7] REVUE FRANCAISE DE GEOTECHNIQUE, Etude géotechnique et reconnaissance des sols, Projet de DTU.
- [8] J. LEGRAN D F. SCHLOSSE R, Bulletin de liaison laboratoires routiers, Hydraulique des sols, Novembre 1968.
- [9] HOUTI F.B, Chapitre 6 les principaux moyens de reconnaissance, PDF.
- [10] H.JOSSEAUME, Essai de pompage, 39-40 p, PDF.
- [11] INNOGEO, Sismique réfraction, étude de la structure géologie sous-sol, fiche technique, PDF.
- [12] UNI BISKRA, Différents types de murs de soutènements, chapitre 01, 2001, pdf.
- [13] CNAM, Cours procédés généraux de construction, 2012.
- [14] Carrupt, M. (2011). Soutènement de parois berlinoises. Rapport technique / domaine des travaux spéciaux. Suisse.
- [15] Centre Scientifique et Technique de la Construction. (2012). Parois berlinoises de type 1 : blindage mis en place en cours d'excavation. Belgique.
- [16] LUC DELATTRE, BULLETIN DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSÉES, Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement, La modélisation des écrans de soutènement par la méthode des éléments finis, Septembre – Octobre 2001, PDF.
- [17] Soletanche Bachy.(s.d.). Tirants d'ancrage. Récupéré sur Soletanche Bachy : www.soletanchebachy.com/sbf/sbf.nsf/technique/tirants-d-ancrage.
- [18] Smet Group. (s.d). Tirants d'ancrage. Technique. Belgique.

[19] les paramètres en jeu PDF

[20] Sonja MARTEN (Étude expérimentale et méthodologique sur le comportement des écrans de ...)

La norme EN 1997-1 : autrement dénommée Eurocode 7 (2.4 Dimensionnement géotechnique)

Annexes

Annexe A

CLIENT: EURL Centre des affaires HAMZA

DATE :Aout 2018

N° DOSSIER: 10-18-0023

LIEU : BOUMAATI

SONDAGE N°01

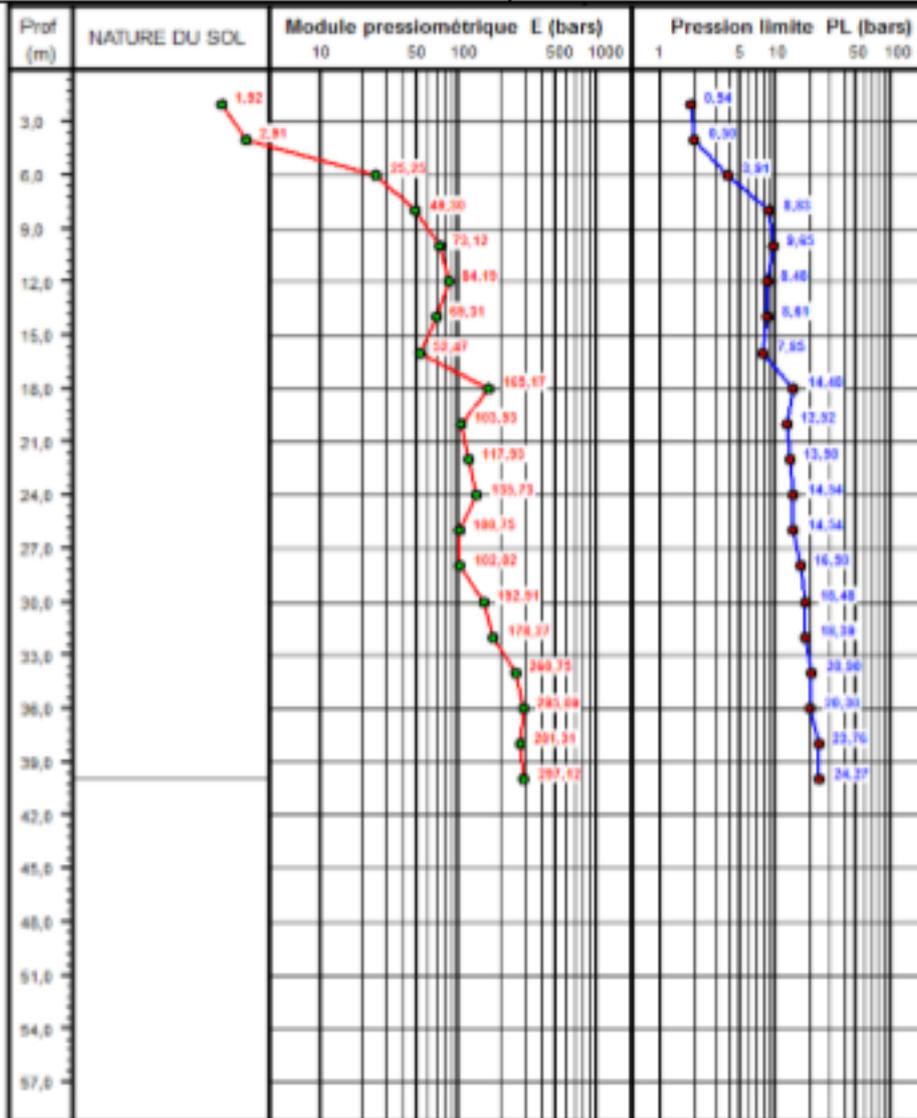
Echelle en m		Diametre et type d'outillage			Carottage nature prélèvement %				COUPE	DESCRIPTION — Echantillon paraffiné	ETAGE
cm	Prof (cm)	sub	Flats	Standard	10	11	12	13			
	2									Remblai Hétérogène à dominante de tout venant d'oued avec fragment de brique	
	4										
	6										
	8										
	10									10.20m	
	12									Limon noir très plastique alternant des passages vaseux et des passages cohérents	
	14										
	16									18.0m	
	18									Passage alluvionnaire à prédominance de cailloux et galets, matrice argileuse jaunâtre	
	20									21.0m	
	22									Argile limoneuse grise, dense et cohérent	
	24										
	26									27.0m	
	28									Sables moyennement consolidé, fin passage gréseux en petit bancs décimétriques	
	30										
	32									36.0m	
	34									37.0m Blocs de grès	
	36									39.0m sable argileux à galets	
	38									Argile marneuse à blocs	
	40									40.0	
	42									Sables argileux avec passage de grès (41 - 42m)	
	44										
	46										
	48										
	50										
	52										
	54										
	56										
	58										
	60										
	62										
	64										
	65									Fin de Sondage 65.0m	



SONDAGE PRESSIOMETRIQUE MENARD

Cliant: EURL Centre des affaires HAMZA
Fndroit : El Hamach

Date d'essai : aout 2018
N° Dossier : 10.18.0073

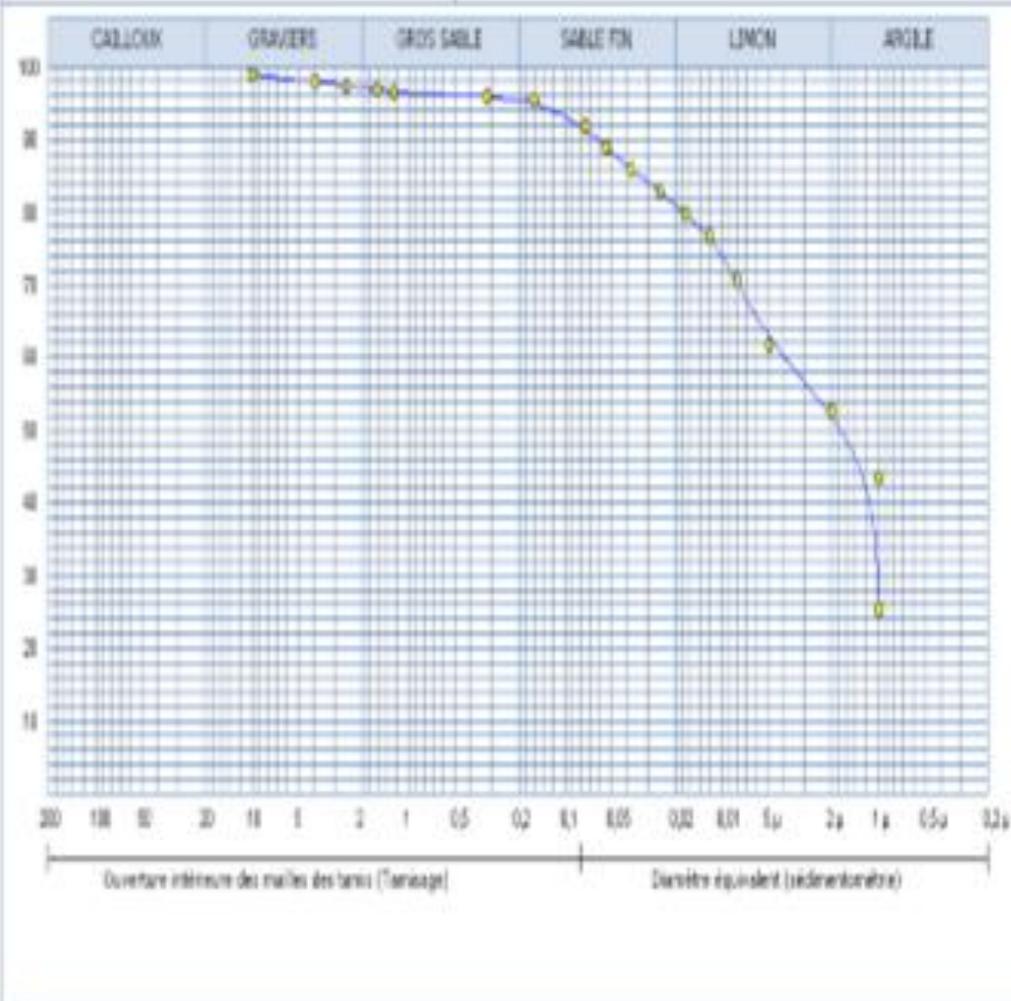


Projet : CENTRE COMMERCIAL EN RA54250US/BOL BOUMTI
CLIENT :
Localisation : BOUMTI EL HARRACH
Date essai :

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Selon NFP 94-058

—●— DC EL: 25.05.2040



Projet : CENTRE COMMERCIAL EN R+5+2SOUS SOL BOUNATI

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

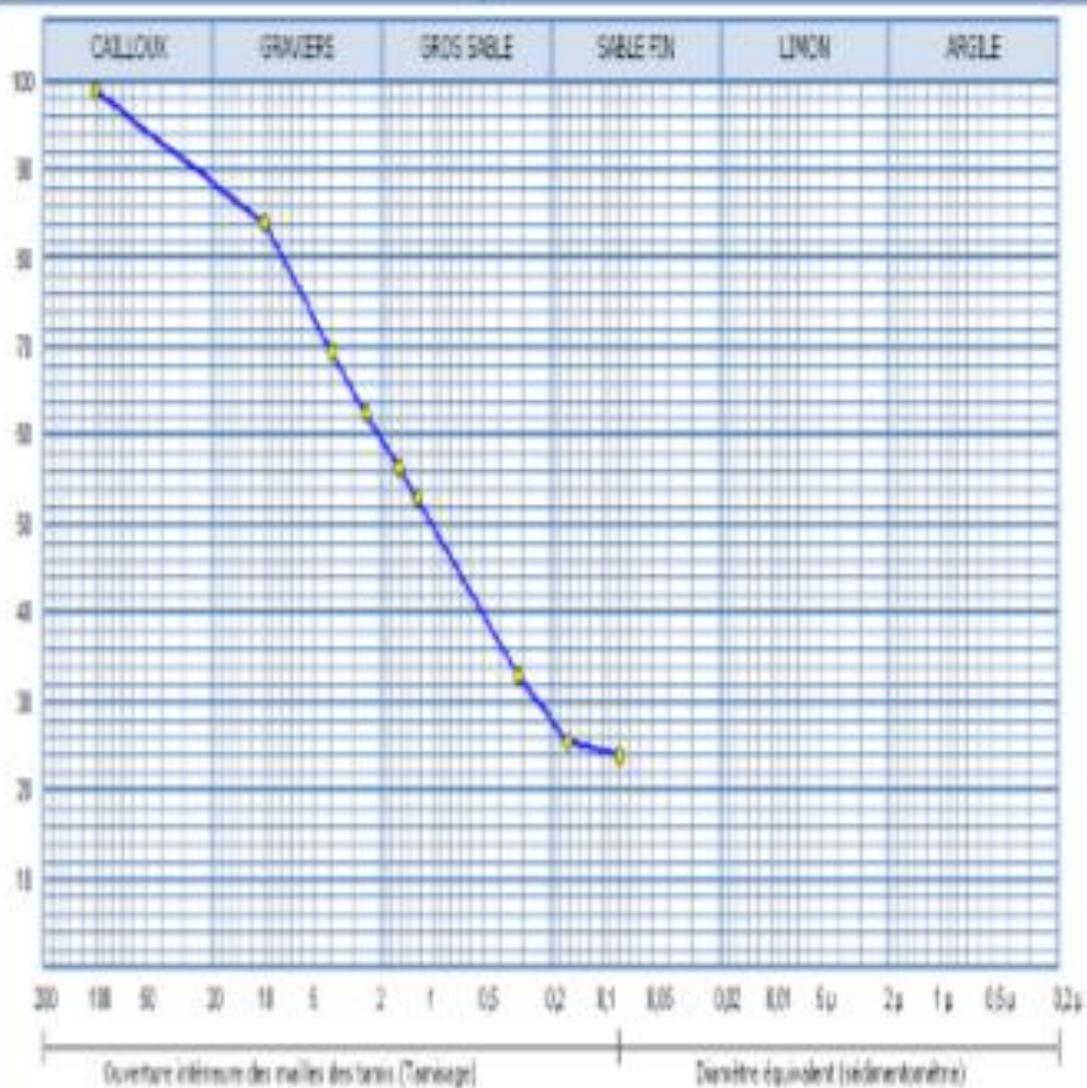
Selon NFP 94-056

CLIENT :

Localisation : BOUNATI EL HARRACH

—●— SC 01: 19.70-01.80

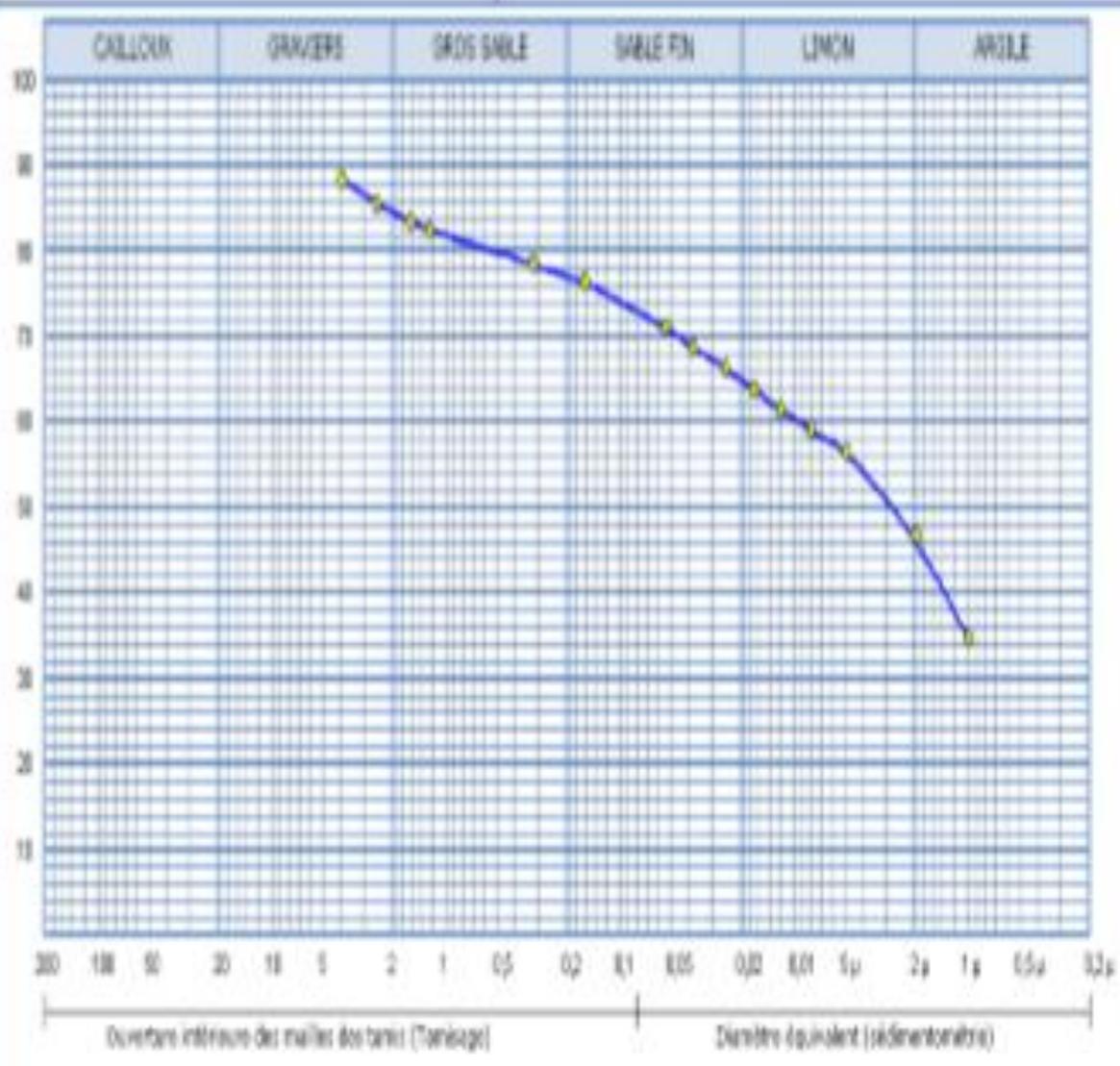
Date essai :



Projet : CENTRE COMMERCIAL EN 4+5+250.6/DC/CL BOUNATI
 CLIENT :
 Localisation : BOUNATI EL HARRACH
 Date essai :

ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-058

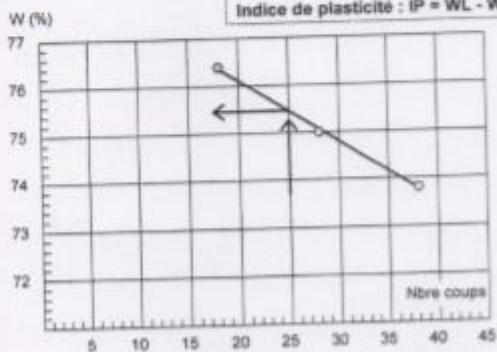
—●— DC EL 17.78-18.80



LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : CENTRE COMMERCIAL EN R+5 +2SOUS/SOL-BOUMRef : SC 01RRACH
 N° Dossier : Profondeur : 26.00-26.40
 Lieu : BOUMATI Nature :
 Client : Date essais :

Indice de plasticité : $IP = WL - WP = 40,49\%$

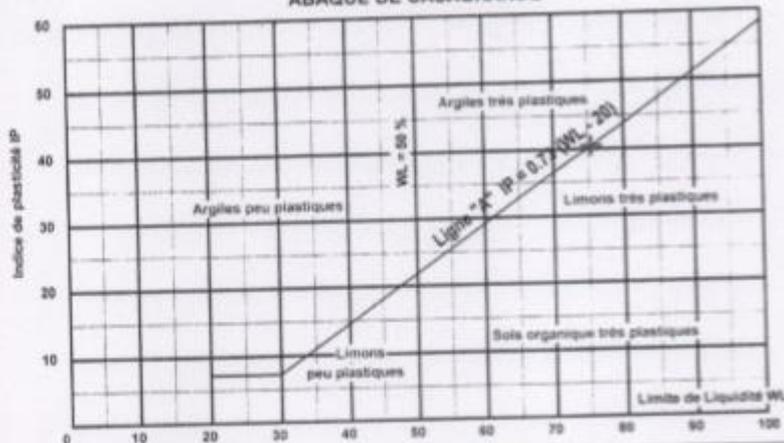


Essai N°	W (%)
1	35
2	35,2
3	34,7

Limite de Plasticité
WP = 34,97 %

Limite de Liquidité (WL) = 75,46 %

ABAQUE DE CASAGRANDE

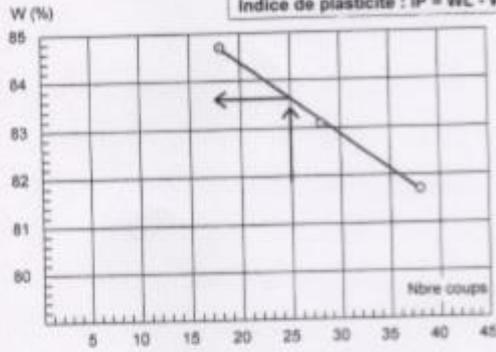


RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : CENTRE COMMERCIAL EN R+5 +2SOUS/SOL-BOU/Ref : SC 1ARRACH
 N° Dossier : Profondeur : 19.70-20.00
 Lieu : BOUMATI Nature :
 Client : Date essais :

Indice de plasticité : $IP = WL - WP = 47,62\%$

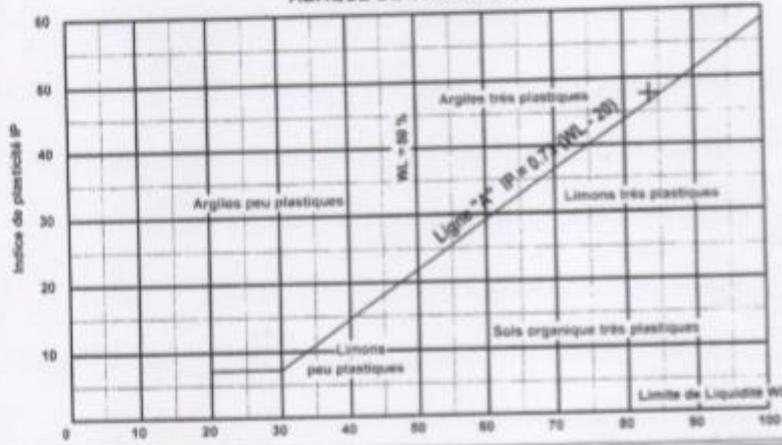


Essai N°	W (%)
1	35,8
2	35,9
3	36,3

Limite de Plasticité
 $WP = 36,0\%$

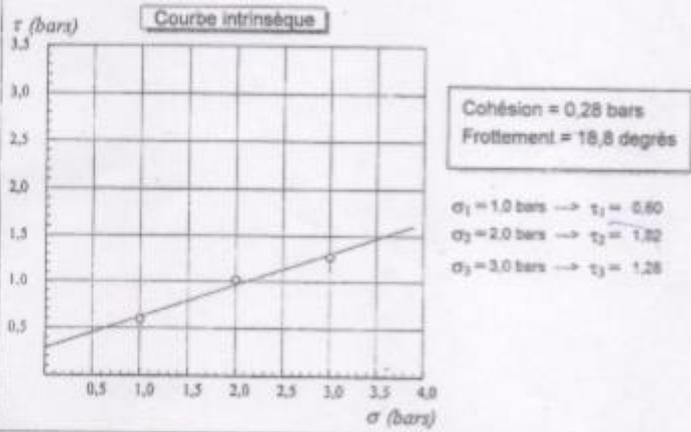
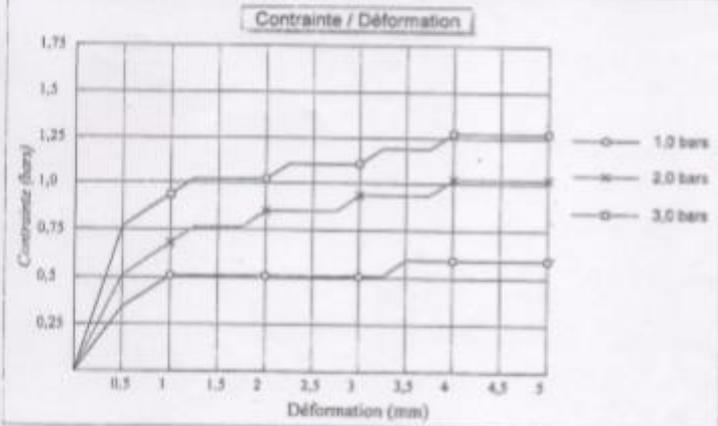
Limite de Liquidité (WL) = 83,62 %

ABAQUE DE CASAGRANDE



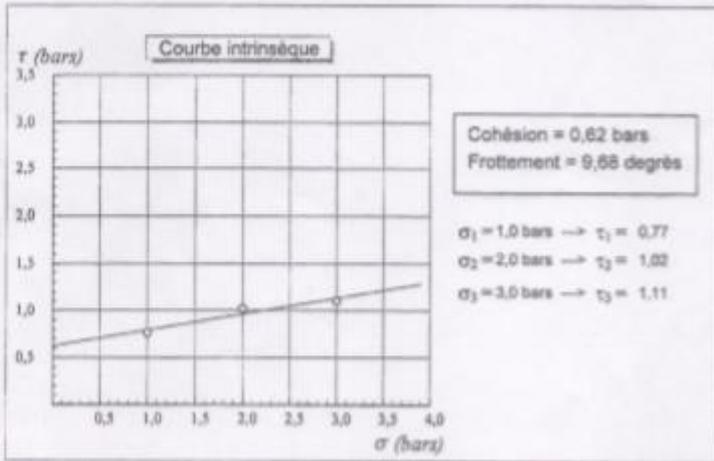
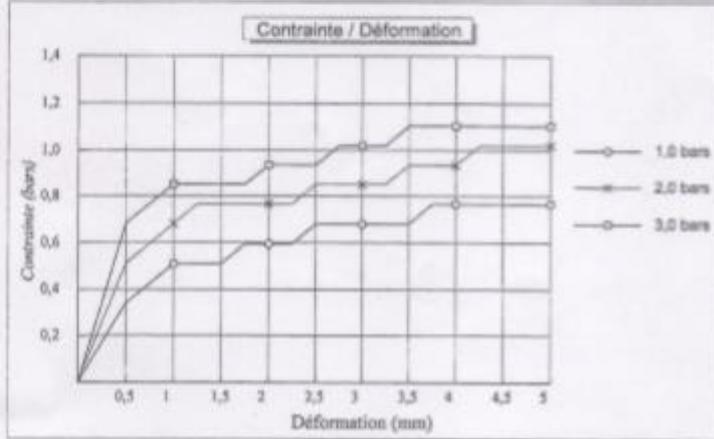
RAPPORT D'ESSAI
ESSAI DE CISAILEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : CENTRE COMMERCIAL BOUMAATI EN R	Type d'essai : UJ
Dossier N° : 25/2018	Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
N° Sond : SC 01	Date début essais : 2018
Prof : 2.40-2.80	Date fin essais : 2018
Nature sol :	



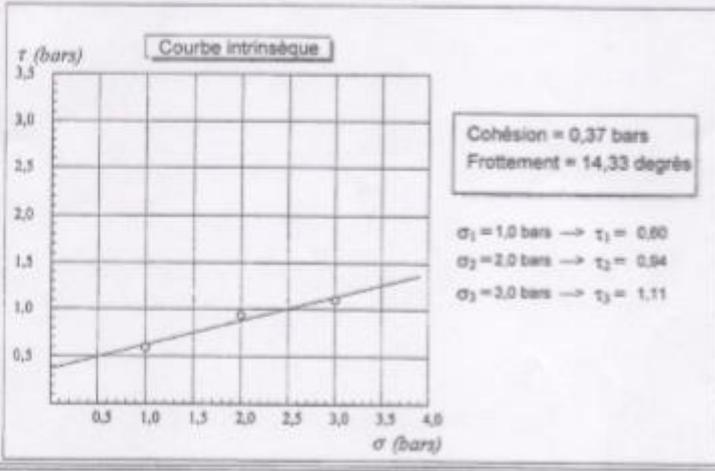
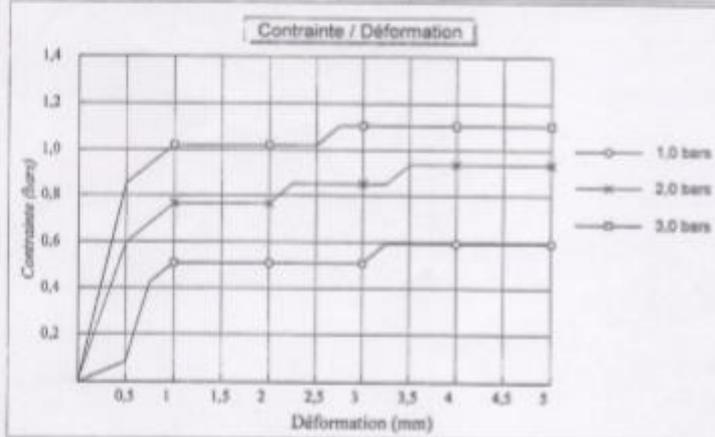
RAPPORT D'ESSAI
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : CENTRE COMMERCIAL BOUMAATI EN R	Type d'essai : UU
Dossier N° : 25/2018	Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
N° Sond : SC 01	Date début essais : 2018
Prof : 4.70-5.00	Date fin essais : 2018
Nature sol :	



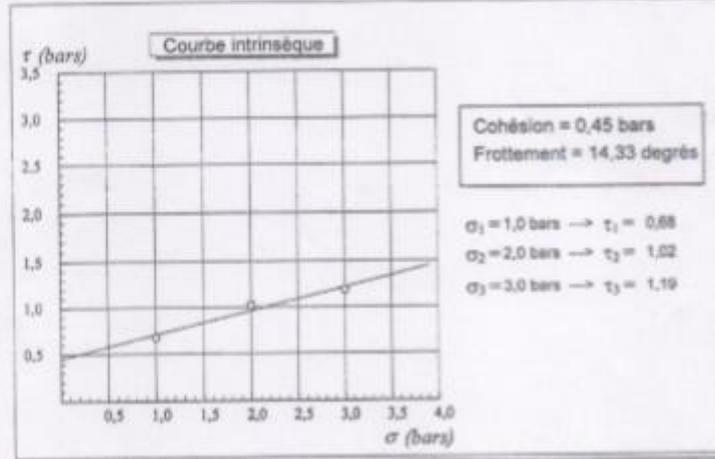
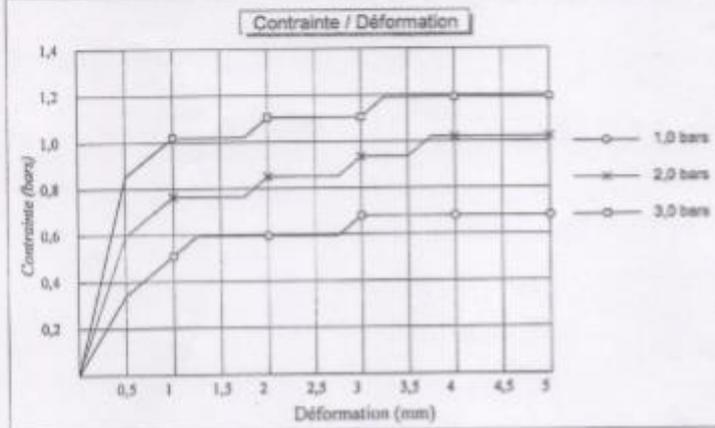
RAPPORT D'ESSAI
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : CENTRE COMMERCIAL BOUMAATI EN R	Type d'essai : UU
Dossier N° : 25/2018	Vitesse de cisaillement : 1 mm/min
N° Sond : SC 01	Date début essais : 2018
Prof : 17.70-18.00	Date fin essais : 2018
Nature sol :	



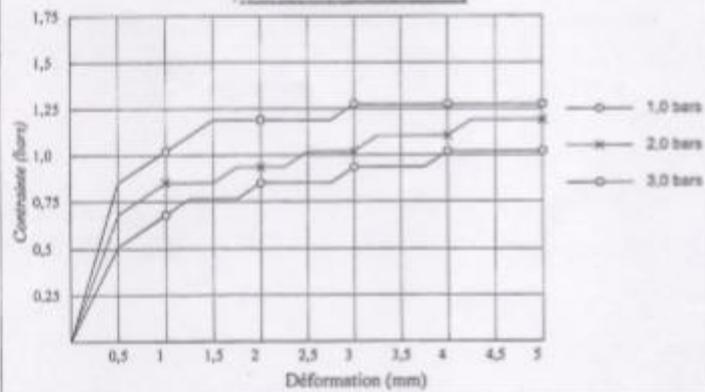
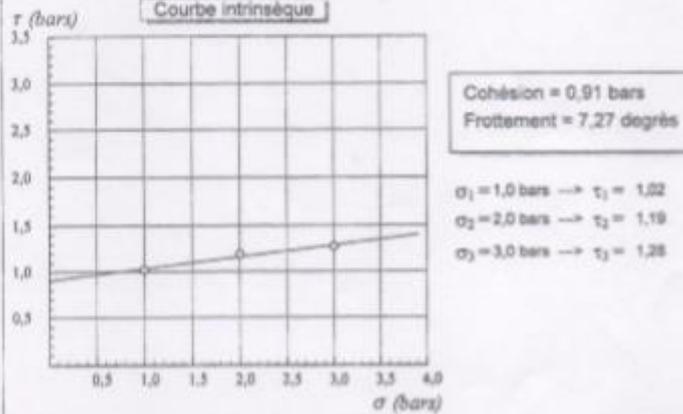
RAPPORT D'ESSAI
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : CENTRE COMMERCIAL BOUMAATI EN Dossier N° : 25/2018 N° Sond : SC 01 Prof : 21.00-21.40 Nature sol :	R-Type d'essai : UU Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn Date début essais : 2018 Date fin essais : 2018
--	--



RAPPORT D'ESSAI
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

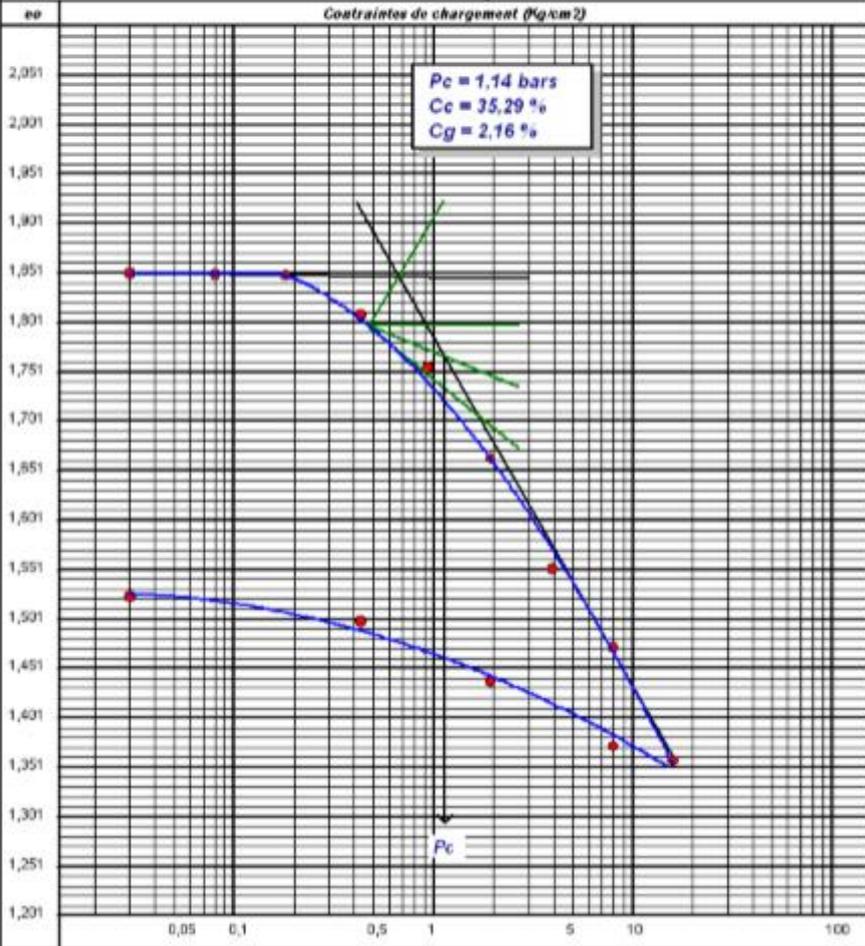
Etude : CENTRE COMMERCIAL BOUMAATI EN R Type d'essai : UU
 Dossier N° : 25/2018 Vitesse de cisaillement : 1 mm/min
 N° Sond : SC 01 Date début essais : 2018
 Prof : 26.00-26.40 Date fin essais : 2018
 Nature sol :

Contrainte / Déformation

Courbe intrinsèque


RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude : CENTRE COMMERCIAL EN R+5+2SOUS/SOL BOUMATI	Réf. Sondage : SC 01
N° Dossier :	Profondeur : 14,70-15,00
Lieu : BOUMATI-EL HARRACH	Date essais :
Client :	Nature :

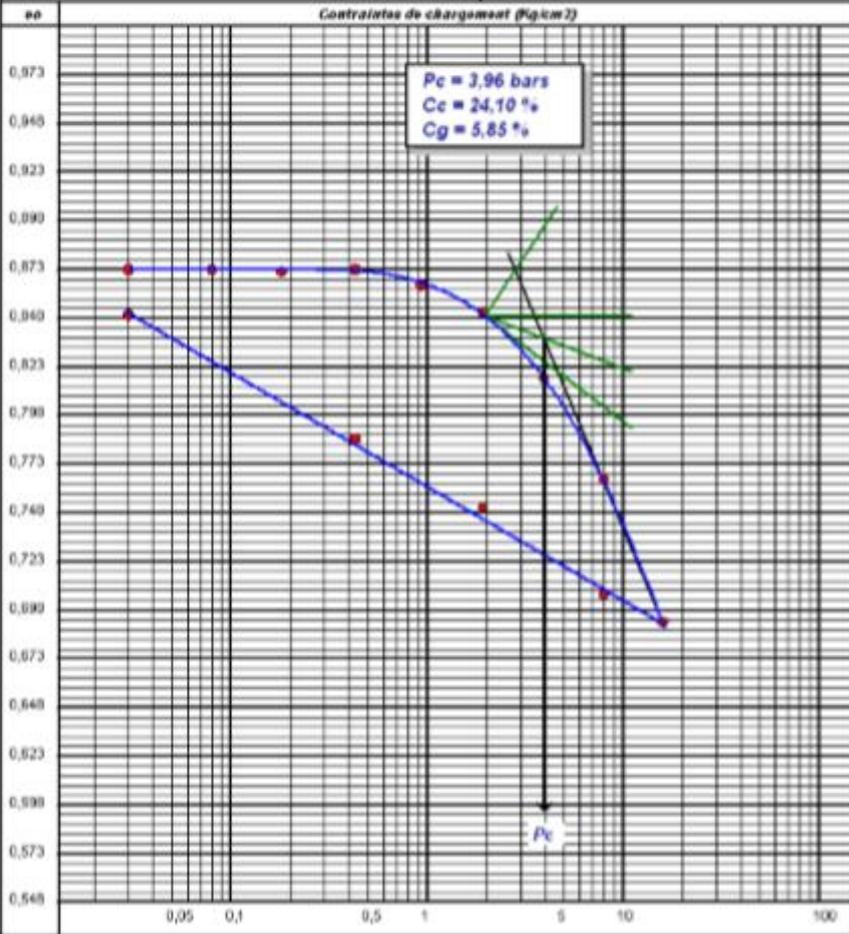


RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude : CENTRE COMMERCIAL EN R+5-2SOUS-SOL BOUMATI
 N° Dossier :
 Lieu : BOUMATI-EL HARRACH
 Client :

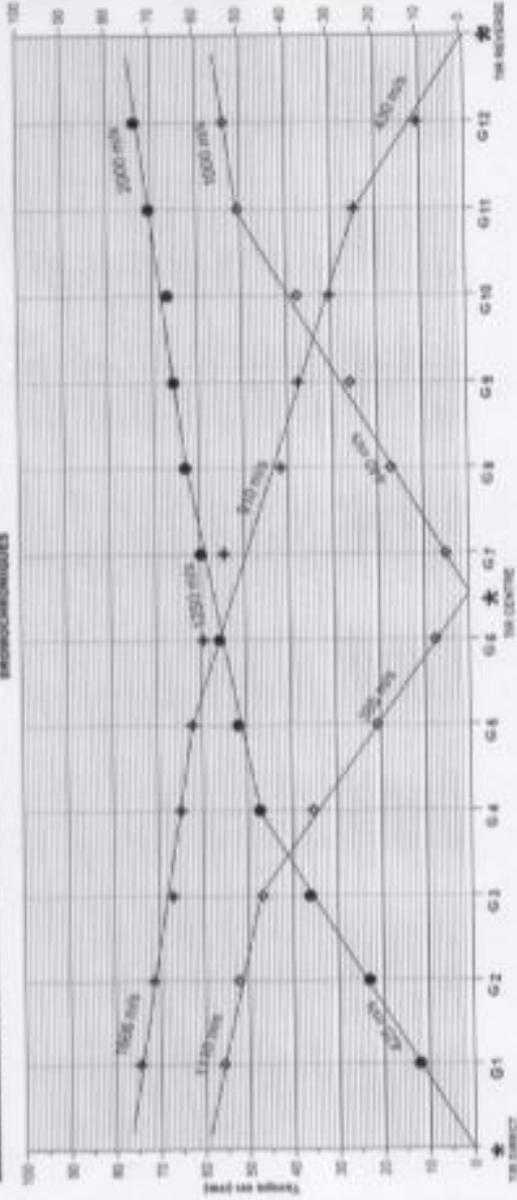
Réf Sondage : SC 01
 Profondeur : 23,30-27,70
 Date essais :
 Nature :



GEO SAT

SEISMIC REFRACTION SURVEYING SEISMIC GRAPH

PROFIL SEISMIQUE : PS-01 CODE DES TIRES : D-C-R LONGUEUR DISPOSITIF : 50 mètres ESPACEMENT GEOPHONE : 5 mètres
SÉISMOSCOPIQUES

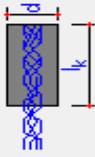


DATE : Août 2018
CLIENT : SUD Centre des effluents WAZON
PROJET : Centre Commercial en 8+6+150m
INSTRUMENT : PMS

URD : BOULBUL ALGER
CAPTEUR : SUD PRODUCT 10 KC

Annexe B

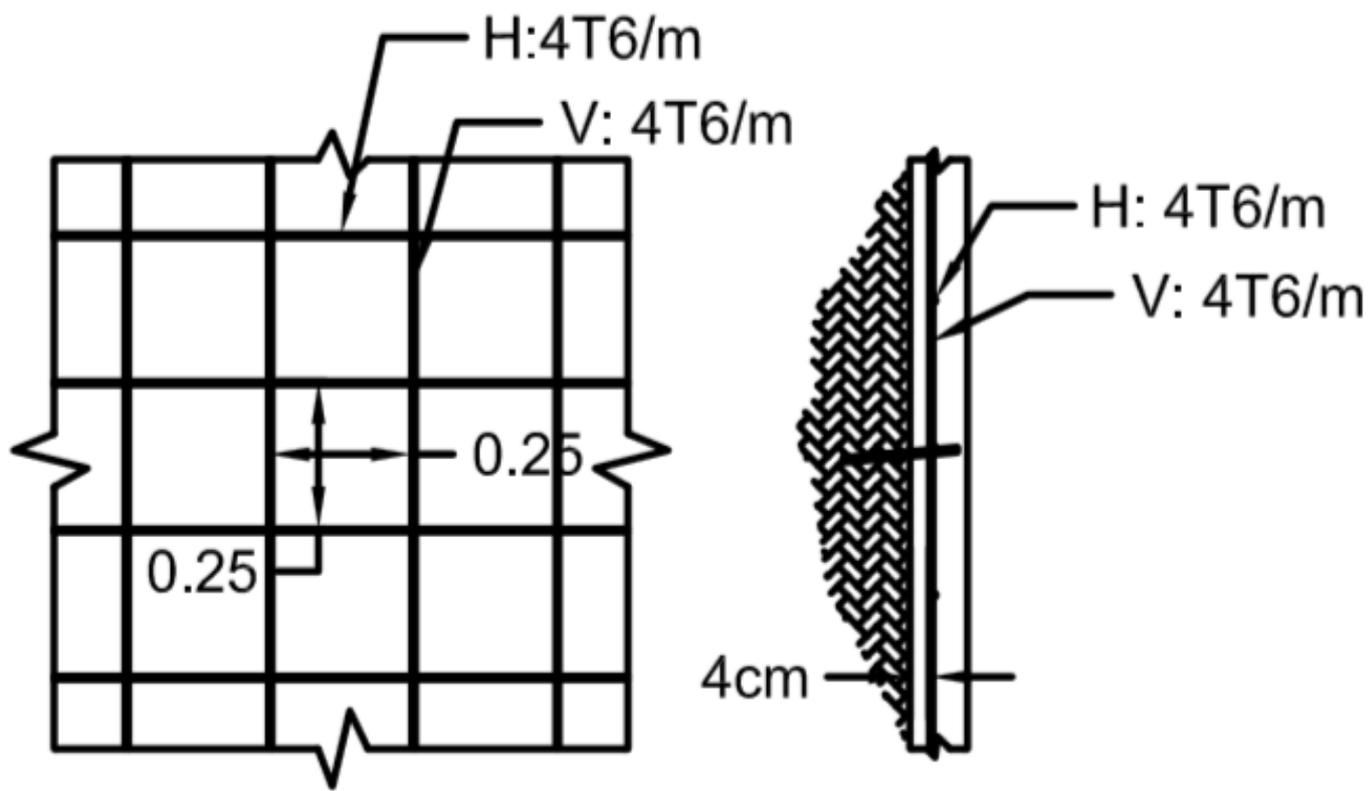
Exemple d'un tirant d'ancrage :

Type de tirant d'ancrage :	câble		
Ligne de produits :	DYWIDAG tirant d'ancrage câble		
Ancrage :	DYWIDAG ancrage permanent 0.6" St 1860 MPa		
— Paramètres de l'ancrage — Résistance à la rupture			
Profondeur :	$z =$ 2,00 [m]	finir le calcul	
Longueur libre :	$l =$ 10,00 [m]	Résistance partielle du matériau :	$f_{0d} =$ 1860,00 [MPa]
Long. du scellement : $l_k =$	8,00 [m]	— Résistance à l'arrachement du sol	
Inclin. :	$\alpha =$ 15,00 [°]	calculer à partir du frottement latéral	
Distance entre :	$b =$ 2,00 [m]	Diamètre du scellement :	$d =$ 130,0 [mm]
— Rigidité —		Frottement :	$f =$ 180,00 [kPa]
Type de saisie :	saisir la surface		
Surface du câble :	$A_1 =$ 140,000 [mm ²]	— Résistance à l'arrachement du coulis de ciment	
Nombre de câbles :	$n =$ 3	calculer à partir des paramètres du béton	
Module d'élast. :	$E =$ 195000,00 [MPa]	Norme de béton :	EN 1992-1-1 (EC2)
Force précontrainte :	$F =$ 200,00 [kN]	Résistance du béton à la compression :	$f_{ctk} =$ 25,00 [MPa]
		Coefficient de cohésion :	$\eta_1 =$ 0,70 [-]

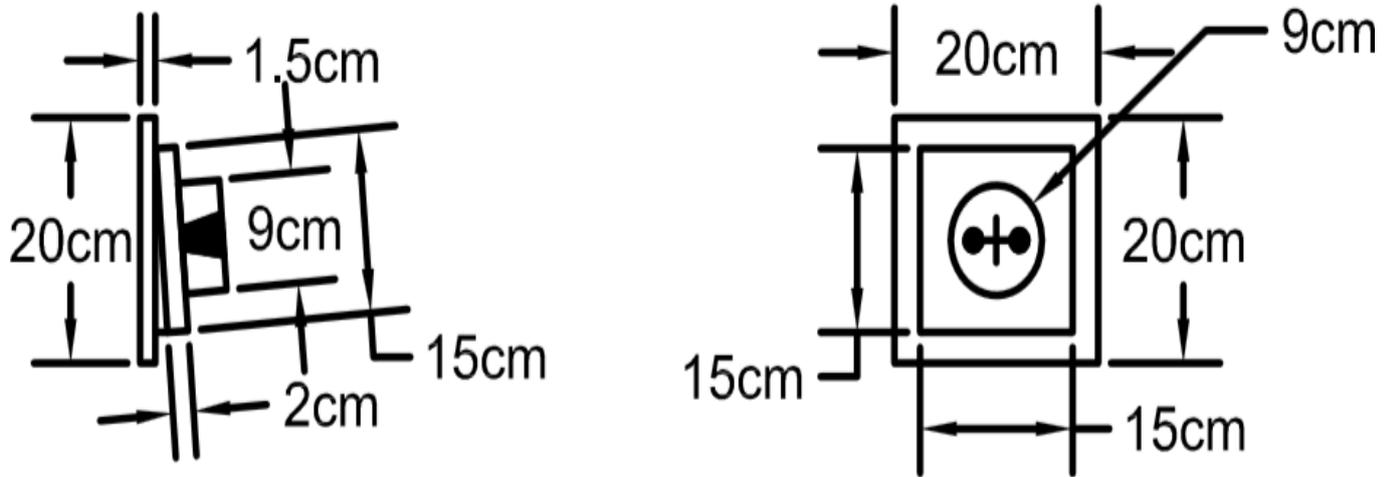
+ Ajouter
✗ Annuler

Annexe c

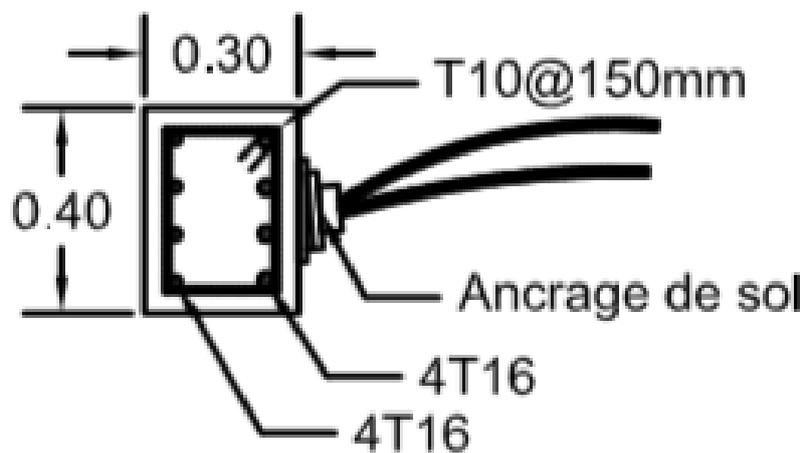
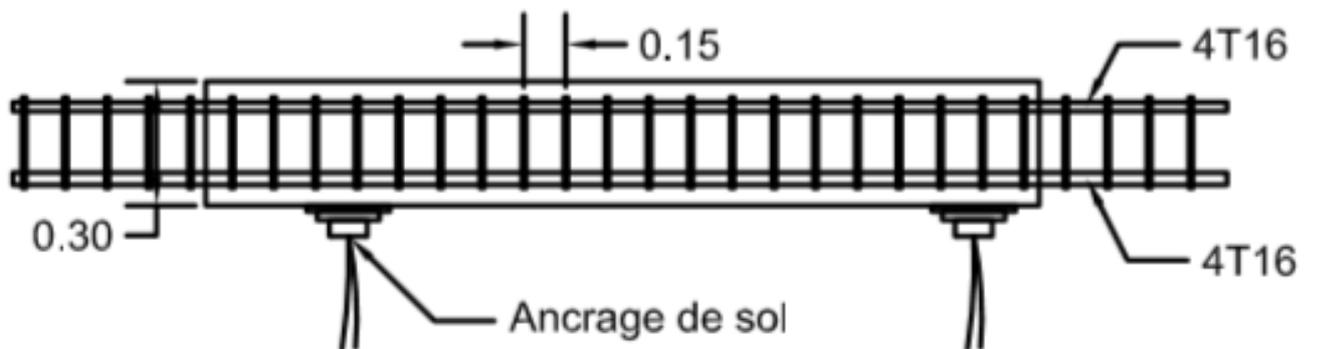
Béton projeté section A-A et C-C :



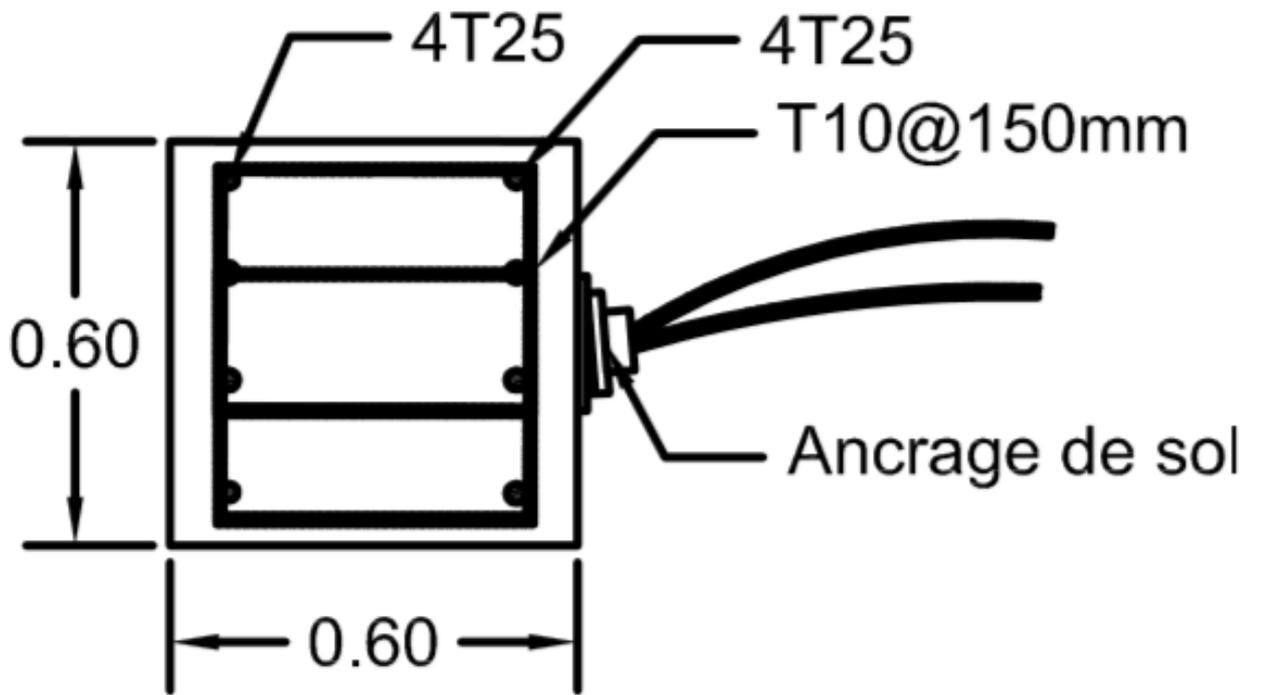
Plaque d'acier – ancrage section A-A et C-C ;



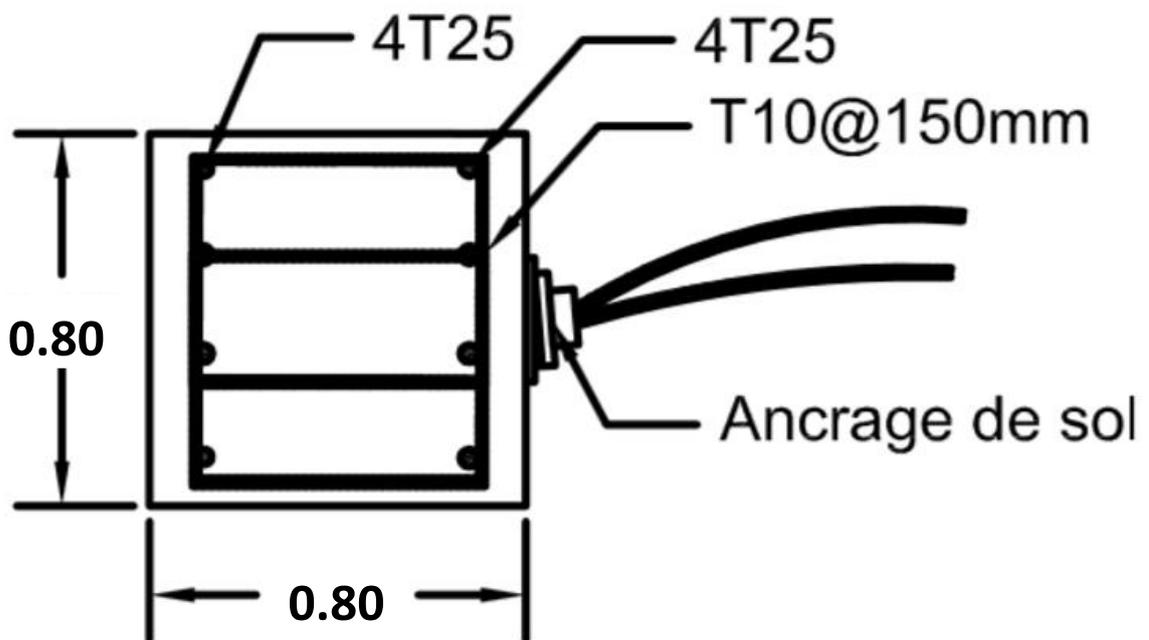
Poutre d'appui section A-A et C-C :



Poutre de couronnement section C-C :

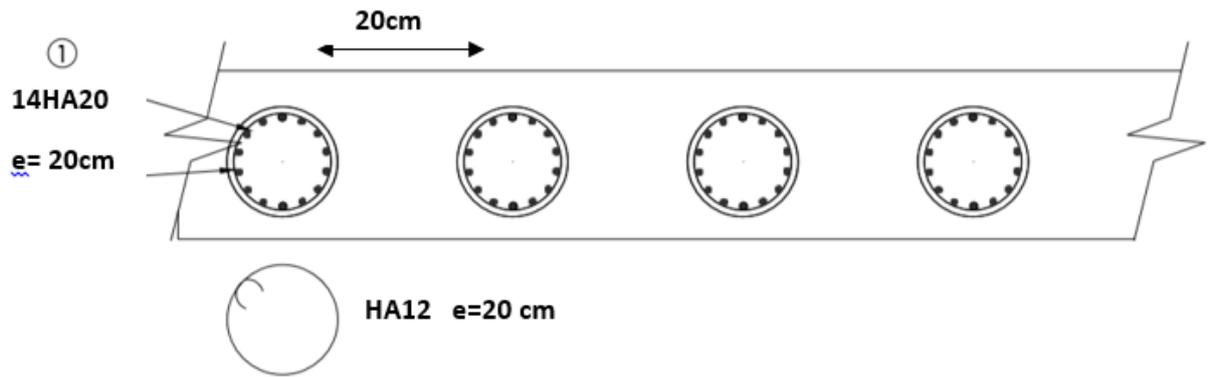


Poutre de couronnement section A-A :

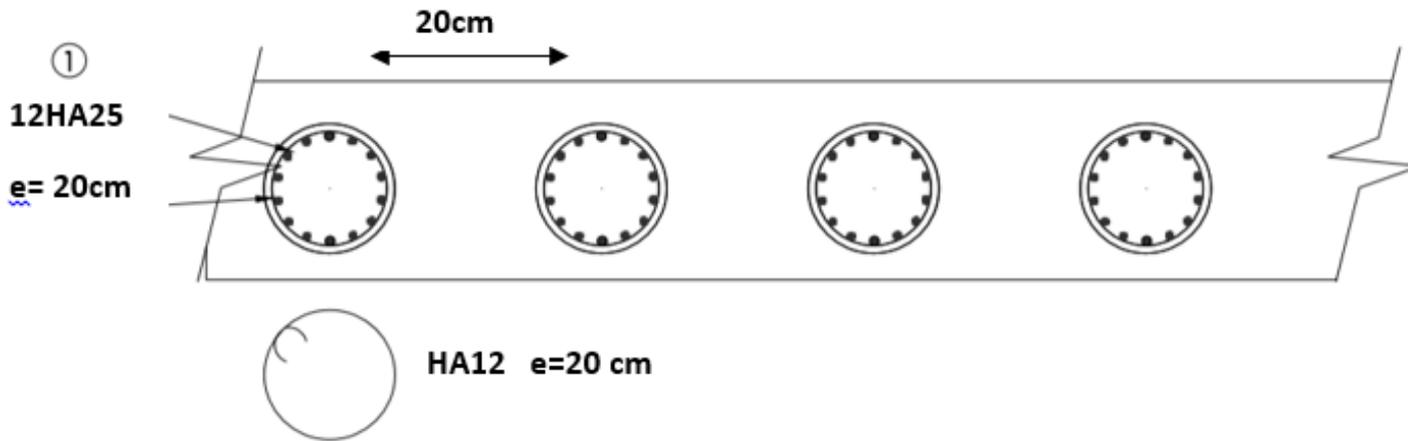


Disposition et ferrailage des pieux

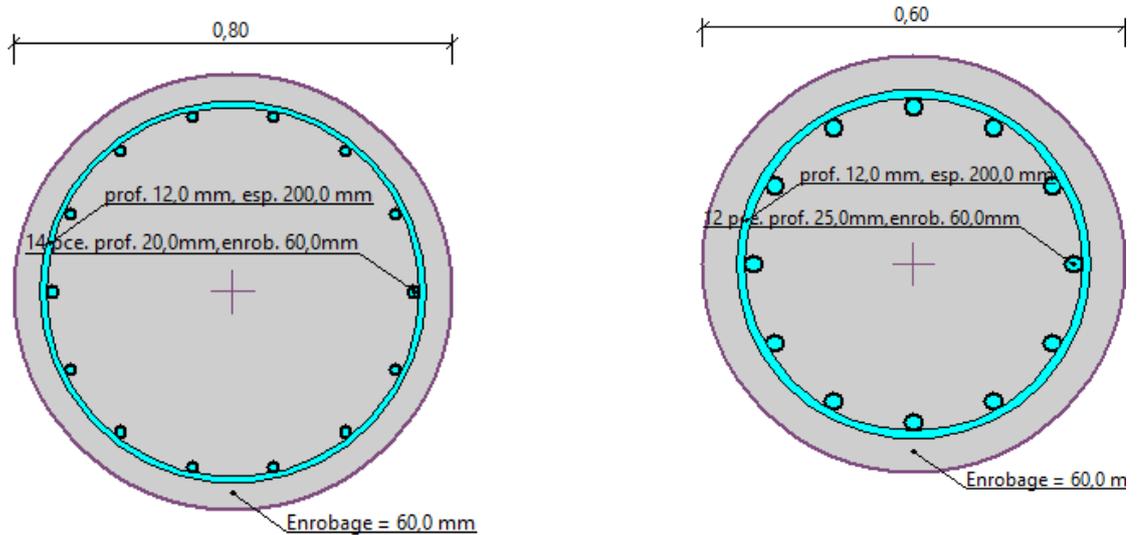
SECTION A-A :



SECTION C-C ;

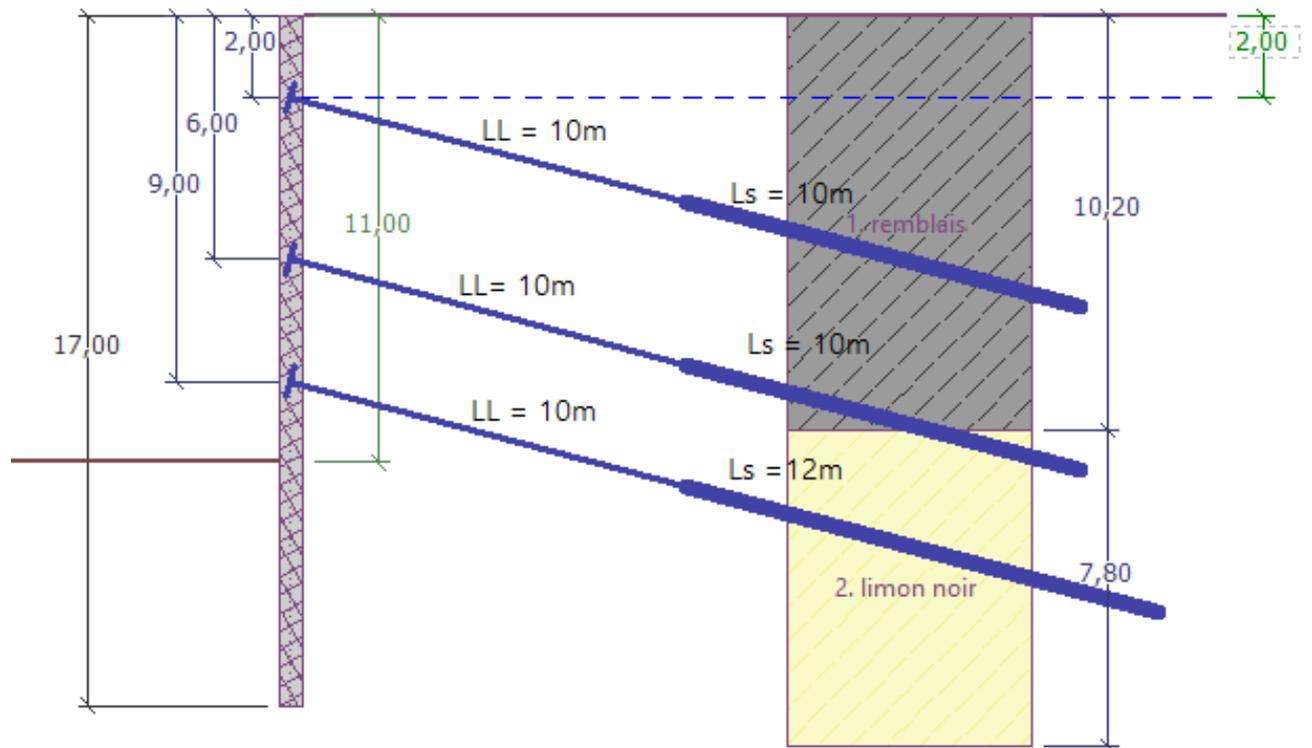


Avec logiciel

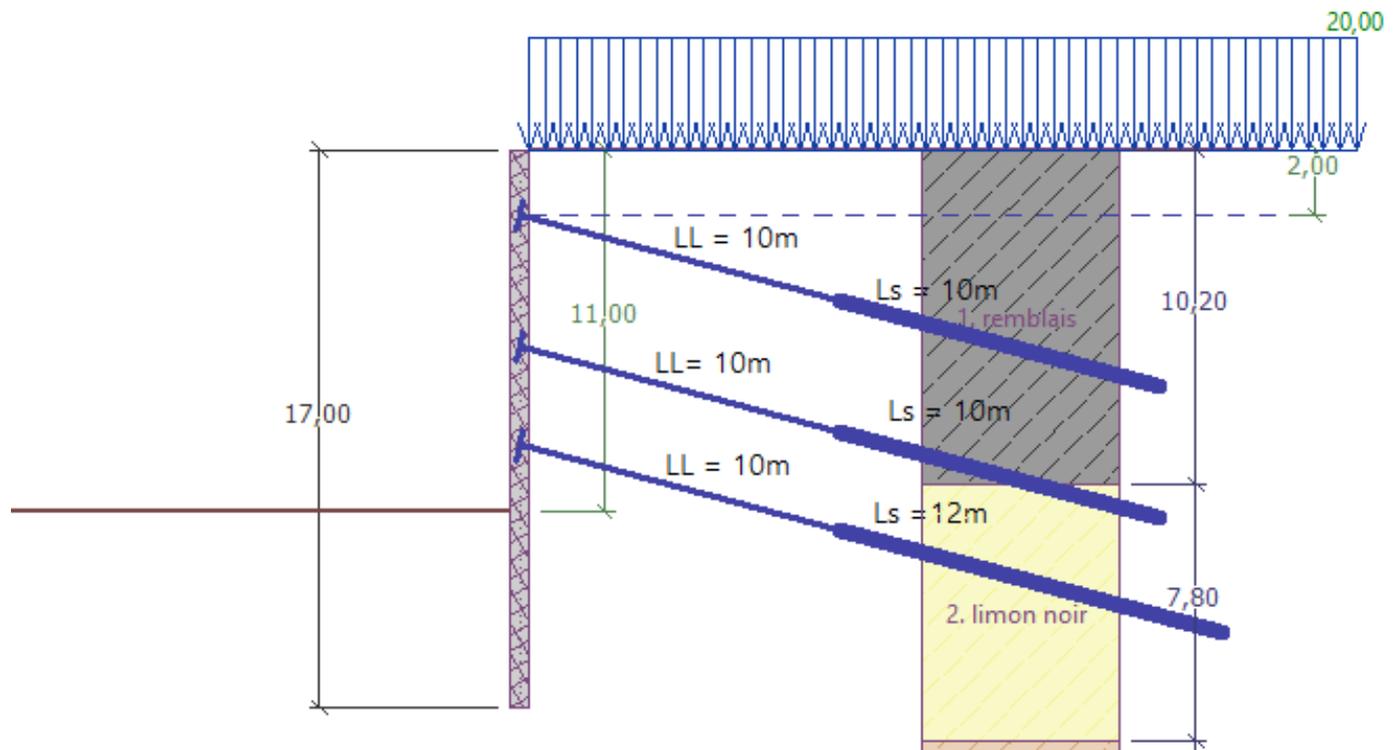


Coupe transversale :

SECTION C-C :



SECTION A-A :

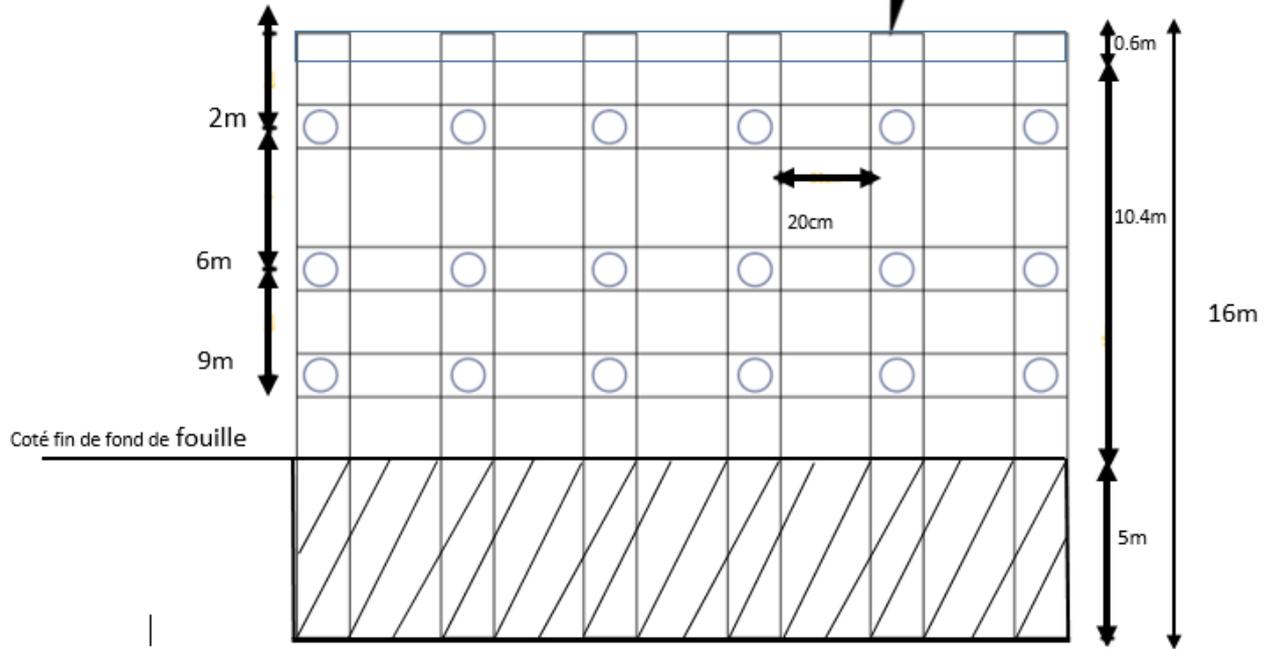


Coupe longitudinale

coupe

C-C

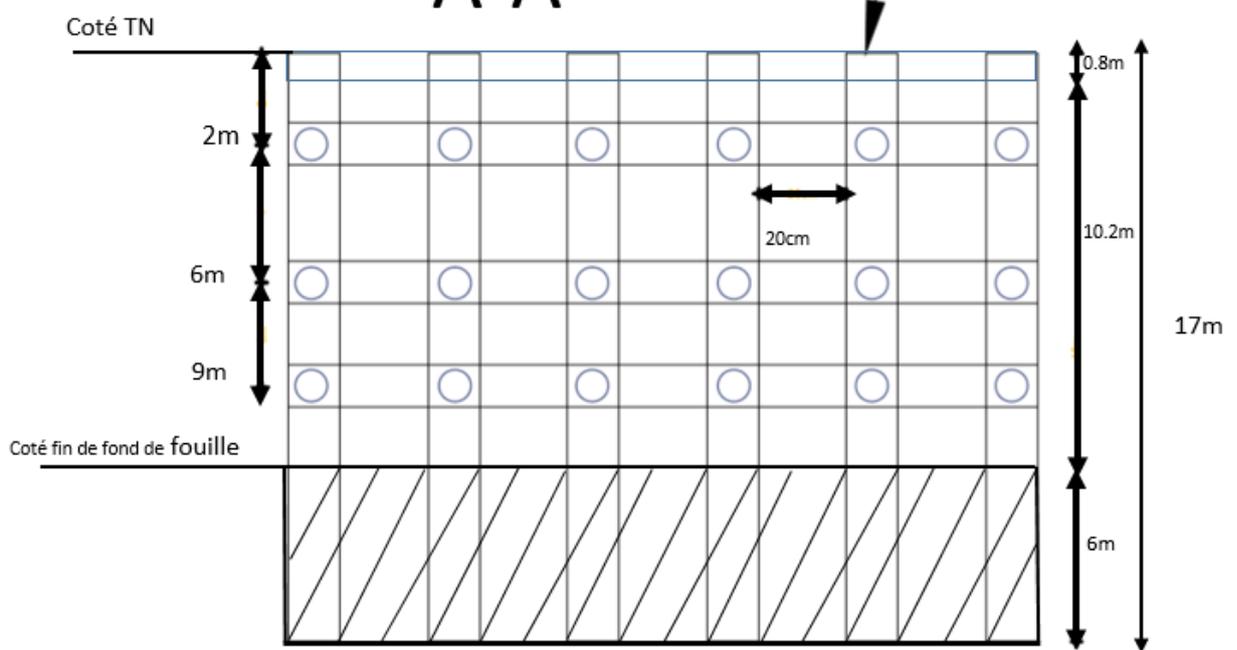
Ø60cm



coupe

A-A

Ø 80cm



Annexe G

Annexe G : Fiche technique des pompes

4"

SAER®
ELETTROPOMPE

ELETTROPOMPE SOMMERSE 4"

4" SUBMERSIBLE ELECTRIC PUMPS

ELECTROBOMBAS SUMERGIDAS 4"

ELECTROPOMPES IMMERGEES 4"

UNTERWASSERPUMPEN 4"

ELECTROBOMBAS SUBMERSÍVEIS DE 4"

NS-95

ITALIANO

USO

Adatta per l'aspirazione, pompatura e distribuzione in impianti civili ed industriali, allevamento di allevatori a circolo, irrigazione di campi, sistemi di irrigazione, uso privato da parte dei clienti con 100 metri, anche in acque salate.

CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE

NS95: gruppo elettropompa completo con motore a legge di filo con 230V.
NS95: parte in acciaio inossidabile e motore a corrente 230V con motore a legge di filo con 230V.
Dimensioni: NS95: 4 x 4 x 11 (L) x 11 (L) x 11 (L) cm.
Spessore di lamiera: completo di motore di legge.
Pompa completa di motore di aspirazione in acciaio inossidabile.
Diffusore completo di motore di acqua in acciaio inossidabile.
Pompa di legge in acciaio inossidabile.
Componenti realizzati con materiali particolari che assicurano una lunga vita operativa.

MATERIALI - VERSIONE STANDARD

Gruppi: polidiamante con filo di vetro.
Diffusori: Resin (Inconel) con filo di vetro.
Altri in acciaio inossidabile, a profilo standard.
Spessore di lamiera: acciaio di spessore, anche in acciaio inossidabile.
Spessore di lamiera: acciaio inossidabile.
Dimensioni e spessori lamiera di spessore: acciaio Inconel 1" x 1/2 (NS95) 4 x 4 x 11 (L) x 11 (L) x 11 (L) cm.

DATI CARATTERISTICI

Velocità: aspirazione e pompatura non aggressive, priva di olio e senza particelle abrasive.
Pressione max: 100 mbar.
Temperatura del liquido pompato: max 0°C min 33°C.
Pressione massima di esercizio: 24 bar.
Profondità massima di immersione: 200 m sotto il livello del liquido.
Spessore di lamiera: acciaio, anche in acciaio inossidabile di spessore.
Performance: 230V / 1 m.
NS95 A: 2 m³/h / 200 m.
NS95 B: 2 m³/h / 200 m.
NS95 C: 2 m³/h / 200 m.
NS95 D: 2 m³/h / 200 m.
NS95 E: 2 m³/h / 200 m.
NS95 F: 2 m³/h / 200 m.
NS95 G: 2 m³/h / 200 m.
NS95 H: 2 m³/h / 200 m.
NS95 I: 2 m³/h / 200 m.

TOLLERANZE PRESTAZIONI

Pompa: NS95 10 100 1000 Appendix A.
Motor: norme EC 60334-1.

INSTALLAZIONE

Vertical / horizontal in function of power.

VERSIONI SPECIALI

Linea NS95: con aspirazione a base di lamiera in acciaio inossidabile.
Linea NS95: con aspirazione a base di lamiera in acciaio inossidabile.
Linea NS95: con aspirazione a base di lamiera in acciaio inossidabile.

ACCESSORI A RICHIESTA

Qualità elettrica.
Cavo per cavo di alimentazione.
Cavo di controllo.

ENGLISH

APPLICATION

Suitable for lifting, pumping and distribution in civil and industrial installations, livestock and crop irrigation, irrigation plants, irrigation systems, private use with 100 metres, also in salt water.

CONSTRUCTION FEATURES

NS95: complete unit of pump with all fixed electric motor range 230V.
NS95: body in stainless steel with 230V electric motor with cooling fan, NS95: 11, 200.
Fixed impeller: NS95: 4 x 4 x 11 (L) x 11 (L) x 11 (L) cm.
Sheet thickness: complete of motor of law.
Pump complete with motor of law.
Diffuser complete with motor of water in stainless steel.
Drawing: drawing in stainless steel.
Components realized with particular materials which ensure a high service life.

MATERIALS - STANDARD VERSION

Impeller: polydiamond coated with fiber glass.
Diffuser: Resin (Inconel) coated with fiber glass.
Shell in stainless steel, with general profile.
Pump and motor support: steel or stainless steel sheet for square applications 230V.
Construction and type of motor: standard unit 1" x 1/2 (NS95) 4 x 4 x 11 (L) x 11 (L) x 11 (L) cm.

OPERATION DATA

Speed: drawing and pumping non aggressive, without any oil substance or abrasive parts.
Pressure: max 100 mbar.
Temperature of the pumped liquid: max 0°C min 33°C.
Maximum working pressure: 24 bar.
Maximum immersion depth: 200 m under liquid level.
Drawing of stainless steel sheet, coating by the shell.
Performance: 230V / 1 m.
NS95 A: 2 m³/h / 200 m.
NS95 B: 2 m³/h / 200 m.
NS95 C: 2 m³/h / 200 m.
NS95 D: 2 m³/h / 200 m.
NS95 E: 2 m³/h / 200 m.
NS95 F: 2 m³/h / 200 m.
NS95 G: 2 m³/h / 200 m.
NS95 H: 2 m³/h / 200 m.
NS95 I: 2 m³/h / 200 m.

PERFORMANCE TOLERANCES

Pompa: NS95 10 100 1000 Appendix A.
Motor: norme EC 60334-1.

INSTALLATION

Vertical / horizontal in function of power.

SPECIAL VERSIONS

Linea NS95: with shell and motor in stainless steel.
Linea NS95: with shell and motor in stainless steel.
Linea NS95: with shell and motor in stainless steel.

ACCESSORIES ON REQUEST

Control panel.
Cable for power.
Control cable.

ESPAÑOL

APLICACIONES

Adaptada para la aspiración, pompatura y distribución en instalaciones de tipo civil e industrial, distribución a ganaderos y cultivos, sistemas de riego, sistemas de riego, uso privado de parte de clientes con 100 metros, también en agua salada.

CARACTERÍSTICAS DE CONSTRUCCIÓN

NS95: grupo electrobomba completo con motor en base de motor con 230V.
NS95: parte in acciaio inossidabile e motore a corrente 230V con motore a legge di filo con 230V.
Dimensioni: NS95: 4 x 4 x 11 (L) x 11 (L) x 11 (L) cm.
Spessore di lamiera: completo di motore di legge.
Pompa completa di motore di aspirazione in acciaio inossidabile.
Diffusore completo di motore di acqua in acciaio inossidabile.
Pompa di legge in acciaio inossidabile.
Componenti realizzati con materiali particolari che assicurano una lunga vita operativa.

MATERIALES - ESTRUCTURAS ESTÁNDAR

Impulsores: polidiamante con fibra de vidrio.
Difusores: Resin (Inconel) con fibra de vidrio.
Otros en acero inoxidable, con perfil estándar.
Espesor de lamiera: acero de espesor, también en acero inoxidable.
Espesor de lamiera: acero inoxidable.
Dimensiones y espesores lamiera de espesor: acero Inconel 1" x 1/2 (NS95) 4 x 4 x 11 (L) x 11 (L) x 11 (L) cm.

DATOS DE FUNCIONAMIENTO

Velocidad: aspiración y bombeamiento no agresivos, sin aceites, aceites o partículas abrasivas.
Presión max: 100 mbar.
Temperatura del líquido bombeado: max 0°C min 33°C.
Presión máxima de operación: 24 bar.
Profundidad de inmersión máxima: 200 m debajo del nivel del líquido.
Espesor de lamiera: acero, también en acero inoxidable de espesor.
Performance: 230V / 1 m.
NS95 A: 2 m³/h / 200 m.
NS95 B: 2 m³/h / 200 m.
NS95 C: 2 m³/h / 200 m.
NS95 D: 2 m³/h / 200 m.
NS95 E: 2 m³/h / 200 m.
NS95 F: 2 m³/h / 200 m.
NS95 G: 2 m³/h / 200 m.
NS95 H: 2 m³/h / 200 m.
NS95 I: 2 m³/h / 200 m.

TOLERANCIAS PRESTACIONES

Pompa: NS95 10 100 1000 Appendix A.
Motor: norme EC 60334-1.

INSTALACION

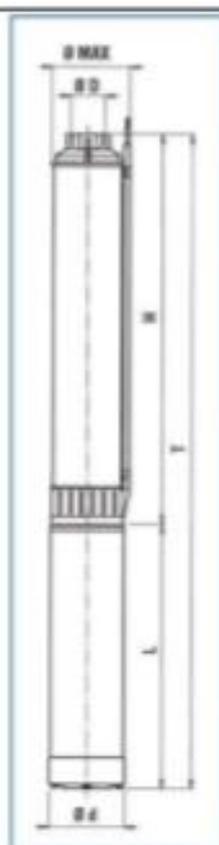
Vertical / horizontal según potencia.

VERSIONES ESPECIALES

Linea NS95: con aspiración a base de lamiera en acero inoxidable.
Linea NS95: con aspiración a base de lamiera en acero inoxidable.
Linea NS95: con aspiración a base de lamiera en acero inoxidable.

ACCESORIOS BAJO DEMANDA

Panel de control.
Cable para potencia.
Cable de control.



DIMENSIONI E PESI

DIMENSIONES Y PESOS / DIMENSIONS ET POIDS / ABMESSUNGEN UND GEWICHTE / DIMENSÕES E PESO

DIMENSIONS AND WEIGHT

* Dimensioni e pesi con motore monofase - Dimensions and weight with single phase motor - Dimensiones y pesos con motor monofásico - Dimensions et poids avec moteur monophasé - Abmessungen und Gewichte mit einphasigen Motor - Dimensões e peso com motor monofásico.

SPO / TYPE		T (mm)	H (mm)	L (mm)	Ø Max (mm)	Ø D °C	Ø d (mm)	L+H		Kg	
T	H							L	NEMA	H	T
NS-RSL/5	NP-RSL/5	90*	101	40*	100	2"	95	4" C. 95	NEMA 1.18.388	3,9	13,9
NS-RSL/7	NP-RSL/7	118*	189	62*	100	2"	95	4" C. 95	NEMA 1.18.388	4,7	19,3
NS-RSL/10	NP-RSL/10	138*	196	57*	100	2"	95	4" C. 95	NEMA 1.18.388	5,9	24
NS-RSL/14	NP-RSL/14	174*	1212	53	100	2"	95	4" C. 95	NEMA 1.18.388	7,5	23,8
NS-RSL/18	NP-RSL/18	214*	1528	613	100	2"	95	4" C. 95	NEMA 1.18.388	9,1	29,2
NS-RSL/24	NP-RSL/24	270*	1962	723	100	2"	95	4" C. 95	NEMA 1.18.388	11,5	37,2
NS-RSL/34	NP-RSL/34	347*	2672	803	100	2"	95	4" C. 95	NEMA 1.18.388	15,5	48,1