REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIE FARES DE MEDEA



Faculté de technologie

Mémoire de fin d'études de master

Filière : Génie Civil

Spécialité : géotechnique

Thème : l'étude d'un soutènement provisoire du sol

Présenté par

Bellatreche youcef

Messrati youcef

Proposé et Dirigé par :

Mme Amri salima

Co. Promoteur : serraye mahmoud

JUIN 2022

ملخص

ان موضوع هذه الأطروحة، التي قمنا بها في اطار نيل شهادة الماستر في تخصص الجيوتقنية، يتعلق بدراسة تدعيم مؤقت للتربة للأربعة طوابق تحت أرضية يتضمنها مشروع انجاز " المقر الرئيسي لبنك 'بدر' الكائن بالحي التجاري بباب الزوار، الجزائر العاصمة" و لهذا الغرض، قمنا باقتراح حلين مفصلين الحل الأول يتمثل في " جدار أوتاد مدعومة بقضبان الشد"، الحل الثاني في " جدار المصبوب مدعومة بقضبان الشد"

العمل الذي قمنا به، لكل من هذه الحلول اثنين، هو الحساب و التصميم، مستعملين برنامجي "جيو 5" و "تلرن"، بغرض . الوصول الى ضمان أمان من الحلول، ثم القيام بمقارنة تقنية مالية بين هذه الحلين و الوصول الى اختيار الحل الأمثل.

. الكلمات المفتاحية: الشد، جدار الأوتاد، الجدار المصبوب، ،قضبان، جيو خمسة، تالرن، التشوه، انزلاق

RESUME :

Le sujet de notre mémoire de Master en géotechnique, concerne l'étude d'un soutènement provisoire du sol, à construire au niveau de quatre sous-sols du projet de réalisation d'un siège de la banque B.A.D.R., sis au quartier des affaires de Bab Ezzouar, Alger. Pour ce faire, deux variantes ont été retenues et développées en détail : la première variante est un "paroi pieux renforcé par des tirants d'ancrage", la deuxième variante est une "Paroi moulée avec et sans tirants d'ancrages" . Il s'agit, pour les deux variantes, de faire le calcul et le dimensionnement (via TALREN pour la vérification vis-à-vis du glissement et par GEO5 pour le calcul des déformations), qui assure la sécurité et de comparer, par la suite, techniquement et financièrement les deux solutions, dans l'objectif de choisir la meilleure.

Mots clé : Soutènement ; pieux ; Tirants d'ancrage ; paroi moulée ; logiciel Geo5 ; logiciel Talren ; déformations, glissement. .

ABSTRACT :

The subject of our Master's thesis in geotechnics concerns the study of a temporary ground support, to be built at the level of four basements of the project to build a headquarters for the B.A.D.R, located in the business district of Bab Ezzouar, Algiers. To do this, two variants have been selected and developed in detail : the first variant is a "pile wall reinforced by tie rods", the second variant is a "Diaphragm wall with and without tie rods". For both variants, it is a question of carrying out the calculation and dimensioning (via TALREN for the verification with respect to slippage and by GEO5 for the calculation of the deformations), which ensures safety and to compare, by following, technically and financially the two solutions, with the aim of choosing the best one.

Keywords: Support; piles; Ground anchors; diaphragm wall ; Geo5 software; Talren software; deformations, slippage.

REMERCIEMENTS

Toute notre gratitude et remerciements vont à ALLAH le tout puissant pour nous avoir gardé en bonne santé et nous avoir donné force, patience, courage et volonté pour bien mener et achever ce modeste travail Nous tenons aussi à exprimer notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à nos chers parents et familles pour leurs prières, leur encouragement et leur patience tout au long de notre parcours.

Toute notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à notre promotrice Mme AMRI pour les précieux moments d'échanges qu'elle nous a consacrés, pour sa confiance, sa présence, son soutien et son aide illimités jusqu'à la dernière minute au fur et à mesure de l'avancement de ce travail, ainsi que de précieux conseils avisés et des notes pertinentes qui nous ont permis de rester sur la bonne voie afin de bien mener à bien ce projet.

Nous tenons à remercier Mme lachenani Pour l'aide et des conseils

Nous remercions vont également aux membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre modeste travail.

Nous tenons à remercier l'ensemble des enseignants de l'université université Yahia farés Médéa.

Enfin, nos sincères reconnaissances et gratitudes à toute personne qui a contribué de près ou de loin au bon déroulement de ce travail, sans oublier nos camarades de génie civil.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à

À MES CHERS PARENTS

Votre prière et bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que vous méritez pour tout le sacrifice que tu donnes toi maman et toi papa. Merci pour tout, que dieu tout puissant vous préserve et vous accorde la santé et une longue vie heureuse. J'espère que vous serez toujours fiers de moi.

A mes frères anis aya hiba malak et roaya qui ont été toujours présents pour moi par leur encouragement ,leur aide pendant mon parcours. Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite.

A tous les membres de ma famille, petits et grands. Veuillez trouver dans ce modeste travail l'expression de mon affection.

Et ma fiancée samia elle a toujours été à mes cotes dans les bons moments de ma vie

A mes amis ishak , walid, mestapha, Oussama, sofiane , marwan abdou , mhamed , ismail , lkhderr , galoula et nisou, radia , En témoignage de l'amitié sincère qui nous aliée et les bons moments qu'on a passée ensemble, je vous dédie ce travail, en vous je vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur.

Et sans oublier mon ami Youcef bellatreche pour les bons moments passés ensemble tout au long de la période d'étude, et pour les efforts déployés pour faire de ce projet une réussite, merci mon cher ami

Youcef mesrati

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à

À MES CHERS PARENTS

Votre prière et bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que vous méritez pour tout le sacrifice que tu donnes toi maman et toi papa. Merci pour tout, que dieu tout puissant vous préserve et vous accorde la santé et une longue vie heureuse. J'espère que vous serez toujours fiers de moi.

A mes frères sif Eddine, Mohamed amine, Rania, salsabil, qui ont été toujours présents pour moi par leur encouragement, leur aide pendant mon parcours. Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite.

A tous les membres de ma famille, petits et grands. Veuillez trouver dans ce modeste travail l'expression de mon affection.

A mes amis hichem ,houssem chawki,fares, ali,hamza,rida , En témoignage de l'amitié sincère qui nous aliée et les bons moments qu'on a passée ensemble, je vous dédie ce travail, en vous je vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur.

Et sans oublier mon ami Youcef mesrati pour les bons moments passés ensemble tout au long de la période d'étude, et pour les efforts déployés pour faire de ce projet une réussite, merci mon cher ami

Youcef bellatreche

Chapitre I

I.1 Introduction :…….3

I.2 L'excavation :……...3

I.2.1Méthodes d'excavation :……4

I.2.2 Méthode d'excavation ancrée :…….4

I.2.3 Processus de choix d'une méthode d'excavation ;……6

I.3 Le blindage……7

I.3.1.Mise en œuvre :……7

I.4 Technique de blindage (soutènement) :……7

I.4.1 parois de pieux :……..7

I.4.1.1Exécution :…….8

I.4.2 Parois moulées :……..9

I.4.2.1 Les phases de réalisation de la paroi se schématisent comme suit :……10

I.5 Les principaux avantages et inconvénients des écrans de soutènement :……12

I.6 Méthodes de calcul des écrans de soutènements :……..13

I.6.1 Les méthodes classiques :……..13

I.6.1.1 La méthode de Coulomb :……..14

I.6.1.2 Théorie de Rankine :……..16

I.6.1.3 Méthode de Boussinesq-Caquot-Kerisel :…….18

I.6.1.4 Méthode de Sokolovski :……18

I.6.2 La méthode au coefficient de réaction :……19

I.6.3 Les empiriques et semi-empiriques :…….19

I.6.4 Méthodes de calcul de l'état limite ultime :……...20

I.6.5 La méthode des éléments finis (MEF) :…….20

I.7 Conclusion :……21

Chapitre II :

II.1Introduction :……..23

II.2 présentation de site :……..23

II.3Géologie :……24

II 3.1Géologie régionale :……24

II 3.2Géologie locale :…….24
II.3.3 Sismicité :……..25
II.4 Programme de l'investigation géotechnique :……...26
II.5 Caractéristiques géotechniques :……27
II.5.1Essai in situ :……...27
II.5.1.1Sondages carottés :……...27
II.5.1.2 Essai Pressiométrique :……...28
II.5.1.3 La campagne piézométrique :…….31
II.5.2 essais de pénétration dynamique (D.P.T) :……31
II.6 les essais de laboratoire :……32
II 6.1 Essais physiques :……..32
II 6.1.1 teneur en eau, la densité et le degré de saturation:…….32
II 6.1.2 Granulométrie :……..33
II 6.1.3 Limites d'Atterberg :……..34
II.6.2 Essais mécaniques :……36
II.6.2.1Essais de compressibilité à l'oedomètre :…….36
II.6.2.2 Essais de cisaillement direct :…….38
II.6.3 Essais chimiques :……..39
II.7 Conception du modèle :……..40
II.7.1 Choix du profil :……40
II.7.2 Coupe géotechnique :……41
II.7.3 Etude de l'homogénéité des caractéristiques C et φ :……42
II.7.4 Calcul de l'angle de frottement φ par corrélation :……43
II.8 Conclusion :……45

Chapitre III

III.1 Introduction :……47
III.2 logiciel GEO FIVE (5) :……48
III.3 logiciel TALREN 4 :……48
III.4 Caractéristiques géotechniques et géométriques :……49
III.4.1 Caractéristiques géotechniques des matériaux :……...49

III.4.2 Géométrie du modèle :……50
III.5 la proposition N°1(paroi pieux):……..51
III.5.1 Modélisation de soutènement :……51
III.5.1.1 MODULE SHEETING CHECK :……52
III.5.1.1.1 La Stabilité interne (les tirants) :……52
III.5.1.1.2 Analyse totale de soutènement :……53
III.5.2 Stabilité au glissement :……55
III.5.2.1 Stabilité au glissement par Talrent :……..55
III.5.2.2 Stabilité au glissement par GEO5 :……57
III.5.3 Notre proposition :……58
III.5.3.1 Stabilité au glissement :……59
III.5.4 Comparaison :……...62
III.6 la proposition N°2 (paroi moulée) :……63
III.6.1 Détermination de la fiche de la paroi moulée sans tirants :……63
III.6.1.1Stabilité au glissement :……65
III.6.2 Détermination de la fiche de la paroi moulée avec tirants :……66
III.6.2.1 Stabilité au glissement :……68
III.7 Conclusion :……..71
Conclusion général :……..72

LISTE DES SYMBOLES

Z : Profondeur moyenne

W : Poids propre du massif de sol

φ: L'angle de frottement interne

C : Cohésion

$K0$:Coefficientde des terres au repos.

Ka : Coefficient de poussée des terres.

Kp : Coefficient de butée des terres

ν: coefficient de poisson

C: la résultante d'adhésion sur le plan de glissement

Kh : Coefficient de réaction

σ: Contrainte normal

τ : contrainte tangentielle

u : pressions interstitielles

: Angle de la ligne de rupture

: Angle d'inclinaison d'un talus par rapport à l'horizontale.

: Contrainte de cisaillement

Ψ: Angle de dilatance.

: Angle d'inclinaison d'un mur par rapport à la verticale

q : Pression répartie des surcharges

δ : L'angle de frottement sur le mur.

H: la hauteur du mur Fad: La charge totale exercée sur le mur

: Coefficient de poussée des terres normales à l'écran

:Coefficient de poussée due à la surcharge

:Coefficient de butée due à la surcharge

:Coefficient de butée due à la surcharge

σa : La contrainte de poussée

σp : La contrainte de butée σv : la contrainte verticale

σh : la contrainte horizontale

pa : La pression active

Cw : Résultante due à l'adhérence mur-sol R: La réaction sur le plan de glissement

Ic : Indice de consistance

WL : limite de liquidité

WP : limite de plasticité

PI : Pression limite moyenne

Ep : Module pressiométrique

Ø : Diamètre

d : Epaisseur équivalente de la paroi

EA : Module de rigidité normal

EI : Module de rigidité en flexion

Gref: Module de cisaillement de référence

Eoed: Module œdométrique

Eref: Module d'Young de référence

FS : Degré de sécurité anti glissement

Nb: facteur de stabilité dépendant de la géométrie de l'excavation

τu: Résistance au cisaillement non drainée du sol sous le niveau de base

Fsb : Le facteur de sécurité vis-à-vis du soulèvement de la bas

Liste des tableau

Tableau I.1: Principaux avantage et inconvénient des écrans de soutènement :……12

Tableau (II.1): Sondage pressiométrique PS1 :……..29

Tableau (II.2): Sondage pressiométrique PS2 :……..30

Tableau (II.3): Niveau de l'eau :…….31

Tableau (II.4):Résultats d'essais physiques (teneur eau, densité et le degré de saturation) :..32

Tableau(II.5) : Résultats des essais granulométriques :……34

Tableau (II.6): Les valeurs des limites d'Atterberg :……35

Tableau (II.7): Résultats d'essais de compressibilité à l'odomètre :…….37

Tableau(II.8): Résultats de l'essai de cisaillement direct :……..39

Tableau(II.9): Résultats de l'analyse chimique du sol :……39

Tableu (II.10) : Etude de l'homogénéité des caractéristiques C et φ :…….42

Tableau III.1 : Caractéristiques géotechniques :……..49

Tableau(III.2) : les caractéristiques des tirants utilisés pour la paroi pieux :……51

Tableau (III.3): Force des ancrages total :……..53

Tableau (III.4) : efforts tranchant et moment fléchissant de la paroi pieu :…….55

Tableau (III.5): efforts internes et déformation de la paroi pieu :……60

Tableau(III.6) : résultat de l'analyse au glissement :……..61

Tableau (III.7) : résultat de l'analyse au glissement :…….62

Tableau (III.8): efforts tranchant et moment fléchissant de la paroi moulée (sans tirants) :…64

Tableau (III.9) : résultat de l'analyse au glissement de la paroi moulée (sans tirants) :……..65

Tableau (III.10): efforts internes et déformation de la paroi moulée (avec tirants) :…….67

Tableau (III.11) : résultat de l'analyse au glissement :……68

Tableau (III.12) : résultat de l'analyse au glissement :……...69

Tableau(III.13): Les résultats de modélisation pour solutions paroi moulée avec et sans tirants d'ancrages :……70

Liste des figures

Figure I.1 : Configuration de base d'un tirant d'ancrage [2] :……4

Figure I.2. Photo représentant la méthode d'excavation ancrée [2] :……..5

Figure I.3: L'obligation de blindage de fouille :……7

Figure I.4 : Mur de pieux sécants classique (gauche) et en touches de piano (droite) :…….8

Figure I.5: Processus d'exécution de la paroi de pieux sécants :……9

Figure I.6. Les phases d'une réalisation d'une paroi moulée [4] :……11

Figure I.7: Sollicitations exercées sur un mur de soutènement :……..14

Figure I.8: Coin actif de coulomb limité par la surface et le polygone des forces du coin actif……...15

Figure I.9 : Coin passif de coulomb limité par la surface du remblai et le polygone des forces…….16

Figure I.10 : cercle de Mohr à l'équilibre limite [10] :……..17

Figure I.11 : Hypothèses de la méthode de Rankine (Schlosser, 1994) :……..17

Figure 1.12 : Coin de Boussinesq.[9] :……18

Figure I.13 : Méthode du module de réaction :……19

Figure (II.1) : le site via Google earth :……...23

Figure (II.2) : les zones de sismicité algériennes (situation sismique d'Alger :……..25

Figure (II.3) : Plan d'implantation des essais In-situ :……..27

Figure(II.4) : Schéma de principe de l'essai pressiométrique :……..28

Figure(II.5): Analyse granulométrique :……33

Figure (II.6): détermination de limite de liquidité :……..35

Figure(II.7):l'appareil l'oedomètre :……..36

Figure (II.8) : une boite de cisaillement :……..38

Figure(II.9): Profil côté voie :……...40

Figure (II.10): Coupe géotechnique :……41

Figure (III.1) : Schéma représentant les soutènements à réaliser :……...47

Figure (III.2) : Coupe retenue pour le calcul :……..50

Figure (III.3) : les caractéristiques du tirant utilisé pour la paroi pieux :…….51

Figure(III.4) : vue globale de la paroi pieu avec les 3 tirants d'ancrage :……52

Figure (III.5) : Disposition des tirants de paroi pieu :……...52

Figure(III.6) : stabilité interne des tirants :……...53

Figure (III.7): Déplacement totale de la paroi pieu :……54

Figure (III.8) : Efforts tranchant et le moment fléchissant de la paroi pieu :……..54

Figure (III.9): Schéma de la modélisation de la structure sous le logiciel TALREN :……55

Figure (III.10): Facteur de sécurité calculé par Talren (cas statique) :……56

Figure (III.11): Facteur de sécurité calculé par Talren (cas dynamique) :……..56

Figure (III.12) : vérification de la stabilité externe de la paroi pieu :……..57

Figure (III.13) : vérification de la stabilité de la paroi pieu :…….57

Figure (III.14) : représentation des caractéristiques d'une paroi pieu :……58

Figure (III.15) : Schéma représentant la fiche de la paroi pieu :…….59

Figure (III.16) : le déplacement total de la paroi pieu :……..59

Figure (III.17) : Analyse au glissement de la paroi pieu :…….60

Figure (III.18) : Analyse au glissement de la paroi pieu :…….61

Figure (III.19) : Schéma représentant la fiche de la paroi moulée sans tirants :……63

Figure (III.20) : le déplacement total de la paroi moulée (sans tirants) :……..64

Figure (III.21) : Analyse au glissement de la paroi moulée (sans tirants) :……..65

Figure (III.22) : Schéma représentant la fiche de la paroi moulée (avec tirants) :……66

Figure (III.23) : le déplacement total de la paroi moulée (avec tirants) :…….67

Figure (III.24) : Analyse au glissement de la paroi moulée (avec tirants) :…….68

Figure (III.25): Analyse au glissement de la paroi moulée (avec tirants) :…….69

ITRODUCTION GENERAL

Au niveau des sites urbains où les surfaces de constructions sont limitées, le recours à l'exploitation des sous-sols est devenu de plus en plus répandue depuis quelques décennies ; dans ce cas l'ingénieur géotechnicien se retrouve devant des problématiques de soutènements des sols ayant subis des excavations durant la période de réalisation des projets ; il doit proposer la solution de stabilisation qui assure la sécurité de l'ouvrage, mais aussi la meilleure sur le plan économique.

C'est dans cette optique que s'inscrit le thème de notre mémoire de Master, où nous proposons des solutions de conception et l'étude d'un soutènement provisoire, nécessaire pour la réalisation du nouveau siège de la banque B.A.D.R., en R+14 avec quatre sous-sols, sis au niveau du quartier d'affaire de Bab Ezzouar, Alger.

Ce travail comprend plusieurs étapes ; à savoir : l'exploitation des résultats de la reconnaissance géotechnique, réalisée sur site, l'exposé et l'analyse de la solution adoptée par le B.E.T., l'exposé et le développement de deux variantes de soutènement ; proposées par nous ; et enfin la comparaison technico-financière des deux variantes, en vu de choisir la meilleure.

Pour la présentation de notre travail, nous avons structurée le mémoire en plusieurs chapitres :

-Le premier chapitre est une étude bibliographique, consistant à définir les deux concepts "l'excavation" et le "soutènement", et à énumérer les types de soutènement ;

-Le deuxième chapitre propose une synthèse des résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique ;

-Le chapitre troisième expose l'étude de stabilité des soutènements GEO5 et TALREN.

Enfin, nous avons terminé avec une conclusion faisant ressortir les principaux résultats obtenus à partir de cette étude

CHAPITRE I

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 Introduction

Dans la plupart des cas, les excavations souterraines (verticales) ne peuvent pas devenir stables sans support ; Selon leur fonction, il existe de nombreuses méthodes de soutènement de ces excavations, souvent très compliquées à développer et à mettre en œuvre (stabilisation par parois moulées, parois berlinoises, écrans de soutènement, etc….) et le choix dépend des données de l'objet, du type d'excavation et les conditions et les limites de son environnement.

Ce premier chapitre propose une étude bibliographique pour étudier la stabilité et la protection des sols de soutènement

I.2 L'excavation

L'excavation est une partie de terrain creusée à une profondeur d'au moins 1.2m,les travaux d'excavation sont généralement des travaux impliquant l'enlèvement de terre ou de roche d'un site pour former une face ouverte, un trou ou une cavité à l'aide d'outils, de machines ou d'explosifs. [1] Elle est un segment important de la technologie de base. Par exemple, dans la construction des bases ou des sous-sols de hauts bâtiments d'élévation, les réservoirs d'huile souterrains, les souterrains ou le passage rapide, etc. …. [2] Lorsque Terzaghi (1943) a envisagé pour la première fois la stabilité de l'excavation, il a défini celles dont la profondeur d'excavation était inférieure à leur largeur comme une excavation peu profonde tandis que celles dont la profondeur était supérieure à leur largeur étaient une excavation profonde. Des années plus tard, Terzaghi et Peck (1967) et d'autres, dont Peck et al (1977), ont mis à jour que l'excavation dont les profondeurs étaient inférieures de 6 m pouvait être définie comme étant des excavations peu profondes, et celles plus profondes que ça en tant que des excavations profondes. Une fois l'excavation dépasse 6m (Excavation profondes), l'utilisation de palplanches comme un soutènement des parois verticales d'excavation devient peu retable (peu économique). D'une manière générale, les méthodes d'analyse pour l'excavation peu profonde 0sont relativement simples. En fait, de plus en plus de projets d'excavation sont situés dans des zones urbaines peuplées. Pour éviter d'endommager les propriétés adjacentes en raison de l'excavation, des murs de diaphragme sont couramment utilisés en tant que murs de soutènement. De plus, la programmation informatique a fait la plupart du travail d'analyse et de conception, qui s'applique à toutes les profondeurs, en suivant les mêmes théories. Par conséquent, il n'est plus significatif de distinguer entre l'excavation profonde et peu profonde. [2]

I.2.1Méthodes d'excavation

A nos jours, il existe une grande variété de méthodes d'excavations utilisées pour la construction. On cite ci-après quelques méthodes d'excavation couramment utilisées pour La construction de fondations profondes,

I.2.2 Méthode d'excavation ancrée

La méthode d'excavation ancrée a le même principe de la méthode d'excavation contreventée par contre dans la méthode d'excavation ancrée on utilise les ancrages à la place des entretoises pour offrir un support latéral contre la pression latérale de la terre et pour assurer la stabilité du mur.

-Les tirants d'ancrage sont capables de transmettre les forces résistantes au massif rocheux ou au terrains dans lequel ils sont insérés. La configuration d'une ancre peut être divisée en :

La section fixe (longueur scellée) : cette section offre une surface d'ancrage pour transmettre les forces de traction au terrain environnant, par l'intermédiaire du coulis de scellement.

- La section libre (longueur libre) : cette section transfère la force d'ancrage à la tête d'ancrage, elle se situe entre le point de fixation de l'armature sur la tête d'ancrage et le début de la section scellée.

- La tête d'ancrage : qui verrouille les tendons et transfère la force d'ancrage à la structure (mur de soutènement).

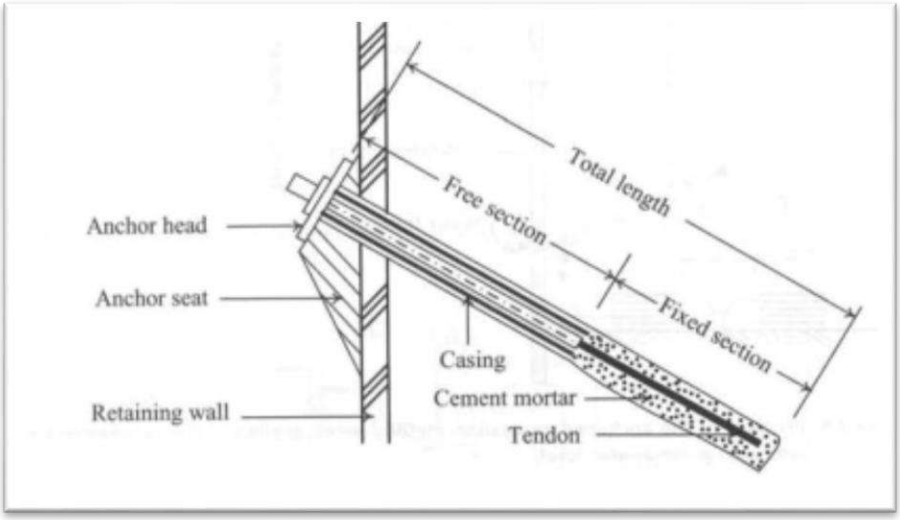


Figure I.1 : Configuration de base d'un tirant d'ancrage [2]

La procédure de construction de la méthode ancrée est décrite comme suit :

- Viser l'excavation du premier étage
- Aléser pour des ancres
- Insérer les tendons dans les alésages
- Injecter les coulis
- Précharger les ancres et les fermer
- Procéder à la deuxième étape de l'excavation
- Répéter les procédures 2-6 jusqu'à la profondeur conçue
- Etablir la base du bâtiment
- Construire les galettes de plancher de la base jusqu'à la terre séquentiellement.
-

L'excavation ancrée compte uniquement sur la résistance du sol pour offrir la force d'ancrage. Plus la résistance du sol est élevée, plus la force d'ancrage est forte et vice versa.

La méthode d'excavation ancrée présente les avantages suivants :

- Haute efficacité pour l'excavation et la construction de structures souterraines
- Période de construction courte
- Adapté aux projets d'excavation avec de grandes surfaces et de faibles profondeurs

Les inconvénients de la méthode d'excavation ancrée sont :

- Cette méthode d'excavation n'est pas applicable aux couches de sol hebdomadaires ;
- Applicable à une profondeur de 10m sous la nappe phréatique dans les sols granulaires (tels que les sols sableux ou les sols graveleux), les ancrages doivent être installés avec soin.

Un tassement important peut se produire si la qualité de construction des ancrages n'est pas suffisante. [2]



Figure I.2. Photo représentant la méthode d'excavation ancrée [2]

I.2.3 Processus de choix d'une méthode d'excavation

Le processus de choix d'une méthode d'excavation passe en général par trois phases qui sont :

Phase I

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

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

Phase II

Par la suite la considération des critères suivants :

- la sécurité de l'ouvrage, pendant et après sa construction;
- une uniformité de méthode sur toute la longueur de l'ouvrage;
- la souplesse d'emploi (de façon à s'adapter aux difficultés souvent imprévisibles);
- la limitation des nuisances engendrées sur l'environnement en site urbain notamment.

Phase III

Ultérieurement, lors de la consultation des entreprises et du choix définitif, interviennent de nouveaux critères liés à la conjoncture, à la technicité propre des entreprises et à l'économie du projet. [3]

I.3 Le blindage

Dans la construction, le blindage est l'ensemble des moyens employés pour assurer la stabilité et la résistance des murs ou des plafonds dans les tranchées, les fosses, les couloirs de mine, les puits ou les tunnels. Le support est un bouclier constitué d'accessoires de montage.

I.3.1.Mise en œuvre

Le blindage permet de protéger les espaces d'excavation des glissements de terrain dans l'environnement immédiat par des glissements de terrain, des ruptures de remblai ou des infiltrations d'eau. Il protège également les allées, les espaces de travail des personnes et des machines. La réalisation des blindages nécessaires fait partie de la réglementation relative aux conditions de travail et à la sécurité au travail et est fixée par des normes.

La diversité des environnements et des risques à protéger nécessite l'utilisation de différentes technologies de blindage : en particulier l'industrie minière a une longue expérience dans l'installation de piliers, et les grands projets de construction de tunnels ont permis l'avancement de la technologie de blindage nationale.

L'installation de blindage dans les travaux publics est réglementée. Par exemple, les excavations et les tranchées doivent être protégées à partir d'une profondeur donnée, qui varie d'un pays à l'autre, généralement entre 1,30 et 1,50 m. . (voir la figure I.3)

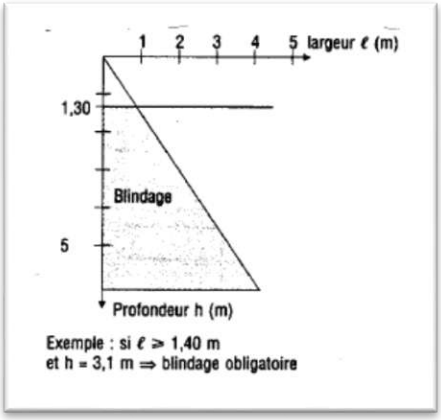


Figure I.3: L'obligation de blindage de fouille

I.4 Technique de blindage (soutènement)

I.4.1 parois de pieux

Une paroi de pieux pour le soutènement d'une fouille est réalisée à l'aide de pieux en béton primaires et secondaires sécants (emboités les uns dans les autres) ou tangents (en contact) ou forés. Ensemble, les pieux forment une paroi de soutènement.

En général le diamètre d'un pieu varie entre 0,50 et 1,50 m, Les pieux primaires peuvent être exécutés moins profondément que les pieux secondaires (rideau de pieux en touches de piano)[3].

Le mur de soutènement en pieux est construit en enfonçant des pieux en béton. Les pieux sont forcés dans une profondeur suffisante pour contrarier la force qui tente de pousser sur le mur. Il est employé dans les travaux temporaires et permanents.

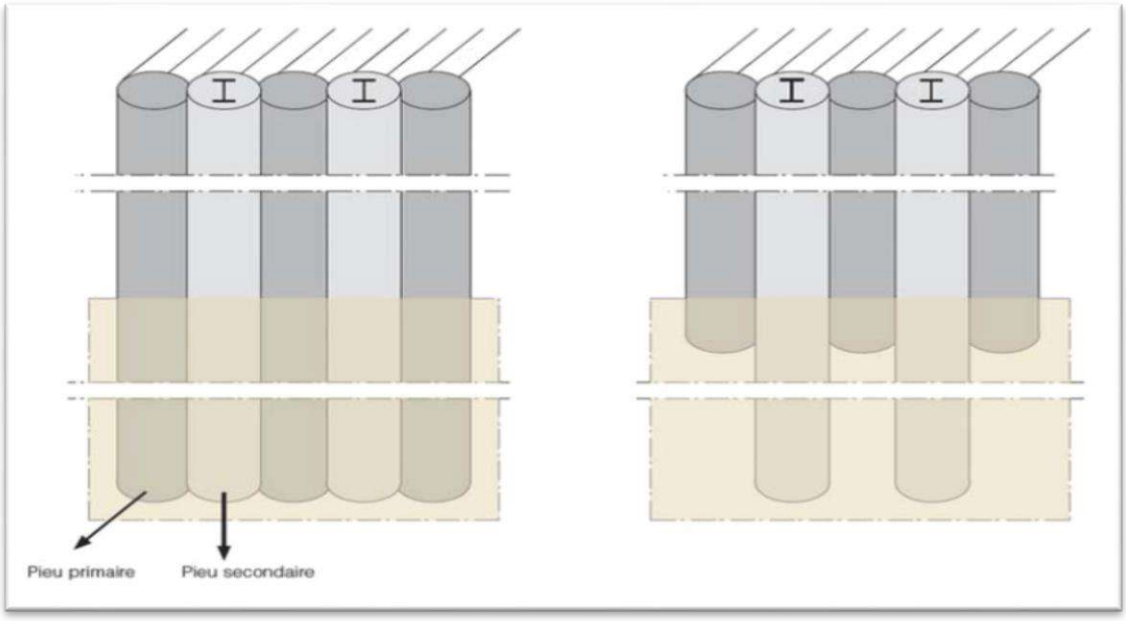


Figure I.4 : Mur de pieux sécants classique (gauche) et en touches de piano (droite).

I.4.1.1Exécution

On commence toujours par installer une poutre de guidage pour indiquer les positions des Pieux et assurer le guidage durant le forage.

L'exécution se déroule en plusieurs étapes:

- une première série de pieux primaires non armés est réalisée suivant la séquence 1 – 5 – 9
- une deuxième série de pieux primaires non armés est réalisée suivant la séquence 3 – 7 –...

- les pieux secondaires en béton armé sont exécutés suivant la séquence 2 – 4 – 6 – 8 – 10 ...
- la fouille est ensuite excavée jusqu'au niveau d'installation d'un éventuel support horizontal.
- si nécessaire, les tirants d'ancrage ou les pieux de traction sont placés dans la paroi de pieux sécants à la hauteur de l'intersection entre un pieu primaire et secondaire, et pour la paroi de pieux tangents sont mis en place à l'aide de poutres de répartition.
- la fouille est à nouveau excavée jusqu'au niveau d'installation d'un éventuel support horizontal supplémentaire ou jusqu'au niveau du fond de fouille final.

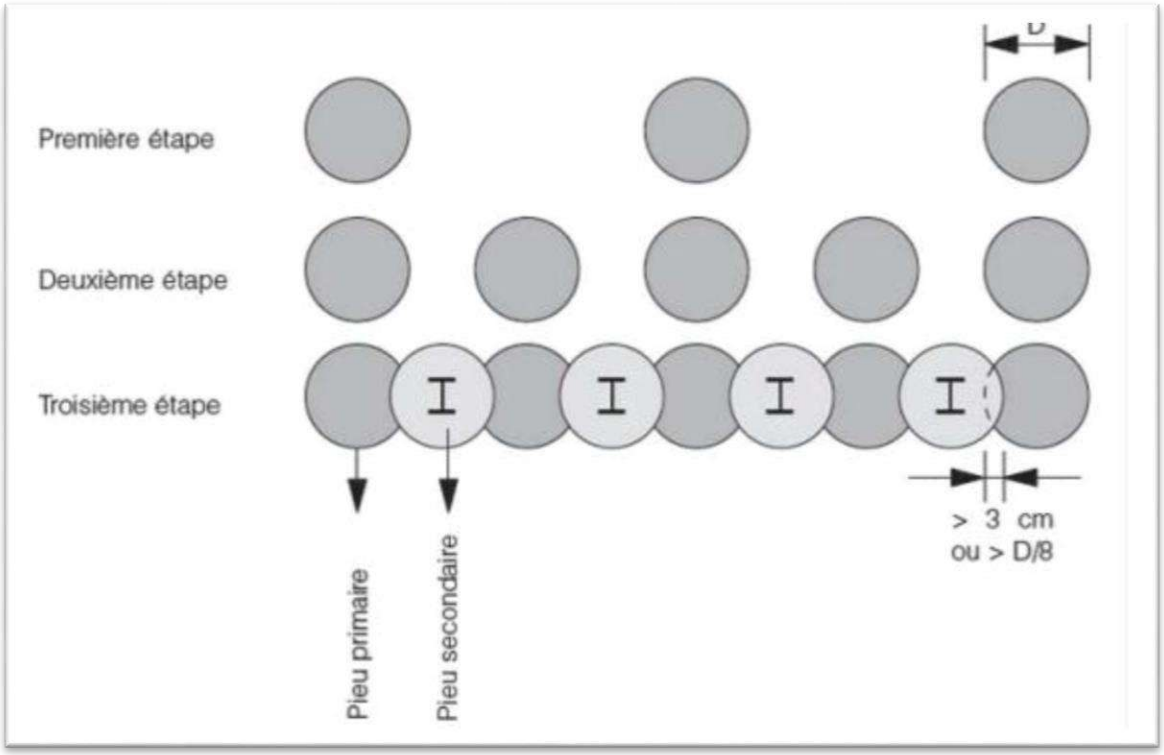


Figure I.5: Processus d'exécution de la paroi de pieux sécants

I.4.2 Parois moulées

Les parois moulées sont des ouvrages de fondations en béton armé utilisées à titre de structure définitive pour la réalisation de nombreux ouvrages, elles permettent d'excaver en toute sécurité sous la nappe phréatique [4].

La technique de la paroi moulée est récente (1952 en Italie, 1955 en France), elle se prête à la réalisation d'une grande diversité d'ouvrages dans des sites et des conditions géotechniques très variées. Elle permet de réaliser des ouvrages de formes et de dimensions diverses jusqu'à des profondeurs très importantes. Cette technique est couramment utilisée pour la réalisation

de puits de moyenne profondeur (10 et 50m de profondeur) [5].

La paroi moulée assure simultanément trois fonctions : soutènement, portance et étanchéité. Elle sert pour :

Fondation : lorsqu'elle est descendue jusqu'aux couches porteuses profondes.

Soutènement : en maintenant les terres et les surcharges sur la périphérie.

- Paroi étanche : en protégeant de l'eau extérieure le volume enclos.

I.4.2.1 Les phases de réalisation de la paroi se schématisent comme suit

1- Exécution d'une murette guide

Le premier ouvrage exécuté est la murette guide qui permet de:

- matérialiser l'ouvrage à exécuter et d'en définir avec précision le tracé,
- guider l'outil de forage,
- caler les cages d'armatures.

2- Excavation des panneaux

La paroi est réalisée par panneaux unitaires creusés par un trépanbenne ou une hydro haveuse montés sur une grue à câble ou une pelleteuse spécialisée.

3- Les joints entre panneaux

Le joint entre panneaux qui doit assurer la continuité de la paroi constitue un point délicat du procédé : il s'agit à cet endroit de garantir le bon alignement ainsi que le contact béton/béton des deux panneaux adjacents. On peut également dans des cas particuliers envisager d'équiper le joint d'une lame d'étanchéité.

4- Utilisation de la boue de perforation

La boue de perforation joue un rôle capital dans le procédé en maintenant la stabilité de la tranchée durant toute l'excavation, l'équipement et le bétonnage des panneaux. Durant l'excavation, le niveau de la boue doit toujours être maintenu de 1 m à 1.5m au-dessus du niveau de la nappe.

5- Mise en place de la cage d'armature

Le ferraillage d'une paroi est réalisé en éléments discontinus par armatures horizontales et verticales en acier HA ou lisse assemblées sous formes de cages comme représenté sur le

schéma. On assure un enrobage de béton minimum de 7cm en centrant la cage dans la tranchée à l'aide de centreur de préférence non métalliques, par exemple des écarteurs en béton en forme de patin.

6- Le bétonnage

Le béton de paroi est mis en place au tube plongeur et sans être vibré. Il doit s'écouler facilement pour suivre les contours de l'excavation et enrober correctement les aciers, tout en évitant les ségrégations et les inclusions de boue.

Avantages

- Pas de décompression des terrains, pas de limitation en profondeur ;
- Possibilité d'intégrer le soutènement dans la structure définitive ;
- Permet de réaliser la couverture avant les gros travaux.

Inconvénients

- Nécessite une plate forme de travail horizontale ;
- Matériel lourd ;
- Raccordement des radiers ;
- Ne permet pas une étanchéité extérieure

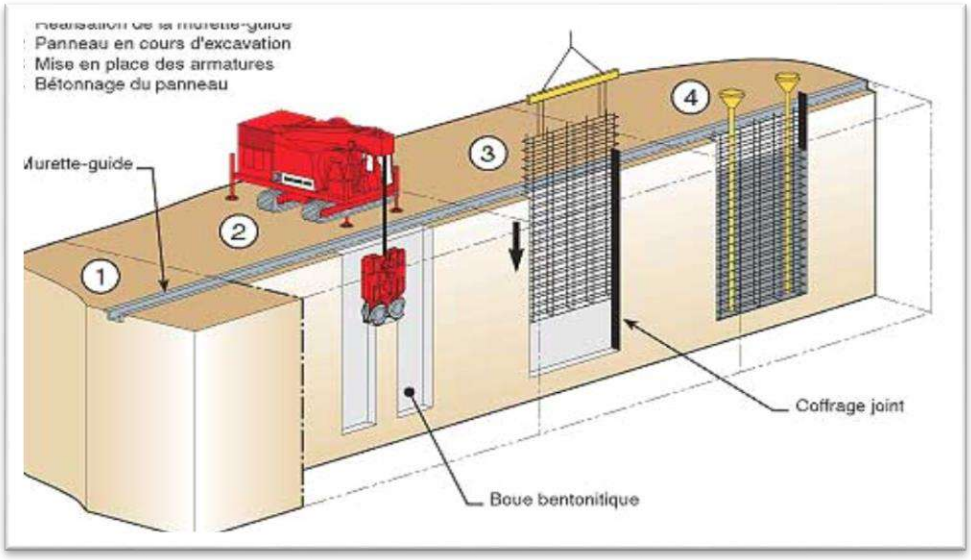


Figure I.6. Les phases d'une réalisation d'une paroi moulée [4]

I.5 Les principaux avantages et inconvénients des écrans de soutènement

Type	avantage	inconvénient
PIEUX SECANT	- Une paroi peut avoir une fonction de support et de soutènement ; - La rigidité ; - Autorise d'utiliser des ancrages pour accroitre la stabilité dans des fouilles profondes ; - Utilisable dans les sous-sols - Adapté à tous types de sol ; - Etanchéité pour la paroi de pieux sécants.	- Nécessite des moyens importants et de grande puissance. - Rendements limités. - Déblais de forages. - Aspect visuel se présentant sous forme de fût circulaire. - Défauts de verticalité - Paroi de pieux tangents non étanche.
PAROIS MOULEE	- Grandes profondeurs ; - Peu de nuisances ; - Adapté à tous types de sol et peut être réalisé en présence de nappe ; - Réalisable à voisinage d'un existant ; - - Etanchéité.	- cette technique est très coûteuse ; - une grande quantité de matériaux est employée ; - la technicité de l'entreprise doit être très pointue ; - la qualité de parement reste assez médiocre (paroi coulée en pleine fouille) ; - elle nécessite généralement un étaiement provisoire ou définitif (tirants, planchers, butons ...) ; - les caractéristiques mécaniques et de durabilité du béton sont moindres (car le béton est coulé au contact du sol)

Tableau I.1: Principaux avantage et inconvénient des écrans de soutènement

I.6 Méthodes de calcul des écrans de soutènements

Les méthodes de calcul des écrans de soutènement en usage aujourd'hui sont très diverses., nées au début du siècle et développées à partir des années 1970, des méthodes complètement empiriques et des méthodes reposant uniquement sur des modèles théoriques, des méthodes prétendant rendre compte du comportement en service des ouvrages, tout en étant qualifiées de méthodes « à la rupture », et des méthodes rendant effectivement compte du comportement à la rupture des ouvrages, bien qu'en faible nombre pour ces dernières .

On distingue cinq familles de méthodes de calcul des écrans de soutènements :

- Les méthodes dites 'classiques', faisant appel à des calculs analytiques de la poussée et de la butée des terres ;
- La méthode du coefficient de réaction, prenant en compte une certaine interaction sol-structure ;
- Les empiriques et semi-empiriques, s'appuyant sur un référentiel qui tient compte du comportement observé des ouvrages ;
- Les méthodes de calcul de l'état limite ultime, fondées sur des théories de plasticité ;
- La méthode d'éléments finis .

I.6.1 Les méthodes classiques

Les méthodes classiques nécessitent la détermination des distributions classiques de poussée et de butée, influencées par différents coefficients. Ces méthodes de calcul, dites aussi à la rupture, sont basées sur des schémas de comportement simplifiés admettant que le sol est en poussée ou en butée limite

Les trois principales méthodes de calcul des écrans de soutènement utilisant les hypothèses classiques de poussée et de butée limite sont les suivantes :

- La méthode de Coulomb,
- La méthode de Rankine,
- La méthode de Bousines-Caquot-Kerisel.

Rappel sur la notion de la théorie poussée / butée

Pour un ouvrage de soutènement simple, de type mur en béton retenant un massif de sol (Figure I.7), les types de sollicitations qui s'exercent sur ce mur sont :

- La force de pesanteur W, poids du mur, qui s'exerce sur la face du mur en Contact avec le sol.

Les trois forces de mécanique des sols

- **la force de poussée :**on la note Pa, l'indice a précisé qu'il s'agit d'une force active.
- C'est la force du massif de sol s'exerçant sur la face amont du mur et qui a tendance soit à renverser le mur, soit à le déplacer horizontalement;
- **la force de butée** : on la note Pp, l'indice p précise qu'il s'agit d'une force passive (qui ne s'exerce qu'en réaction à` un déplacement effectif).
  C'est la force qu'exerce le sol sur la face aval du mur, et qui a tendance à retenir le mur;
- **la force portante N :** verticale, et la force de résistance au glissement, T, qui s'oppose au glissement du mur sur sa base sous l'action de la poussée.

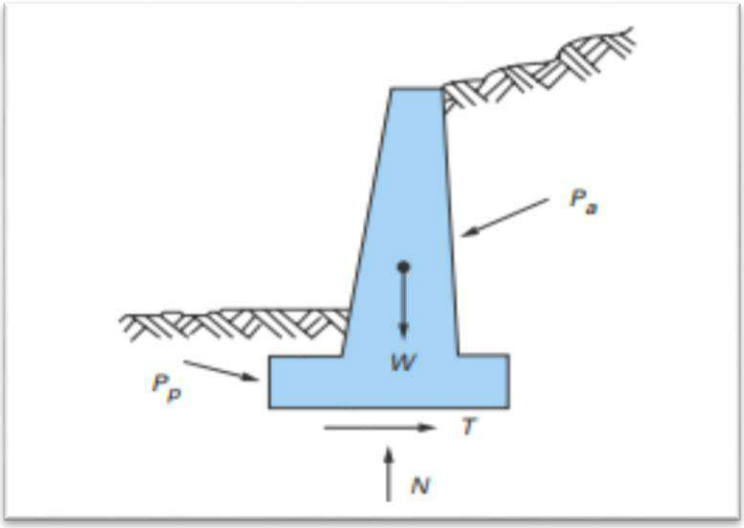


Figure I.7: Sollicitations exercées sur un mur de soutènement

I.6.1.1 La méthode de Coulomb

La méthode de coulomb permet de déterminer les forces de poussée et de butée limites s'exerçant derrière un écran ou un mur quelconque sans considérations de l'état de contrainte s'exerçant dans le sol derrière le mur.

La méthode de coulomb se base sur les hypothèses suivantes :

- Sol isotrope, homogène et frottant, pulvérulent limité par un talus semi infini plan ;
- la surface de glissement est plane ;

- le matériau se comporte comme un corps solide indéformable ;

- le sol est sec en absence de la nappe phréatique ;

- la cohésion n'est pas prise en compte ;
- le coefficient de frottement supposé connu du sol sur l'écran (soit tg δ).

Sous des conditions de pression active, la poussée sur un mur avec la géométrie présentée dans la figure 1.8a est obtenue à partir de l'équilibre des forces figure 1.8b. Pour la surface de rupture critique, la poussée sur un mur soutenant un sol sans cohésion peut être exprimée comme suit:

$$Pa = Ka\,\gamma \times H \qquad (1.1)$$

Ou

$$Ka = \frac{cos^2(\varphi-\theta)}{cos^2\theta\,\cos(\delta+\theta)\left[1+\frac{\sin(\delta+\varphi)\sin(\varphi-\beta)}{\cos(\delta+\theta)cos\beta-\theta)}\right]^2} \qquad (1.2)$$

Avec :

φ : angle de frottement interne du sol

δ : angle de frottement sol-écran

α : inclinaison du mur avec l'horizontale

β : inclinaison de la surface du sol avec l'horizontale

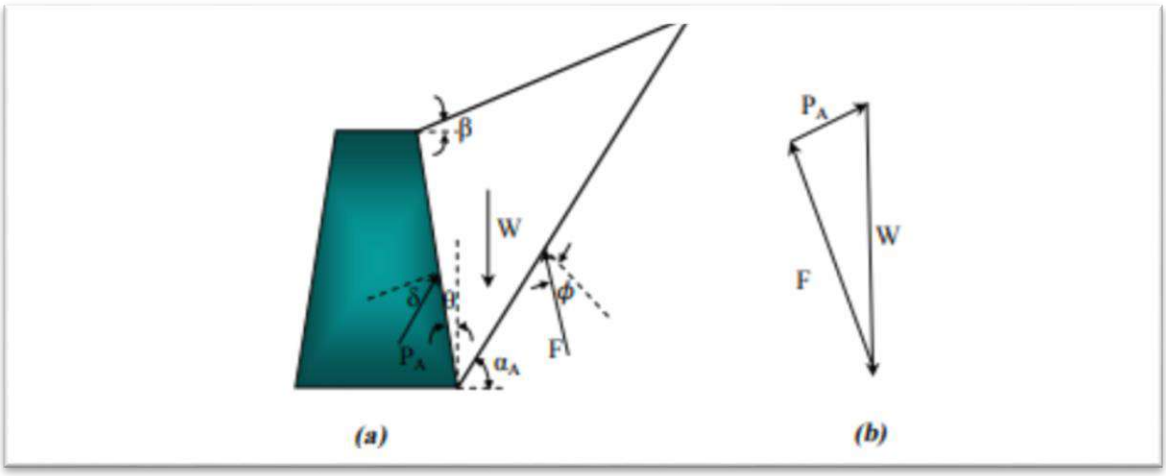


Figure I.8: Coin actif de coulomb limité par la surface et le polygone des forces du coin actif

- (a) coin actif de coulomb limité par la surface du remblai, la surface de rupture et le mur
- (b) polygone des forces du coin actif de coulomb.

Pour des conditions passives dans des remblais pulvérulents (Figure I.8), la théorie de Coulomb prédit une butée :

$$Pp = Kp.\gamma \times H (1.3)$$

Ou

$$Ka = \frac{cos^2(\varphi+\theta)}{cos^2\theta\cos(\delta-\theta)\left[1+\frac{\sin(\delta-\varphi)\sin(\varphi+\beta)}{\cos(\delta-\theta)cos\beta-\theta)}\right]^2} (1.4)$$

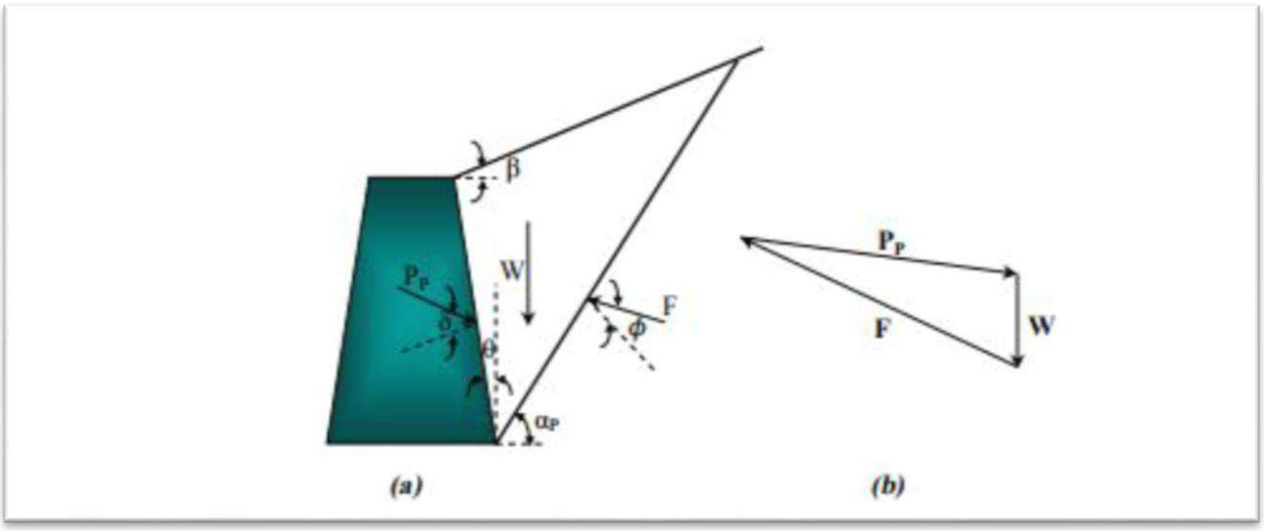


Figure I.9 : Coin passif de coulomb limité par la surface du remblai et le polygone des forces

- Coin passif de coulomb limité par la surface du remblai, la surface de rupture et le mur ;
- polygone des forces du coin passif de coulomb.

I.6.1.2 Théorie de Rankine

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 (I.10). Les plans de rupture sont inclinés de **θ=± (45°+ϕ/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.[10]

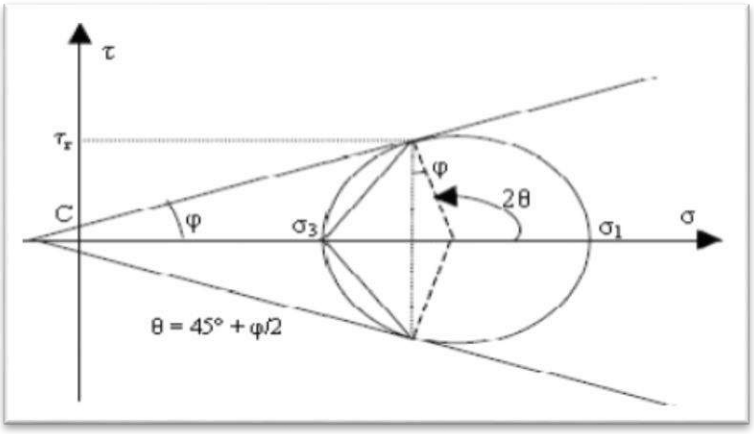


Figure I.10 : cercle de Mohr à l'équilibre limite [10]

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.

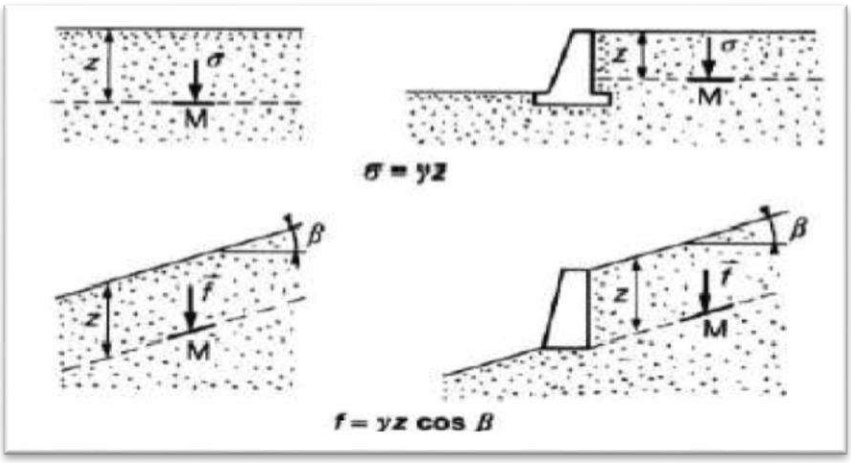


Figure I.11 : Hypothèses de la méthode de Rankine (Schlosser, 1994)

I.6.1.3 Méthode de Boussinesq-Caquot-Kerisel

Boussinesq a bâti un schéma en 1982 permettant de prendre en compte le frottement des terres sur l'écran, remédiant en cela au principal défaut de la théorie de Rankine [9].

Ce schéma suppose encore un massif semi-infini pulvérulent homogène et isotrope limité par une surface plane, et introduit l'angle de la poussée avec la normale à l'écran.de plus, sur une droite passant par l'arête de l'écran, la contrainte est supposée croître linéairement à partir de cette arête.

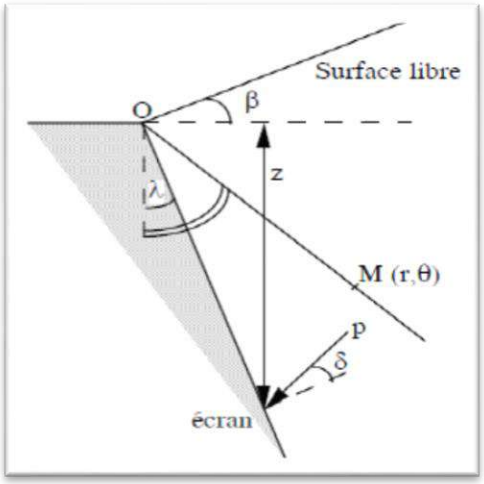


Figure 1.12 : Coin de Boussinesq.[9].

En fait, Boussinesq n'a fait que poser les équations du problème .Caquot et kerisel les ont développées jusqu'à une intégration numérique complète se traduisant par des tables de "poussée "et de "butée".

I.6.1.4 Méthode de Sokolovski

Sokolovski a mis au point une méthode générale de calcul des zones plastiques permettant d'aborder de manière rigoureuse les problèmes en milieu pulvérulent ou cohérent. Cette méthode, également utilisée par M. Mandel, consiste simplement à résoudre le système d'équations différentielles d'équilibre du milieu considéré par la méthode des caractéristiques. Cette méthodes et moins utilisée [9].

I.6.2 La méthode au coefficient de réaction

La méthode est basée sur hypothèse fondamentale de winkler (1867) dans le domaine des petits déplacements :

$$P(z) = K_h u(z) (1.5)$$

K_h, appelé coefficient de réaction (kN/m³), n'est pas une grandeur intrinsèque, puisque il dépend de la nature du sol, sa rigidité, et des dimensions de rideau. Aussi il est évalué par les résultats de l'essai pressiométrique en fonction du module préssiométrique équivalent E_M^e

$$K_h = \frac{E_M^e}{\left(\frac{\alpha a}{2} + 0.13(9a)^{\alpha}\right)} \quad (1.6)$$

Avec
α: Le coefficient de structure ;
a: paramètre ayant la dimension d'une longeur,dépend de la géométrie du système sol/rideau.



Figure I.13 : Méthode du module de réaction

I.6.3 Les empiriques et semi-empiriques

Ces méthodes s'appuyé sur un référentiel qui tient compte du comportement observé dans les ouvrages, a été initialement été proposée comme solution palliative au développement d'approches théoriques du comportement des écrans de soutènement d'excavations, tenant compte des formes complexes d'interactions sol-structure. Ainsi ces méthodes sont restées sans alternative jusqu'à l'apparition de la méthode des éléments finis à partir des années 1960 [10].

I.6.4 Méthodes de calcul de l'état limite ultime

Les méthodes de calcul de l'état limite ultime sont fondées sur des théories de plasticité [1]. Plusieurs méthodes permettent de calculer les écrans de soutènements à l'état limite ultime:

- Où le rideau est ancré en tête et simplement buté en pied

- Où le rideau n'est pas ancré en tête, mais résiste uniquement par un bon dans le sol de fondation Travaux de Brinch Hansen (1953).

I.6.5 La méthode des éléments finis (MEF)

Le calcul automatique en géotechnique a vu ces dernières années, un développement important avec l'introduction de la méthode des éléments finis au calcul des ouvrages [6]. Elle offre la possibilité de prendre en compte des modèles de comportement très sophistiqués, plus réalistes que ceux prisent en compte par des méthodes plus traditionnelles, pour cela elle a eu un grand intérêt de la part des ingénieurs de la géotechnique et du génie civil.
D'une façon générale, la résolution par la MEF inclut les étapes suivantes :

- Obtention de la formulation du problème
- Réalisation d'un maillage, correspondant à la discrétisation du domaine d'étude en éléments
  (triangles, tétraèdres, hexaèdres . . .) sur lesquels les champs sont écrits en termes d'un nombre fini de degrés de liberté et de fonctions de base à repère local

- Calcul des matrices élémentaires qui, après assemblage, génèrent un système matriciel
- Résolution du système algébrique pour l'obtention d'une solution approchée du problème.

Il existe plusieurs logiciels spécialisés d'éléments finis en géotechnique, tels que PLAXIS, CRISP, CESAR, permettant de par leur convivialité et leur interactivité une modélisation aisée de ce type de problème [6].

I.7 Conclusion

Dans cette partie bibliographique nous avons étudié la stabilité et blindage de sol par les différents types d'écrans de soutènement (paroi pieux et paroi moulé).

Donc, ces excavations souterraines ne peuvent pas devenir stables sans être soutenus à l'aide des procédés de soutènements, et les différents types de parois, pieux, moulées, berlinoise ect….

Pour améliorer la stabilité de ses ouvrages de soutènements; Chaque type de soutènements, le technique de stabilité ou de renforcement présentent des avantages et des inconvénients qui dépendent de plusieurs facteurs.

Il existe Plusieurs méthode de calcul des écrans de soutènement Parmi elle, les méthodes classiques qui sont considérés comme une loi d'interaction entre le sol et la structure, elles se basent sur le calcul de poussée et de butée, et sont développées par de nombreux auteurs : Coulomb, Rankine,Boussinesq-Caquot-Kerisel,et Sokolovski.
D'autres part, la méthode au coefficient de réaction qui base sur l'hypothèse fondamentale de Winkler (1967) dans le domaine des petits déplacements. Aussi, la méthode empirique e semi empirique qui tient compte des formes complexes, d'interactions sol-structure et la méthode de calcul de l'état limite ultime qui fonde sur des théories de plasticité.

Et finalement c'est la méthode des éléments finis (MEF) reposant sur un ensemble d'hypothèses principales comme l'environnement de l'ouvrage, sa géométrie et son comportement. Elle offre la possibilité de prendre en compte des modèles de comportement très complexes.

CHAPITE II PRESENTATION DE SITE ET RECONNAISSANC GEOTECHNIQUE

II.1Introduction

Dans le cadre de l'étude de notre projet, nous avons exploité les résultats de la reconnaissance géotechnique mise à notre disposition. Le programme de reconnaissance exécuté sur lieu a prévu un ensemble d'investigation sur terrain (sondages carottés, essais pressiométriques et essais de pénétration), ainsi que les essais fondamentaux d'identification physique et de caractéristiques mécaniques effectués au laboratoire sur des échantillons récupérés.

L'exploitation de ces résultats vise à atteindre une connaissance approfondie du sous-sol du site et d'établir un modèle lithologique des différentes couches rencontrées.

Le présent chapitre est consacré à ce sujet et tente de résumer l'essentiel de la description et interprétation géotechnique du site, nécessaire pour la phase de conception et calcul du soutènement.

II.2 présentation de site

Le projet est situé dans le quartier des affaires de Bab Ezzouar à Alger, a cote de al baraka Bank et Al Salam Bank



Figure (II.1) : le site via Google earth

II.3Géologie

II 3.1Géologie régionale

Le contexte géologique de la région d'Alger est très complexe ,du fait qu'il existe en passage brusque des terrains métamorphiques anciens d'âge primaire vers des terrains sédimentaires d'âge tertiaire .La géologie d'Alger est constituée par un socle métamorphique qui correspond au massif d'Alger le quel est en Touré de dépôts sédimentaires d'âge Plio-Quaternaire limités en leur partie méridionale par le bassin Moi-Plio-Quaternaire de la Mitidja.

Les principales formations affleurant dans la région d'Alger sont les suivantes:

- **Le socle métamorphique** (massif d'Alger)

Il est constitué de formations de nature pélitique et carbonatée qui ont subi un métamorphisme, il a été recoupé par des manifestations magmatiques.

- **Les lacunes stratigraphiques**

La région d'Alger est marquée par les grandes lacunes stratigraphiques du secondaire et de la base du tertiaire (éocène et oligocène).

- **Les formations tertiaires**

Ces formations recouvrent en discordance les faciès métamorphiques.

- **Les formations quaternaires**

Cette série est appelée marnes et cailloutis du comblement de la Mitidja, ces dépôts englobent une multitude de faciès plus ou moins grossiers- Le quaternaire est constitué dans la région d'Alger par de nombreux termes lithologiques (Sables, grés dunaires, alluvions, éboulis, limons, argiles vaseuse, tourbes argileuses)

II 3.2Géologie locale

Le site étudier se situe géologique ment dans la zone est de la Mitidja correspondant ainsi à l'unité qu'on appelle bassin d'El-Harrach qui géologiquement et morphologiquement répond à la description énoncée ci-après :

-Un horizon Astien profond est isolé sous une épaisse couche de marnes caillouteuses de maison carrée.

-Marnes de "maison carrée", les argiles et les marnes dominent, cela n'exclut pas les passées graveleuses.

-Le Quaternaire : les dépôts quaternaires sont exclusivement formés par des alluvions d'origine continentale moyennes et récentes.

II.3.3 Sismicité

La conception et la réalisation du projet devront tenir compte de la sismicité de la région et se référer à la réglementation.

Le document technique réglementaire, divise le territoire algérien en cinq (05) zones de sismicité croissante (figure II.2), soit :

- **Zone 0 :** Sismicité négligeable
- **Zone I** : Sismicité faible
- **Zone II a et II b** : Sismicité moyenne
- **Zone III** : Sismicité élevée

D'après le règlement parasismique algérien (RPA 99 / version 2003), la wilaya de d'Alger est classées zone « **III**», c'est-à-dire zone à sismicité élevée

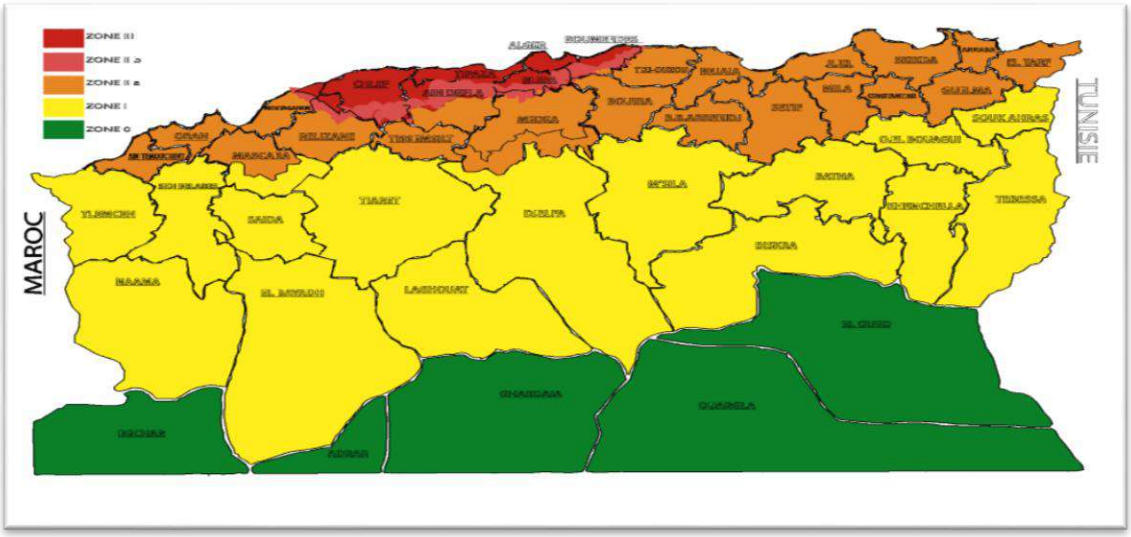


Figure (II.2) : les zones de sismicité algériennes (situation sismique d'Alger)

II.4 Programme de l'investigation géotechnique

L'objectif attendu par le programme de reconnaissance géotechnique est de permettre la reconnaissance des sols en place et de déterminer leurs caractéristiques géotechniques

La reconnaissance géotechnique du site étudiée a été effectuée par laboratoire cosidar.

Dans notre projet Le programme de reconnaissance consiste en la réalisation de :

Deux (02) sondages carottés de 30 m de profondeur, notés SC1 et SC2 ;

Deux (02) sondages pressiométriques de 20 m de profondeur, comprenant des lectures tous les un mètres, et notés PS1 et PS2;

Douze (12) essais au pénétromètre dynamique poussés jusqu'aux refus, notés PDL ; Une compagne piézométrique. (figure II.3) .

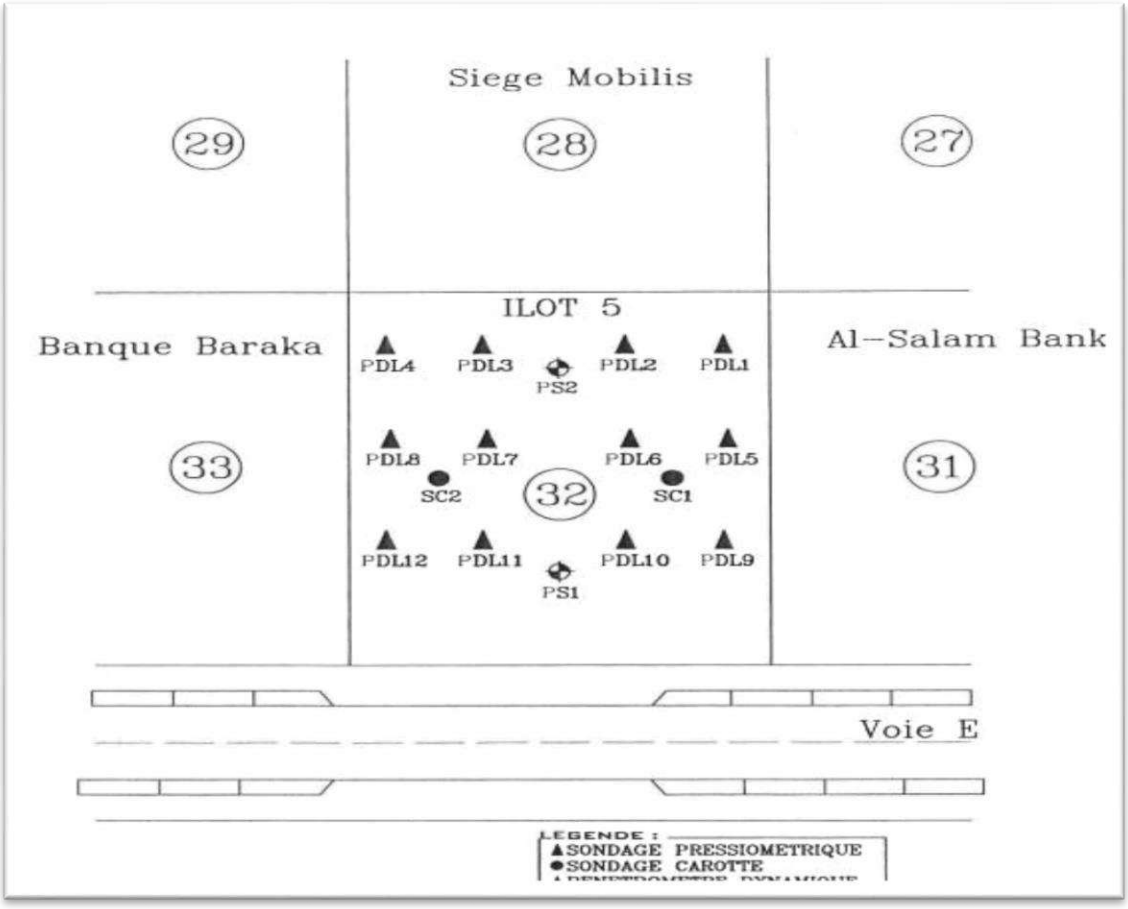


Figure (II.3) : Plan d'implantation des essais In-situ

II.5 Caractéristiques géotechniques

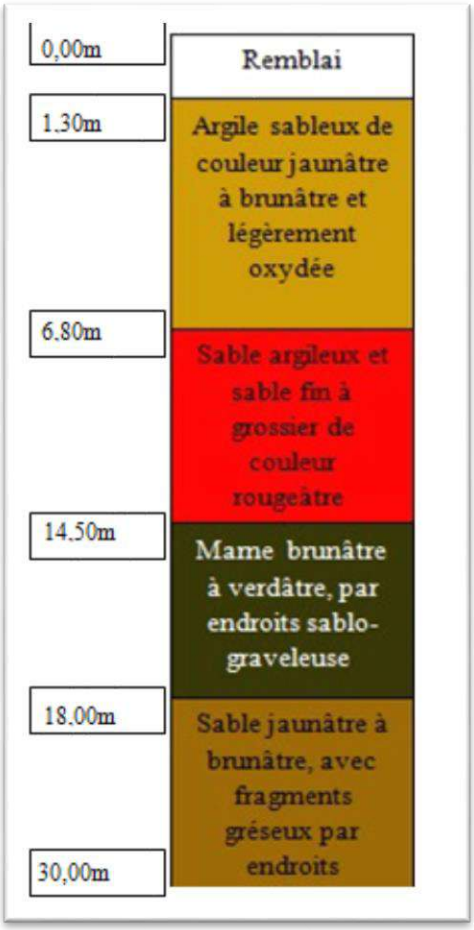
II.5.1Essai in situ

II.5.1.1Sondages carottés

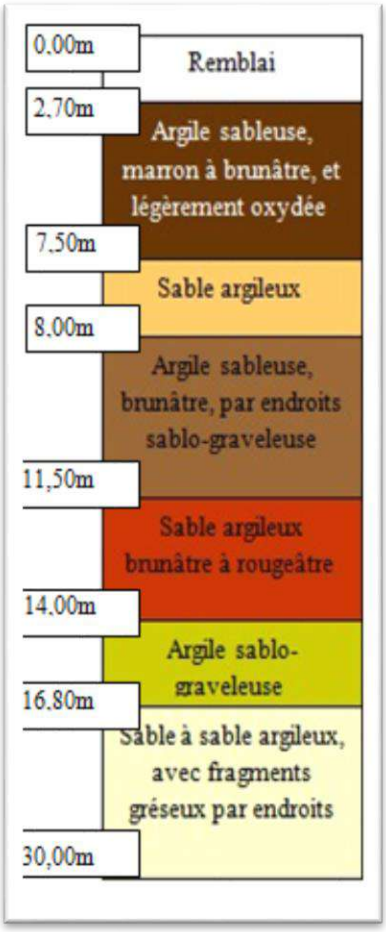
Les sondages carottés fournissent la meilleure qualité d'échantillon permettant de caractériser à la fois la nature et l'état des sols. Ils sont indispensables pour la recherche des gisements de minérais, d'eau, d'hydrocrabures mais aussi l'étude et une meilleure connaissance du socle rocheux en général. Les sondages carottés permettent de visualiser les terrains traversés, de préciser avec certitude leur disposition géométrique, d'effectuer un certain nombre d'essais de laboratoire et in situ.

Les deux sondages réalisés au niveau de cette zone ont permis de rencontrer la succession lithologique suivante :

Sondage carotté N° 01



Sondage carotté N° 02



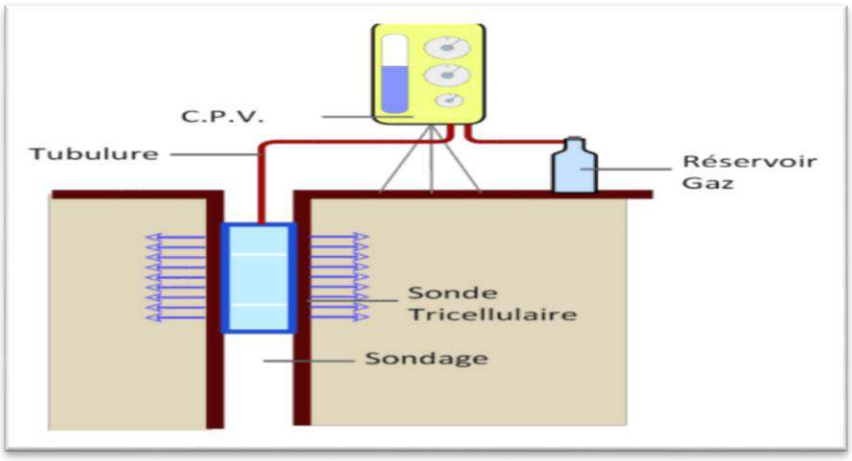
II.5.1.2 Essai Pressiométrique

L'essai pressiométrique Ménard est un essai de chargement du sol In-situ.

Il consiste à dilater radialement au sein du sol une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression appliqué sur le sol selon un programme de chargement imposé et le déplacement de la paroi de la sonde, pour calculer la portance de la fondation.

L'essai pressiométrique a été réalisé selon la référence : NF P94-110.

Le procédé consiste à introduire dans le sol, une sonde cylindrique dilatable (figure II.4). Cette sonde est reliée à un appareil de mesure pression-volume, appelé Contrôleur Pression Volume (CPV), situé à la surface du sol. L'essai permet d'obtenir une courbe "pression appliquée-volume injecté", représentative de la relation contrainte-déformation jusqu'à la rupture du sol en place. Pour cela on injecte de l'eau sous pression dans la sonde de mesure qui vient déformer le sol. Le volume injecté et la pression appliquée sont mesurés. Le volume d'eau injecté nous renseigne sur la déformation du sol, et la pression de l'eau nous renseigne sur la contrainte reprise par le sol.



Figure(II.4) : Schéma de principe de l'essai pressiométrique .

On trouve les résultats des enregistrements dans le tableau

Tableau (II.1): Sondage pressiométrique PS1

Profondeur (m)	Module de déformation E (bars)	Pression limite PL (bars)	E/PL
2,00	12,30	1,41	8,75
3,00	41,75	6,69	6,26
4,00	78,50	7,05	11,13
5,00	109,61	9,53	11,50
6,00	136,52	11,93	11,45
7,00	165,11	14,30	11,54
8,00	39,78	11,89	3,34
9,00	100,87	10,36	9,74
10,00	352,56	25,64	13,77
11,00	297,04	20,43	14,54
12,00	209,74	19,64	10,68
13,00	678,13	48,28	14,04
14,00	342,84	49,58	6,92
15,00	30,31	23,06	3,43
16,00	1250,80	85,34	14,66
17,00	2600,50	71,01	36,67
18,00	2077,04	73,07	28,45
19,50	532,06	49,89	10,66

Tableau (II.2): Sondage pressiométrique PS2

Profondeur (m)	Module de déformation E (bars)	Pression limite PL (bars)	E/PL
2,00	36,99	5,53	6,69
3,00	49,06	5,82	8,43
4,00	101,72	8,79	13,06
5,00	57,23	6,17	7,01
6,00	84,55	11,86	7,13
7,00	180,64	10,53	17,15
8,00	130,85	10,06	1,01
9,00	166,79	11,46	14,56
10,00	52,59	13,31	3,95
11,00	171,24	17,56	9,75
12,00	173,59	15,20	11,42
15,00	130,23	34,68	3,75
16,00	19,22	6,97	2,76
17,00	21,29	6,56	3,25
18,00	1921,67	85,46	22,49
19,50	1800,80	70,15	25,71

Apres le résultat on va dite que la pression limite PL augmente avec la profondeur

II.5.1.3 La campagne piézométrique

Afin de suivre la fluctuation de la nappe, les deux sondages carotté sont été équipés de piézométrique .Les résultats de cette campagnes ont donnés dans le tableau 2.1:

Tableau (II.3): Niveau de l'eau

Date	**Niveau de l'eau par au niveau Du terrain Natural actuel**	
	SC1	SC2
19.09.2010	4 mètre	Détérioré
25.11.2010	22 mètre	Détérioré

II.5.2 essais de pénétration dynamique (D.P.T)

L'essai pénétrométrique consiste à battre dans le sol un pieu miniature que constitue un ensemble de tiges et à compter le nombre de coups nécessaire à un enfoncement donné de 20 cm.

La résistance de pointe donnée par le sol (Rp) est estimée en fonction de ce nombre de coups par la formule dite des Hollandais :

$$Rd = \frac{M^2.H}{S.e.M.P} \qquad (2.1)$$

Avec :

M = masse du mouton ;

H : Hauteur de chute ;

S : Section de la pointe ;

E : Enfoncement du pieu ;

P : Poids des accessoires et du mouton.

Au total douze (12) essais au pénétromètre dynamique ont été exécutés au niveau de l'assiette destinée au projet (tableau II .1et tableau II.2). L'analyse des pénétrogrammes montre d'une façon générale, que les niveaux traversés présentent des résistances à la pénétration moyennes à élevées

Les résistances augmentent ensuite d'une manière irrégulière pour atteindre le refus entre 12,80 et 13,40 m de profondeur, qui correspondrait probablement à la couche sableuse.

II.6 les essais de laboratoire

Outre l'investigation expérimentale (in-situ,) une série d'essais au laboratoire pour l'identification des caractéristiques physiques et mécaniques du sol a été réalisée sur des échantillons intacts et remaniées.

II 6.1 Essais physiques

II 6.1.1 teneur en eau, la densité et le degré de saturation

L'ensemble des paramètres physiques (Teneur en eau, densité sèche et degré de saturation) de notre sol sont représentés dans le tableau (II.4) :

Tableau (II.4):Résultats d'essais physiques (teneur eau, densité et le degré de saturation)

Sondage N°	Profondeur (m)	Teneur en eau ω (%)	Densité humide ɣh (t/m³)	Densité sèche ɣd (t/m³)	Degrés de saturation Sr (%)
SC1	3,70-4,00	23,22	2,01	1,63	95,07
	7,50-8,00	17,02	2,15	1,84	97,79
	8,70-9,00	17,88	2,07	1,75	89,09
	15,60-16,00	15,93	2,07	1,76	79,09
SC2	4,10-4,60	19,96	2,04	1,71	89,62
	8,50-9,00	19,59	2,11	1,75	90,04
	13,50-14,00	16,51	2,12	1,82	92,07
	24,00-24,30	11,99	2,13	1,90	77,11

D'après le résultat on en déduit que :

- Les valeurs de la densité sèche montrent que les sols du site sont denses à très dense (densité sèche varie entre1, 63à1, 9 t/m^3).

- Les sols sont saturés (77%<Sr <97,79%).

II 6.1.2 Granulométrie

Analyse granulométrique par tamisage et sédimentation (NF P 94-056 ; NF P 94-057)

L'analyse granulométrique d'un sol a pour but de déterminer, en poids, la distribution des particules des sols suivant leurs dimensions. (Figure II.5) De cette distribution résulte la classification du matériau. L'analyse granulométrique s'obtient par deux opérations successives:

- Le tamisage pour les particules de dimensions supérieures à 80 μm.
- Lorsque le sol étudié comporte une quantité importante de particules inférieures à cette taille, on procède à analyse en sédimentométrie.

La sédimentométrie est un essai qui complète l'analyse granulométrique par tamisage des sols. Elle s'applique aux éléments de diamètre inférieur à 0.800 mm.



a- tamisage



b- sédimentaire

Figure(II.5): Analyse granulométrique

L'ensemble des résultats sont résumé dans le tableau

Tableau(II.5) : Résultats des essais granulométriques

Sondage N°	Profondeur	Pourcentage % 2mm	Pourcentage % ≤80µm	Pourcentage %≤ 2µm
SC1	3,70-4,00	99,20	90,46	45,77
	7,50-8,00	99,36	63,10	33,26
	8,70-9,00	80,82	38,91	-
	15,60-16,00	98,20	73,37	40,70
SC2	4,10-4,60	94,01	88,17	44,72
	8,50-9,00	96,85	83,32	48,83
	13,50-14,00	93,37	76,08	-
	24,00-24,30	99,70	30,36	17,01

D'âpre analyse granulométriques on a une classification primaire c'est un sol sableux argileux

II 6.1.3 Limites d'Atterberg

Elles représentent des repères de teneurs en eau qui raffermissent la classification des sols du point de vue de leur plasticité ou de leur malléabilité. Cet essai se pratique sur la fraction de sol dont les particules ont une dimension inférieure à 0,40 mm. Si à un échantillon de sol préalablement desséché et pulvérisé, on fait croître la teneur en eau de façon homogène par malaxage, il passe progressivement de l'état solide, à l'état plastique puis à l'état liquide.
La détermination des limites d'Atterberg est fondamentale dans le cas des argiles car elles permettent d'évaluer la plasticité.

- **Limite de liquidité (WL)**: correspond à la teneur en eau permettant un éloignement des particules suffisant pour annuler pratiquement les forces inter particulaires ce qui leur permet un libre déplacement relative (figure II.6) .
- **Limite de plasticité (WP)**: correspond à la teneur en eau suffisante pour permettre une certaine liberté de déplacement relatif des particules mais trop faible pour les 1oigner au point de réduire fortement les forces de liaisons entre elles.
- **Indice de plasticité (IP)**:: celui-ci correspond à l'amplitude du domaine plastique dans lequel le matériau peut subir des déformations irréversibles à volume constant sous contraintes.

$$Ip=wl-wp$$



Figure (II.6): détermination de limite de liquidité

Les résultats des limites d'Atterberg réalisés sur la fraction des inférieurs à 0,4 mm, ont données les résultats regroupés dans le tableau (II.6) :

Tableau (II.6): Les valeurs des limites d'Atterberg

Sondage (N)	Profondeur (m)	Limites d'Atterberg			Classification des sols
		WL(%)	WP(%)	IP(%)	
SC1	3,70-4,00	52,07	26,67	25,40	**Argile peu plastique**
	7,50-8,00	30,72	14.71	16.01	**Argile peu plastique**
	8,70-9,00	27,11	14,02	13,09	**Sable Argileux**
	15,60-16,00	44,30	22,11	22,19	**Argile peu plastique**
SC2	4,10-4,60	50,06	26,15	23,91	**Argile peu plastique**
	8,50-9,00	47,60	24,85	22,75	**Argile peu plastique**
	13,50-14,00	42,24	21,82	20,42	**Argile peu plastique**
	24,00-24,30	30,90	15,60	15,30	**Sable Argileux**

II.6.2 Essais mécaniques

II.6.2.1Essais de compressibilité à l'oedomètre

Afin de déterminer les caractéristiques de gonflement du sol des fondations, les échantillons du sol ont fait l'objet de l'essai de gonflement (figure II.7) (spécification de référence : NF P94-071-1)



Figure(II.7):l'appareil l'oedomètre

Les caractéristiques de la compressibilité à l'oedomètre obtenues sont insérées dans le tableau II.7.

Tableau (II.7): Résultats d'essais de compressibilité à l'odomètre

Sondage N°	Profondeur (m)	Pc(bar)	Cc(%)	Cg(%)
SC1	3,70-4,00	2,47	11,75	3,42
	7,50-8,00	2,56	21,01	3,55
	15,60-16,00	1,60	13,18	2,08
SC2	4,10-4,60	-	-	-
	24,00-24,30	1,18	6,41	0,98

D'après les résultat on en déduit que:

le Profondeur (3,70-4,00) : Sol sur consolidé moyennement compressible et peu gonflant

le Profondeur (7,50-8,00): Sol sur consolidé assez compressible et peu gonflant

le Profondeur (15,60-16,00) : Sol sous consolidé moyennement compressible et non gonflant

le Profondeur (4,10-4,60) : Essai impossible

le Profondeur (24,00-24,30) : Sol sous consolidé peu compressible et non gonflant

II.6.2.2 Essais de cisaillement direct

Essai de cisaillement rectiligne à la boite de Casagrande (NF P 94-071-1)

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boite de cisaillement constitue de deux demi-bottes indépendantes (figure II.8). Le plan de séparation des deux demi-boites constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette.

L'essai comporte le cisaillement d'au moins trois éprouvettes de même dimension, préparées dans les mêmes conditions, cisaillées à la même vitesse mais soumises à des efforts verticaux différents, la figure ci-dessous montre la procédure d'essai

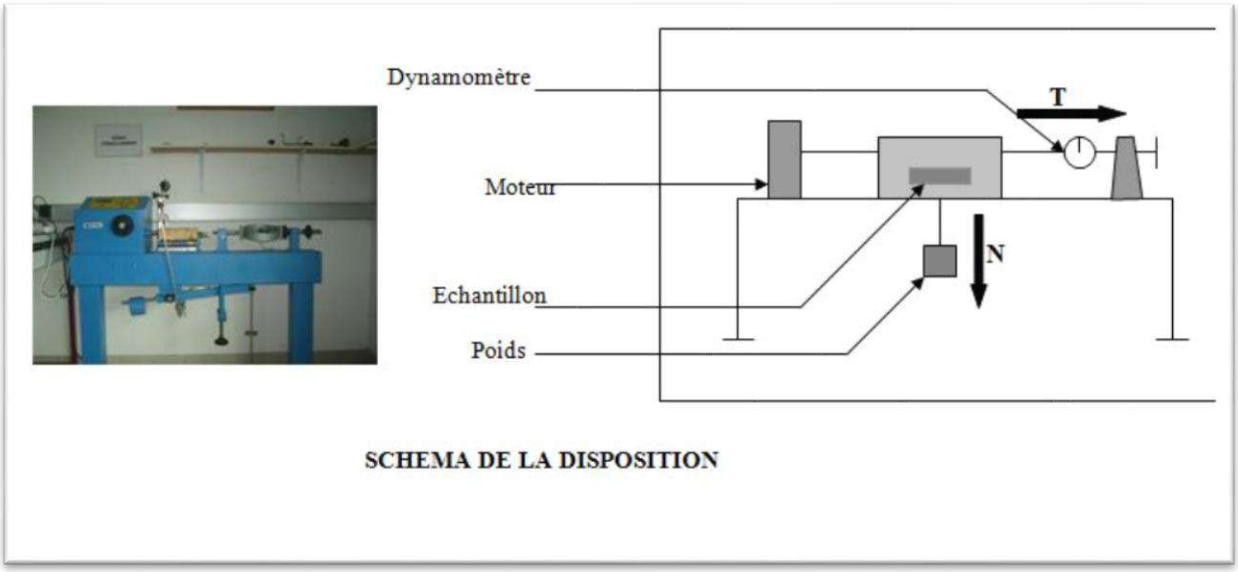


Figure (II.8) : une boite de cisaillement

Les résultats de l'essai de cisaillement non consolidé, non drainé à la boite de Casagrande (essais UU) ont donné les caractéristiques insérés dans le tableau (II.8)

Tableau(II.8): Résultats de l'essai de cisaillement direct

Sondage	Profondeur	φu(°)	Cu(kg/cm²)
SC1	3,70-4,00	14,98	0,94
	7,50-8,00	9,12	0,78
	8,70-9,00	4,13	0,83
	15,60-16,00	12,98	0,92
SC2	4,10-4,60	4,10	0,93
	8,50-9,00	29,55	1,59
	13,50-14,00	13,72	0,80
	24,00-24,30	13,75	1,05

II.6.3 Essais chimiques

Cette analyse à porte sur la détermination de la nature chimique des matériaux a étudié. Dans ce cadre une analyse chimique a été effectuée deux (02) échantillons de sol extraient du site dans laboratoire pour déterminer l'agressivité ou non du sol, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau(II.9): Résultats de l'analyse chimique du sol

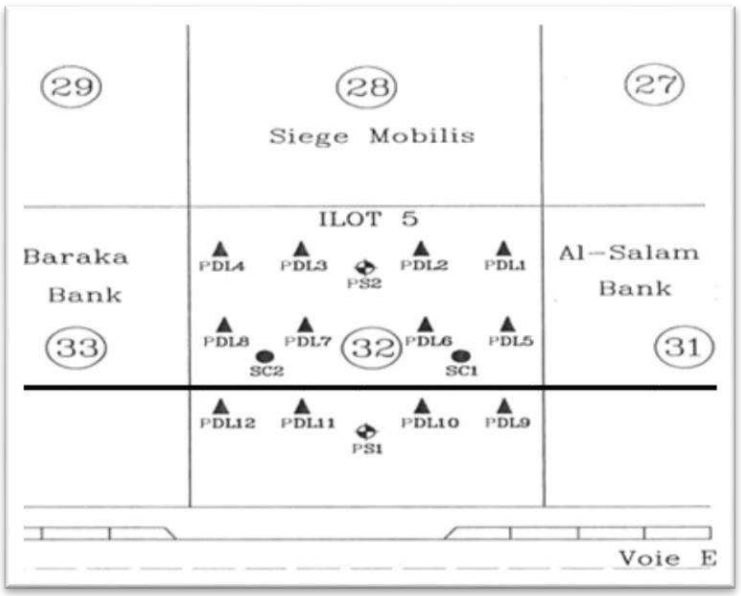
Sondage N°	Profondeur (m)	Carbonate CaCO3	Anhydride carbonique co2	Chlorures NaCL	Sulfate CaSO4-2H2O
SC1	7,50-8,00	1,72	0,76	0,64	Traces
SC2	24,00-24,30	2,59	1,14	0,35	Traces

Les résultats montrent que les sols analysés ne sont pas agressifs. Donc, il n'est pas nécessaire d'utiliser un ciment résistant aux sulfates (C.R.S.) dans la composition du béton de son infrastructure

II.7 Conception du modèle

II.7.1 Choix du profil

Le profil de calcul choisi est du côté de la voie E , nous avons fait une coupe horizontale parallèle à cette voie, coupe (AA'). (Voir figureII.9)



Figure(II.9): Profil côté voie

II.7.2 Coupe géotechnique

La coupe litho logique à retenir après la classification de sol est donnée par la figure ci-après

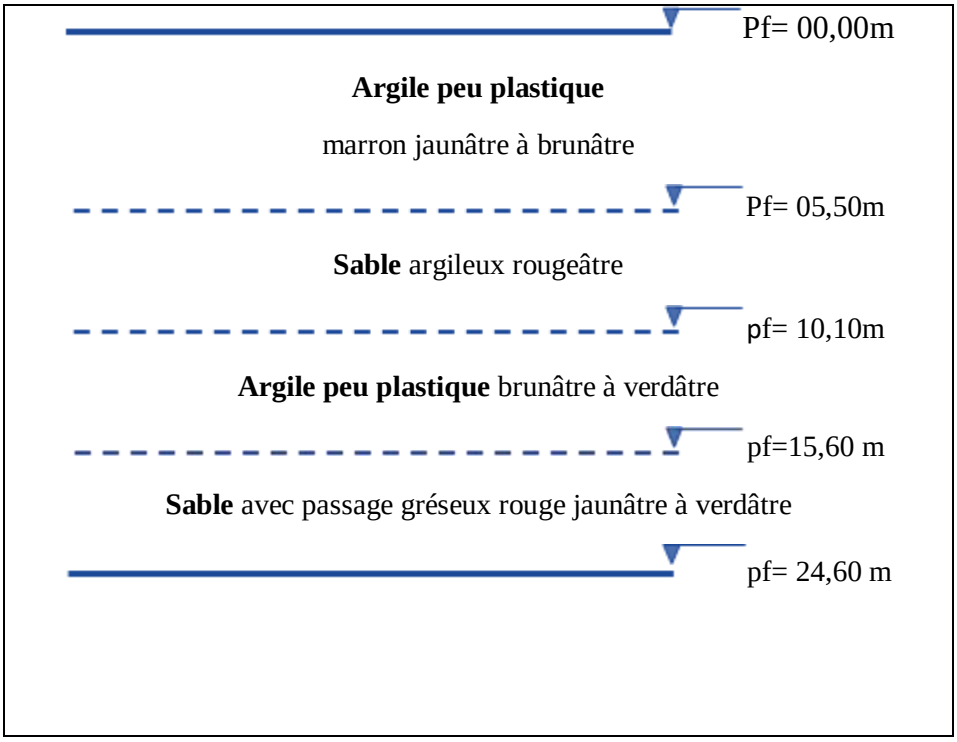


Figure (II.10): Coupe géotechnique

II.7.3 Etude de l'homogénéité des caractéristiques C et φ

Etude de l'homogénéité des caractéristiques φ et C pour toutes les couches de notre profil, pour ce calcul nous avons utilisé les deux sondages (SC01 et SC02).

Tableu (II.10) : Etude de l'homogénéité des caractéristiques C et φ

Les couche	L'angle de frottement φ_{moy}	L'écart type φ	Le coefficient de variation C_v	La cohésion C_{moy} (bar)	L'écart type	Le coefficient de variation c (bar)
1ere couche : profondeur [0,00m – 5,50m]	9,54°	7,69	4,10°	0,93	0,01	0.93
2 eme couche : profondeur [5,50m – 10,1m]	14,26°	13,46	4,13°	1,06	0,45	0,78
3 eme couche: profondeur[10,10– 15,6m]	13,72°	0	0,80°	0	0	0
4 eme couche : profondeur [15,6m – 24,6m]	13.36°	0,54	13,36°	0,98	0,092	0,98

D'après le résultat on en déduit que

On constate que pour la couche du sable argileux (2ème couche), on a un angle de frottement de 4.13° avec une cohésion de 78 KPa, et pour la couche du sable (4ème couche) nous avons un angle de frottement de 13.36° avec une cohésion de 98 KPa. Nous considérons que ces valeurs ne correspondent pas à un sable ou un sable argileux, pour cela, nous avons fait recours à une corrélation simplifiée entre le nombre de coups (N) et la pression limite (Pl), tout on supposant que la cohésion de ces sols est égale à 0 bars.

II.7.4 Calcul de l'angle de frottement φ par corrélation

Plusieurs auteurs ont essayé de trouver une relation entre l'angle de frottement et la résistance d'un sable mesuré au SPT, et une corrélation simplifié entre le nombre de coups (N) et la pression limite (PL).Donc d'après OSAKI [17] :

$$\varphi = \sqrt{20N} + 15 \qquad (2.2)$$

Avec N=21*PL (2.3)

Sable argileux

La moyenne de la pression limite Pl

PL moy=$\frac{1.03+1.006+1.146+1.331+1.756+1.52}{6} = 1.49\text{MPA}$

L'écart type de Pl

ʎpl=0.363

Le coefficient de variation

CV = 24% > 10% ; donc: PL =1.006 MPa.

On a N=21*1.006= 21.126, on prend N= 21

Donc $\varphi = \sqrt{20 * 21} + 15 = 35.49°$

Sable

La moyenne de la pression limite Pl

PL moy=$\frac{0.656+8.546+7.015}{3} = 5.41\text{MPA}$

L'écart type de Pl

ʎpl=4.18

Le coefficient de variation

CV=77% > 10% ; donc: PL =0.656 MPa.

On a N=21*0.656= 13.78 ; on prend N= 14

Donc φ=√(20*14)+15=31.73°

Finalement, les caractéristiques mécaniques à retenir sont :

Argiles peu plastique:

C=0.93bars $\varphi = 4.10°$

Sables argileux:

C=0bars , φ=35.49°

Argiles peu plastique:

C=0.80bars. , φ=13.72°

Sable avec passage gréseux :

C=0bars , φ=31.73°

II.8 Conclusion

Cette synthèse géotechnique expose les résultats finaux de l'étude de sol du terrain devant servir pour la construction du nouveau siège social de la BADR banque en R+14 avec quatre sous-sols au niveau du quartier des affaires d'Alger- Bâb Ezzouar.

D'après les résultats du programme d'investigation sur terrain (essais in-situ pressiométriques, pénétromètre dynamique et des sondages carottés), on a obtenu une première description dues formations rencontrées. Cette description a été approfondie grâce au résultats des essais au laboratoire (essais physiques, mécaniques et chimiques) qui nous ont permis de caractériser correctement la lithologie du sous-sol du site qui présente quatre couches : .

- Argile peu plastique à couleur jaunâtre à brunâtre ;
- Sable argileux à couleur rougeâtre ;
- Argile peu plastique brunâtre a verdâtre ;
- Sable avec passage gréseux rouge jaunâtre à verdâtre.

CHAPITRE III

ETUDE ET DIMONSIONEMENT DE PAROI PIEUX ET PAROI MOULEE

III.1 Introduction

Ce chapitre consiste à étudier la solution paroi pieux et paroi moulée pour la modélisation de la paroi de soutènement provisoire du siège social de la BADR banque à Bâb-Ezzouar, il s'agit d'une excavation de 14,5m de profondeur. Le soutènement à réaliser concerne la partie sud (côté voie) sur une longueur de 42m et le côté Est (El Salam Banque) sur une langueur de 51m. Les autres cotés (Nord et Ouest) ne nécessitent pas un dispositif de soutènement qui est déjà réalisé (Bâtiment du siège de Mobilis au nord et le siège de la banque Barka à l'ouest).

La solution du dimensionnement de blindage de cette fouille par pieux est obtenue par logiciel GEO 5 2D. La vérification de la stabilité de la structure vis à vis du glissement été faite à l'aide du logiciel TALREN 4.

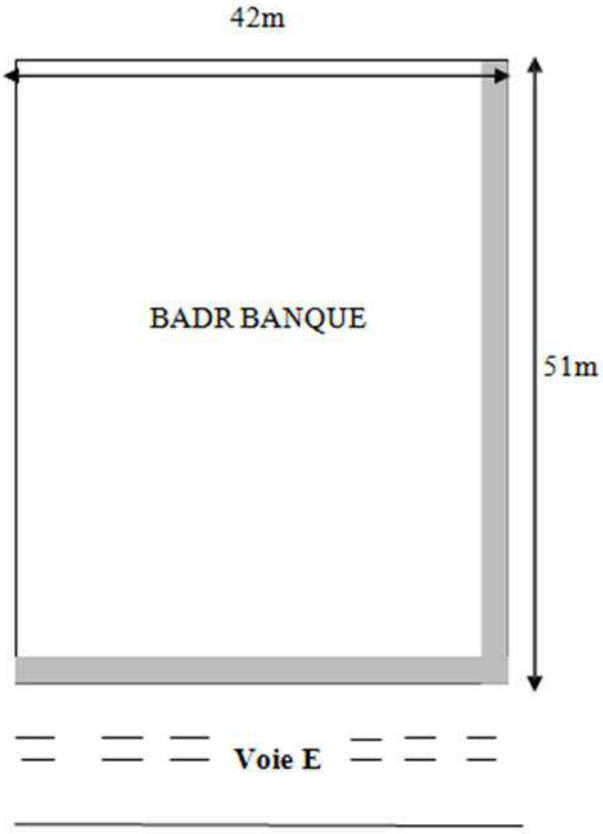


Figure (III.1) : Schéma représentant les soutènements à réaliser

III.2 logiciel GEO 5

Géo 5 est logiciel géotechnique composé d'une suite de programmes basés sur les méthodes analytiques et la méthode des éléments finis (MEF).

Les méthodes de calcul analytiques permettent à l'utilisateur de concevoir et de vérifier des structures rapidement et efficacement. Cependant, dans certains cas, la vérification et la modélisation doit être réalisée par MEF.

L'utilisateur de la suite GEO5 bénéficie d'un même environnement de travail ainsi que de la possibilité de transférer des données entre les programmes analytiques et MEF, permettant d'en tirer tous les avantages.

Ce logiciel aide à résoudre un large éventail des problèmes géotechnique comme l'analyse de stabilité des structures, la conception de la fondation, la conception des soutènements et des fouilles mais également des problèmes sophistiqués comme l'analyse des tunnels et des dommages dus à la construction d'un tunnel.

Chaque programme un type de structure spécifique ce qui rend les programmes faciles à utiliser et intuitifs.

GEO5 supporte:

- l'analyse selon les facteurs de sécurité,
- l'analyse selon la théorie des états limites,
- les normes Eurocodes EN 1997, avec annexes nationales,
- LRFD 2003, LRFD 2012,
- D'autres normes géotechniques (SNIP - Russie), GB - Chine)

III.3 logiciel TALREN 4

Le TALREN 4 est un programme qui permet d'analyser la stabilité des sols et déterminer la surface de rupture potentielle.

Le programme Talren 4 permet de calculer le coefficient sécurité le plus faible, ce programme possède aussi des coefficients de pondérations selon la norme adoptée.

TALREN 4 propose, outre les 3 méthodes de calcul à l'équilibre limite (Fellenius, Bishop,

Perturbations), la méthode de calcul à la rupture (avec des surfaces de rupture de type spirales logarithmiques).

III.4 Caractéristiques géotechniques et géométriques

III.4.1 Caractéristiques géotechniques des matériaux

La coupe géotechnique retenue pour le calcul est décrite comme suit :

- [0 à 5.5 m] : Argiles peu plastique ;
- [5.5 à 10.1 m] : Sables argileux;
- [10.1 à 15.6 m] : Argiles peu plastique;
- [15.6 à 24.6 m] : Sable avec passage gréseux.

- La nappe phréatique se situe à une profondeur de 10,8m.

Les caractéristiques géotechniques de terrain servir pour la modélisation sont regroupés dans le tableau (III.1) suivant:

Tableau (III.1): Caractéristiques géotechniques

Couche de sol	γh (kN/m^3)	γd (kN/m3)	ν	Eref (kN/m2)	Eoed (kN/m^2)	C (kPa)	φ(°)	Gref (kPa)	Rinter
Argile peu plastique	20,2	16,7	0,33	$6,05.10^4$	90980	93	4,10	$2,268.10^4$	1
Sable argileux	21,1	17,8	0,3	$2,0967.10^4$	315100	0	35,49	$7,855.10^4$	1
Argile peu plastique	21,2	18,2	0,33	$3,184.\ 10^5$	478800	80	13,72	$1,194.10^5$	1
Sable avec passage gréseux	20,8	18,3	0,3	$12,98.10^5$	1952000	0	31,73	$4,866.10^5$	1

Avec :

γh : poids Volumique humide.

γd : poids Volumique sec.

ν : coefficient de Poisson.

Eoed: module œdométrique.

Eref: module d'Young de référence.

Cref: cohésion de référence.

φ : L'angle de frottement.

Gref: module de cisaillement de référence.

Rinter: interface.

III.4.2 Géométrie du modèle

La coupe géotechnique retenue est schématisé par la figure III.2. La surcharge prise dans les calculs est de 10KPa, elle correspond à la charge routière.

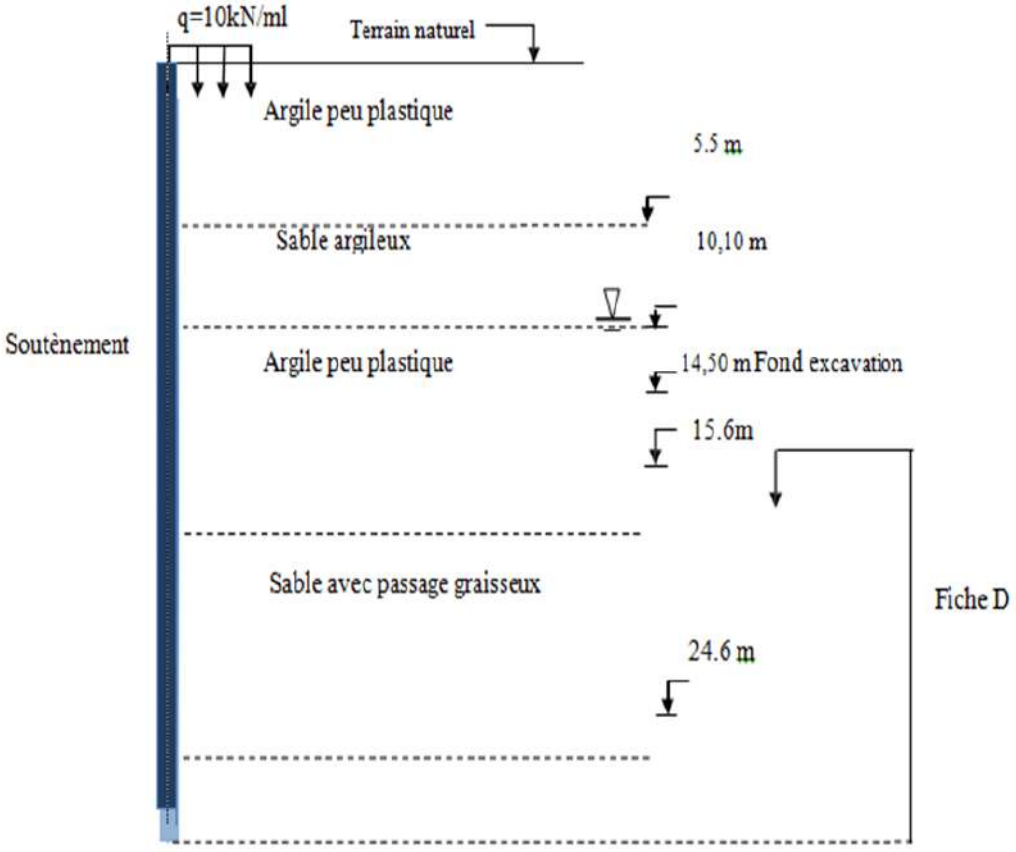


Figure (III.2) : Coupe retenue pour le calcul

III.5 la proposition N°1(paroi pieux)

Pour la première proposition on a choisi paroi pieux pour bien sécurisée l'ouvrage.

III.5.1 Modélisation de soutènement

Le soutènement des parois de l'excavation est assuré par l'utilisation d'une paroi en pieux de 25 m de longueur 25 m, 600 mm de diamètre et 1.50 m d'entraxe. Les caractéristique des trois tirants utilisés pour la paroi pieu représenté dans le tableau III.2 et la figure III.3

Tableau(III.2) : les caractéristiques des tirants utilisés pour la paroi pieux

TIRANT	PROF Z (m)	LONGEUR LIBRE Ll (m)	LONGUR DE SCELMENT Lk (m)	INCLINAISANT α°	DISTANCE ENTRE TIRANT b (m)	DIAMETRE φ (mm)	MODULE ELASTIQUE E (MPa)	FORCE D'ANCRAGE F(kN)
1	4	10	10	15	2,6	63	210000	300
2	7.80	10	10	15	2,6	63	210000	300
3	11	10	8	15	2,6	63	210000	300

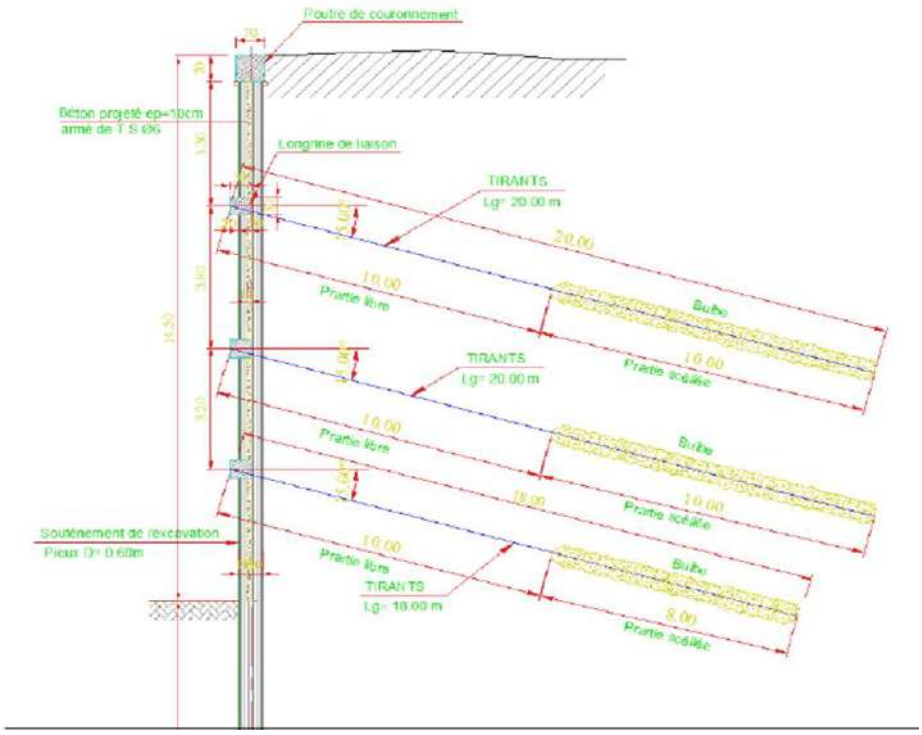
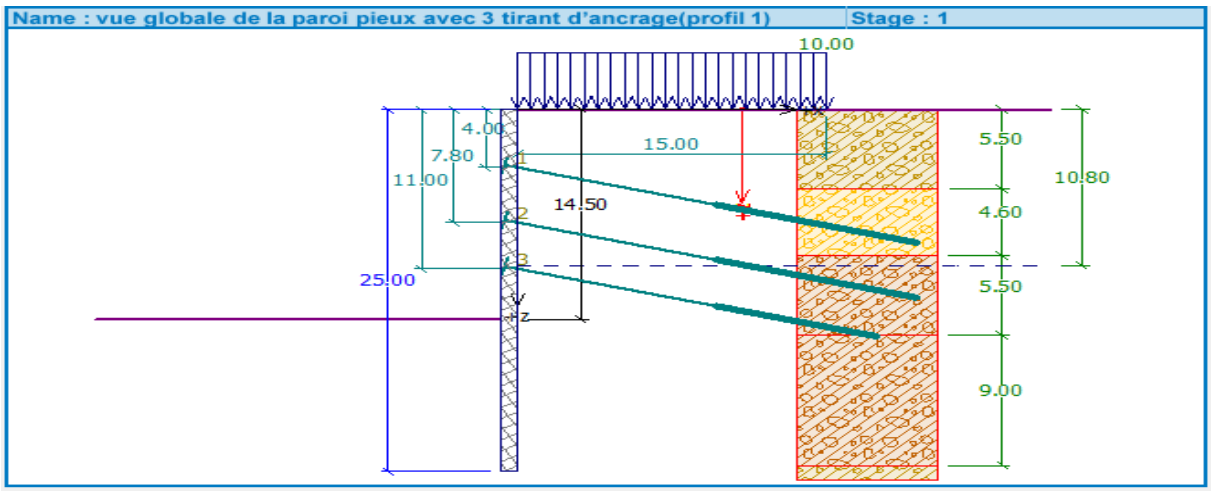


Figure (III.3) : les caractéristiques du tirant utilisé pour la paroi pieux

III.5.1.1 MODULE SHEETING CHECK

Dans ce module on vérifie le déplacement de la paroi et la stabilité des tirants et on détermine les efforts internes (effort tranchant et moment fléchissant).



Figure(III.4) : vue globale de la paroi pieu avec les 3 tirants d'ancrage

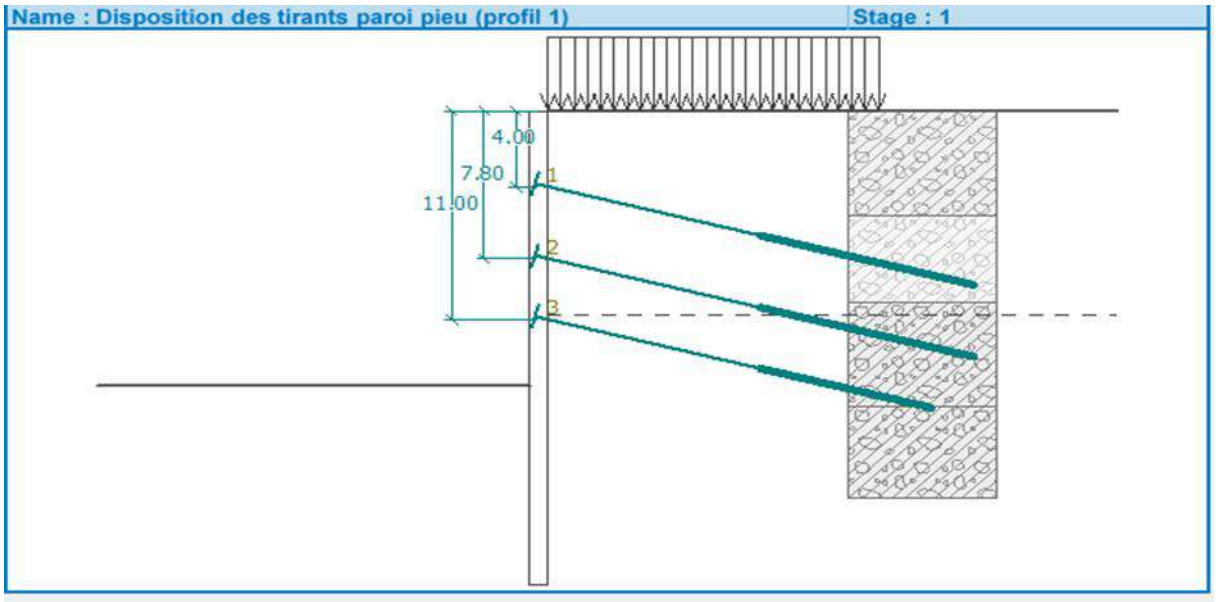
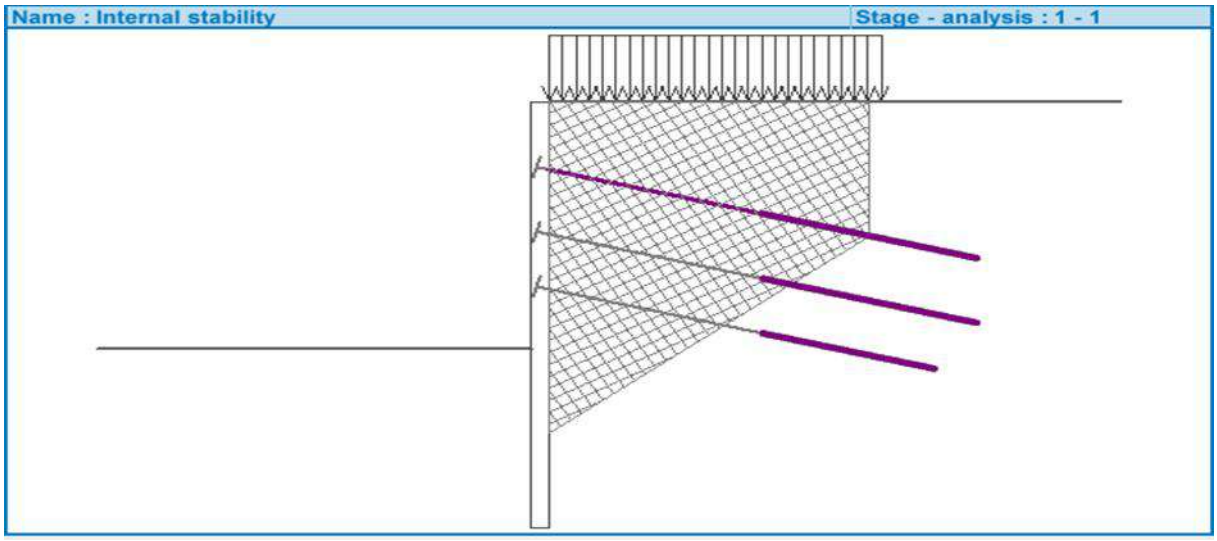


Figure (III.5) : Disposition des tirants de paroi pieu

III.5.1.1.1 La Stabilité interne (les tirants)

Dans ce cas on a vérifié le déplacement et la stabilité des tirants et le facteur de sécurité pour chaque tirant existant. Voir la figure III.6 et le tableau III.3



Figure(III.6) : stabilité interne des tirants

Tableau (III.3): Force des ancrages total

Num.	Profondeur [m]	Déplacement [mm]	Force de l'ancrage max. admissible [kN]	Coefficient de sécurité
1	4,00	-0,3	1607,40	5,36
2	8,70	-3,4	2074,11	6,91
3	11,00	-4,5	2387,43	7,96

Vérification globale de stabilité interne admissible

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.

III.5.1.1.2 Analyse totale de soutènement

Dans ce cas on a vérifié la stabilité totale de la paroi pieu (soutènement) et le déplacement de la paroi et on a déterminé les efforts internes (effort tranchant et moment fléchissant).

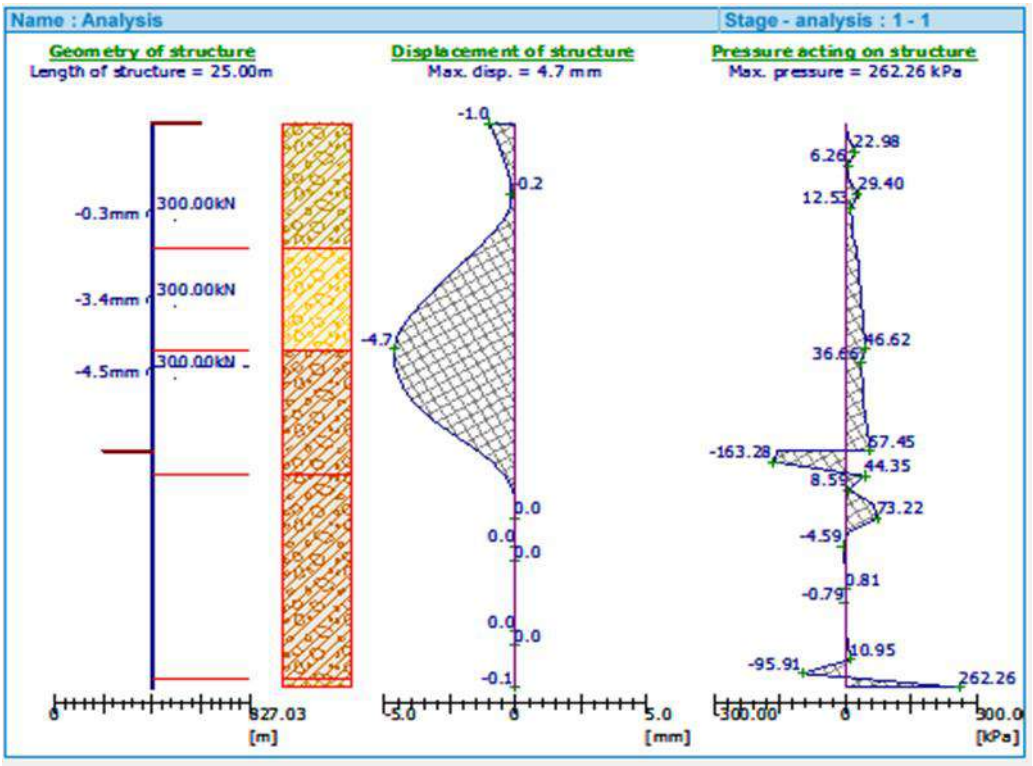


Figure (III.7): Déplacement totale de la paroi pieu

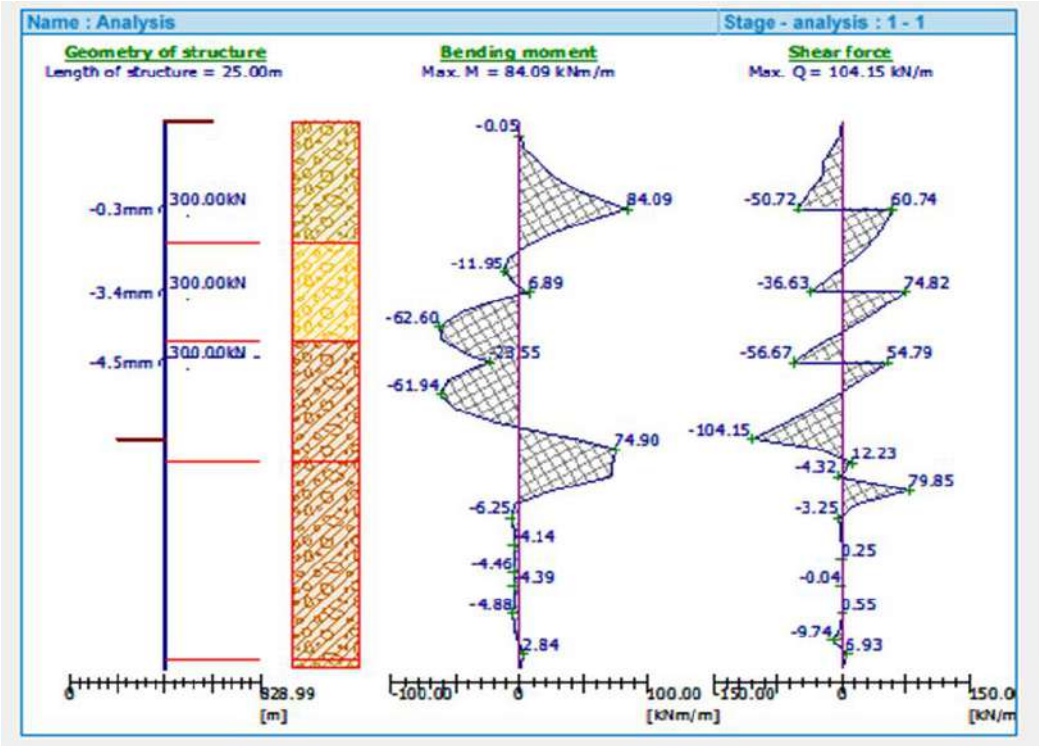


Figure (III.8) : Efforts tranchant et le moment fléchissant de la paroi pieu

La modélisation par le logiciel permet d'abord de déterminer la profondeur de la fiche nécessaire 10,5m ; cela signifie donc que la hauteur de la paroi doit être au moins 25m (la hauteur d'excavation est de 14,5 m).

Les valeurs maximales calculées de l'effort tranchant, le moment fléchissant et le déplacement de la paroi sont résumés dans le tableau III.4

Tableau (III.4) : efforts tranchant et moment fléchissant de la paroi pieu

Effort tranchant max	= 104,15kN/ml
Moment fléchissant max	= 84,09 kN.m/ml
Déplacement maximale	= 4,7 mm

III.5.2 Stabilité au glissement

III.5.2.1 Stabilité au glissement par Talren

La vérification de la stabilité au glissement général a été faite par le logiciel Talren4

Le schéma de la modélisation de la structure est donné par la figure III.9

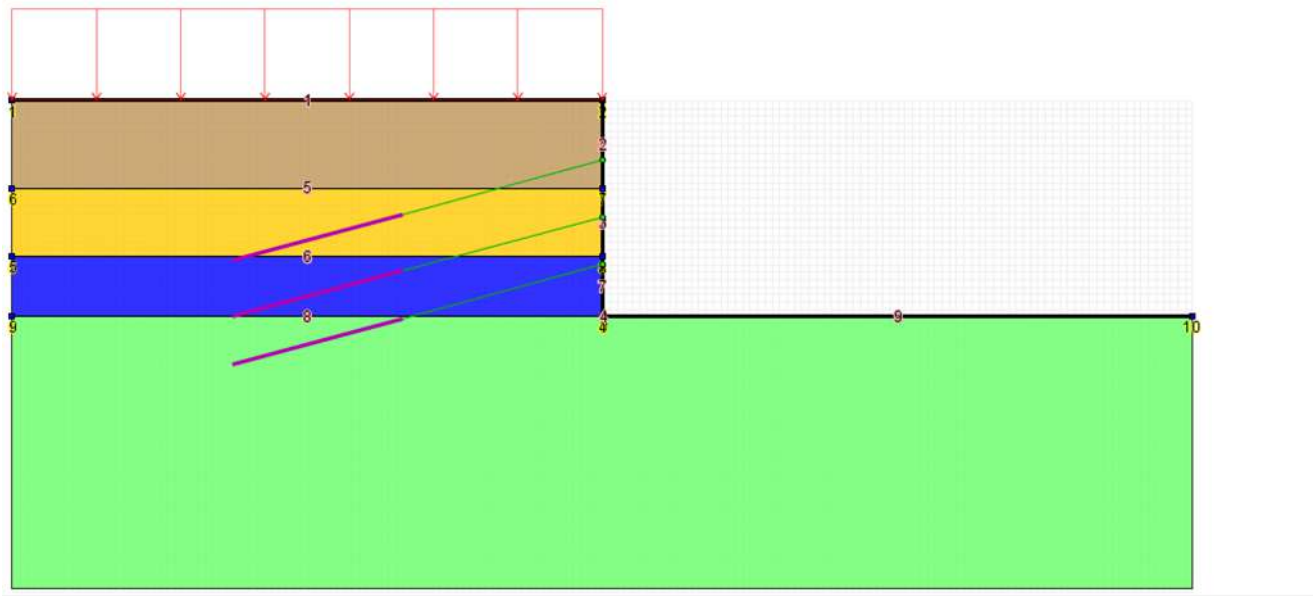


Figure (III.9): Schéma de la modélisation de la structure sous le logiciel TALREN

- **Dans le cas statique**

La figure III.10 donne le coefficient de sécurité calculé par le logiciel Talren.

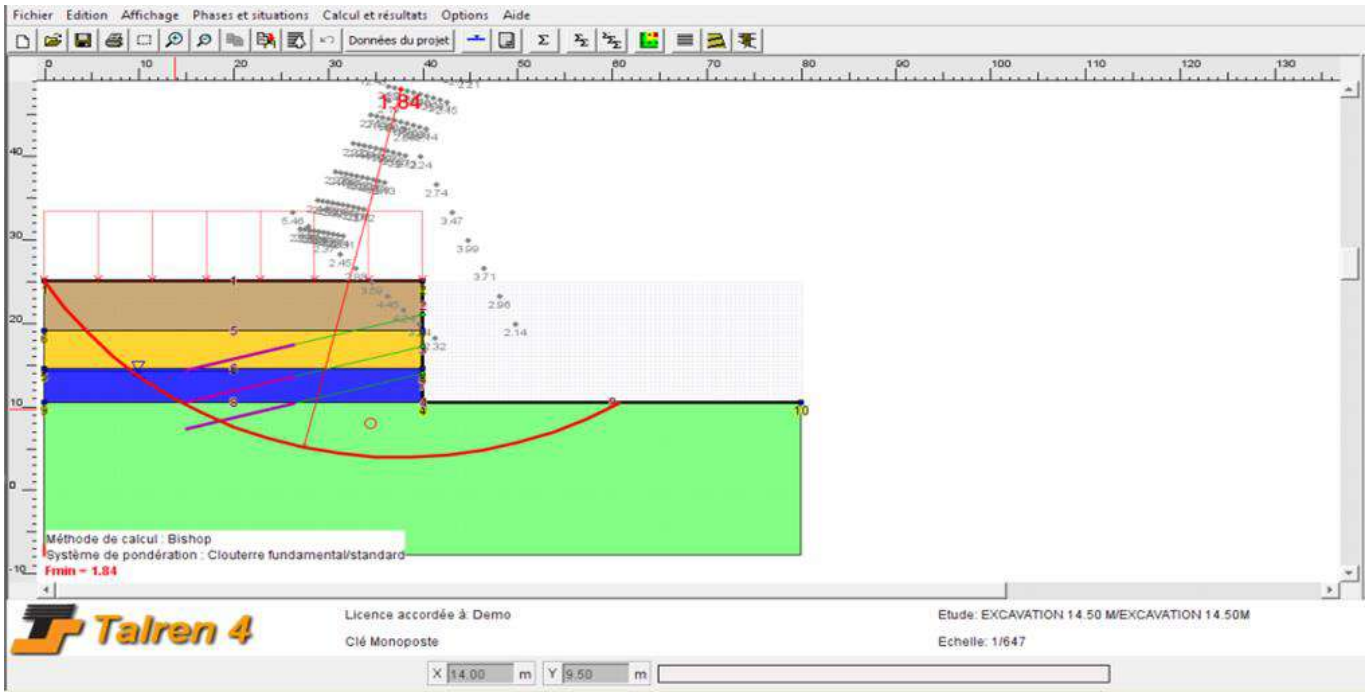


Figure (III.10): Facteur de sécurité calculé par Talren (cas statique)

Après la modélisation, on peut déduire que

Le coefficient de sécurité calculé par le logiciel Talren est de 1,84.

La condition Fmin = 1, 84>1, 5 est vérifié , donc il n'y a pas de risque de glissement.

- **Dans le cas dynamique**

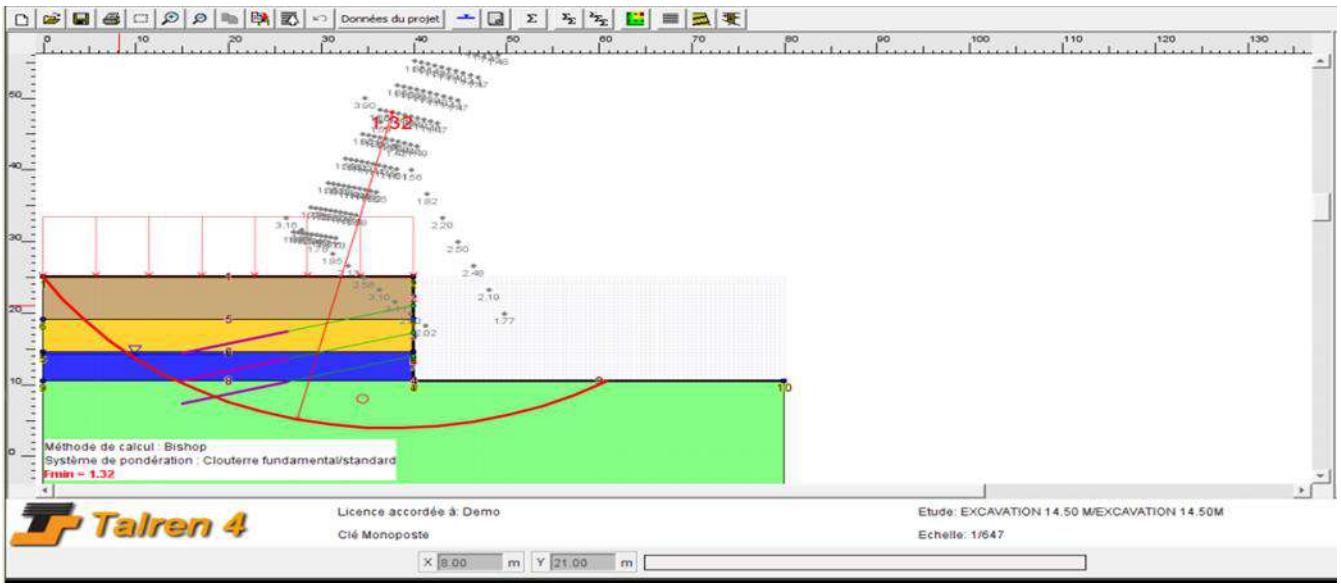


Figure (III.11): Facteur de sécurité calculé par Talren (cas dynamique)

Après analyse on déduit que

Le logiciel Talren a donné une valeur de 1,32 pour le coefficient de sécurité.

Fmin = 1, 32>1, 3 vérifié, donc il n'y a pas de risque de glissement.

III.5.2.2 Stabilité au glissement par GEO5

Tout d'abord, on vérifie la stabilité externe.

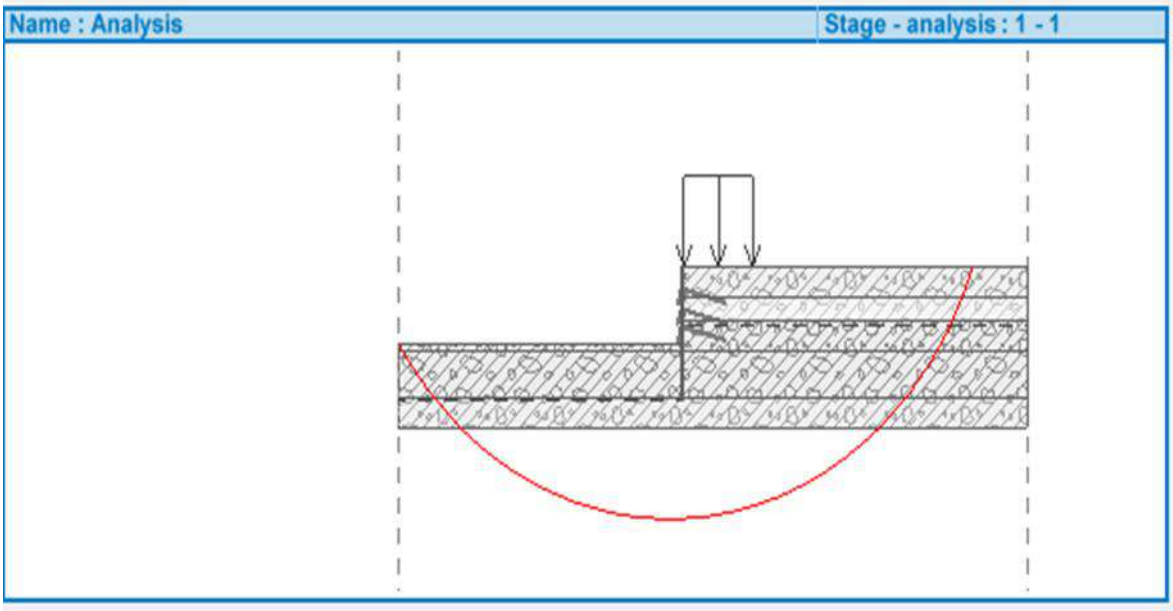


Figure (III.12) : vérification de la stabilité externe de la paroi pieu



Figure (III.13) : vérification de la stabilité de la paroi pieu

Après l'analyse, on déduit que

Cette modélisation montre que la paroi pieu est stable dans ces conditions, puisque seulement 73,3% de la résistance au glissement le long du cercle de rupture est mobilisée.

Remarque

La solution adoptée est acceptable (paroi en pieux) mais on a remarqué que la fiche D=10,5 m est très importante pour un diamètre de 600mm avec un grand espacement entre axe. Alors, on propose de faire une autre modification sur la modélisation de cette paroi.

III.5.3 Notre proposition

Les nouvelles caractéristiques adoptées sont présentés par la figure III.14.

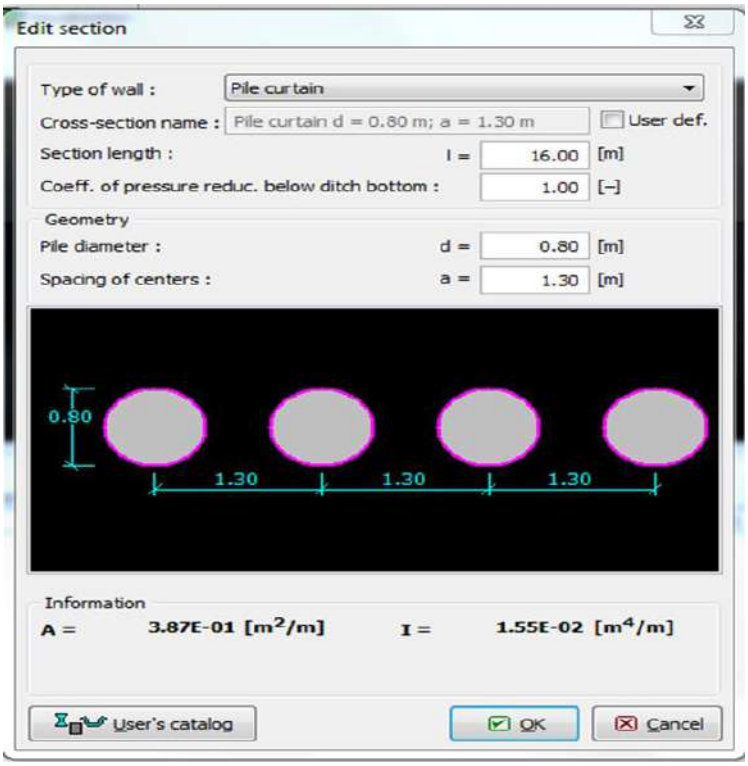


Figure (III.14) : représentation des caractéristiques d'une paroi pieu

Le modèle de la structure de la paroi pieu avec tirants d'ancrages sous le logiciel GEO 5 est représenté dans la figure III.15, le déplacement total de la paroi est donné par la figure III.16 et le tableau III.5.

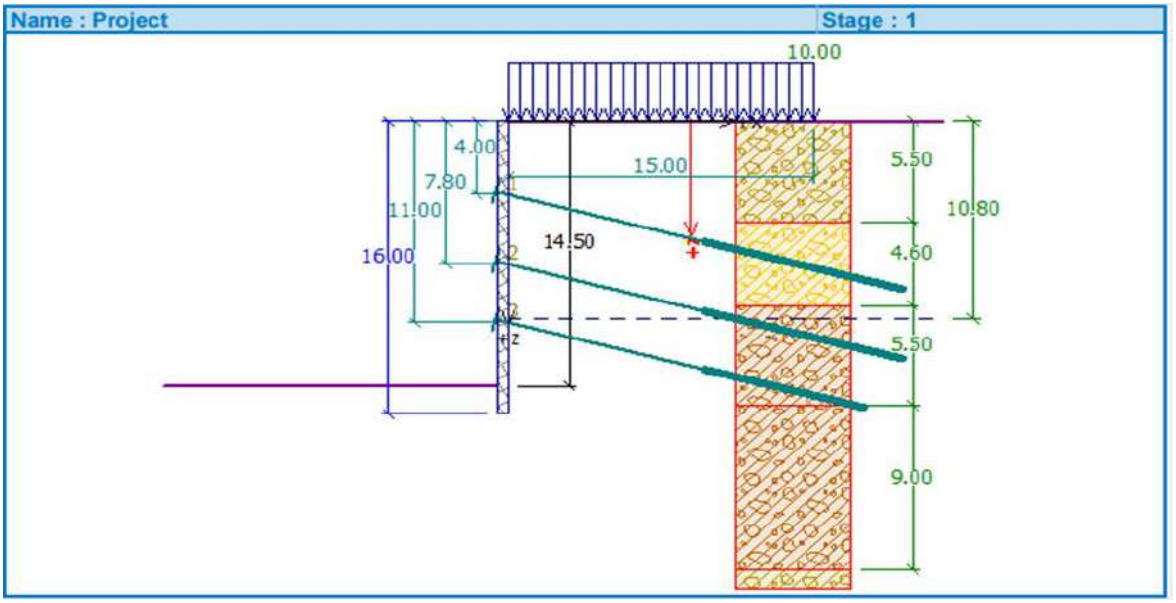


Figure (III.15) : Schéma représentant la fiche de la paroi pieu

La valeur de la fiche enregistrée dans le cas de la paroi moulée avec tirants est de 1,5m.

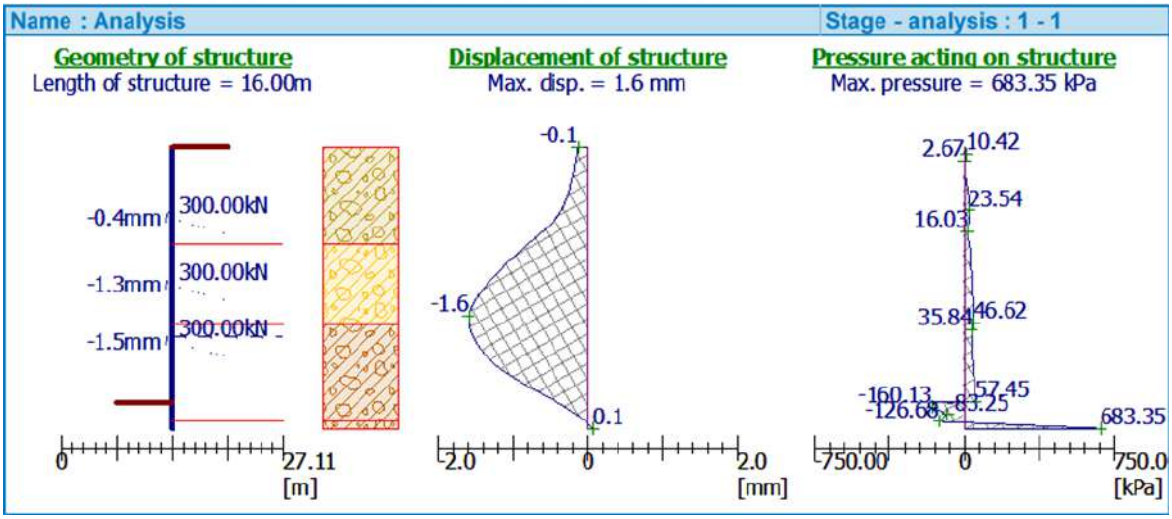


Figure (III.16) : le déplacement total de la paroi pieu

Tableau (III.5): efforts internes et déformation de la paroi pieu

Effort tranchant max	= 112,40 kN/ml
Moment fléchissant max	= 69,06 kN.m/ml
Déplacement maximale	= 1,6 mm

La valeur de la fiche enregistrée pour ce cas est de 1,5m est le déplacement total de la paroi 1,6mm.

Donc on a économisé la fiche D et diminué le déplacement total de la paroi pieu.

III.5.3.1 Stabilité au glissement

La vérification de la stabilité au glissement de la paroi pieu avec tirant a été faite par le logiciel GEO 5.

- **Dans le cas statique**

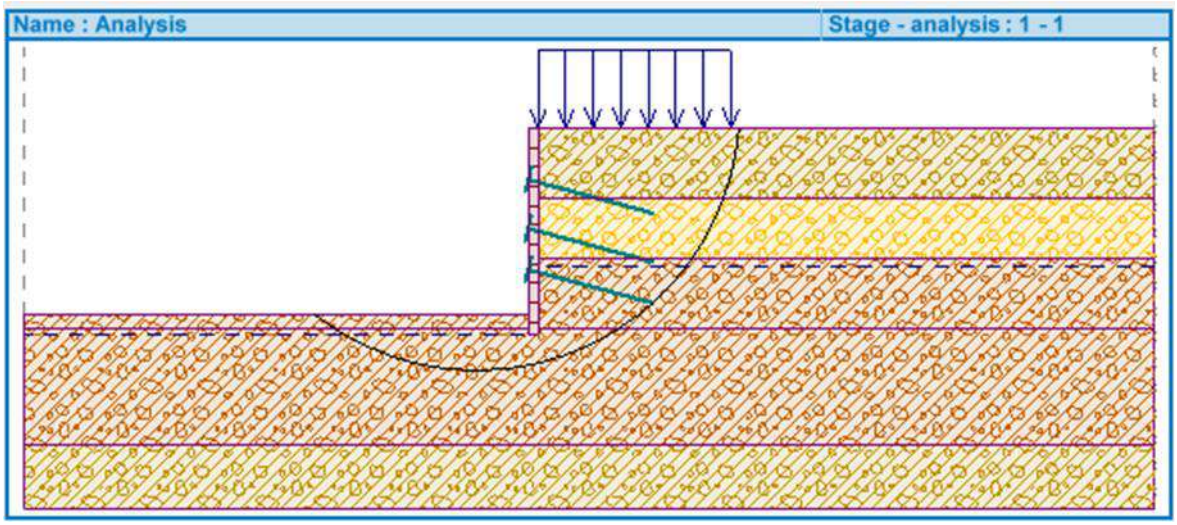


Figure (III.17) : Analyse au glissement de la paroi pieu

Tableau(III.6) : résultat de l'analyse au glissement

Sommation des forces actives :	Fa = 2043,57 KN/m
Sommation des forces passives :	Fp = 3396,57 KN/m
Moment de glissement :	Ma = 41811,53 KNm/m
Moment résistant :	Mp = 69493,83 KNm/m

L'analyse par logiciel a donné

Coefficient de sécurité= 1,66

Le coefficient de sécurité calculé par le logiciel GEO5 prend la valeur de 1,66.

La condition Fmin = 1, 66>1, 5 est vérifié, donc il n'y a pas de risque de glissement.

- **Dans le cas dynamique**

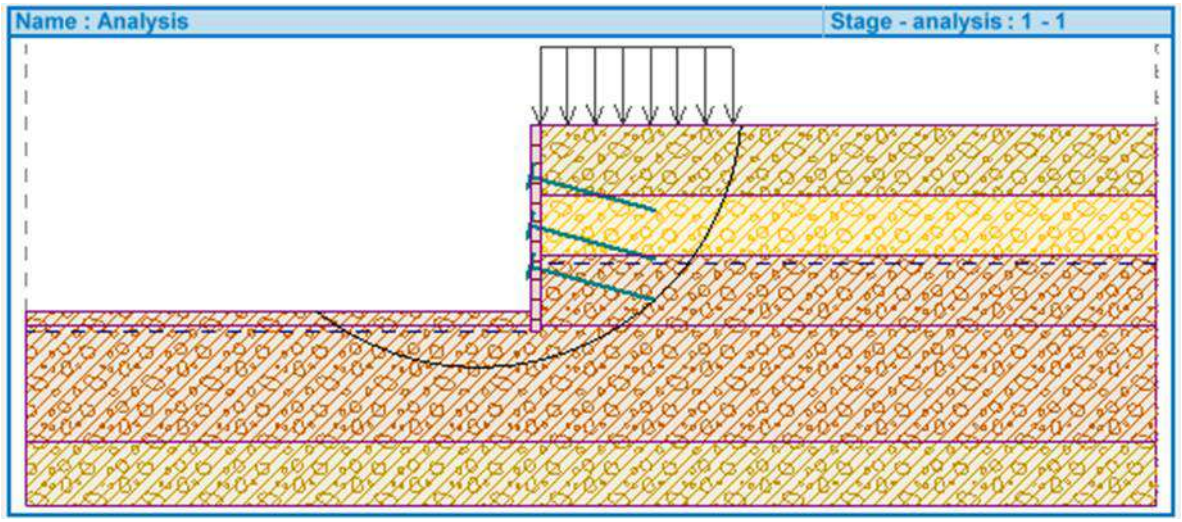


Figure (III.18) : Analyse au glissement de la paroi pieu

Tableau (III.7) : résultat de l'analyse au glissement

Sommation des forces actives :	Fa = 2043,57 KN/m
Sommation des forces passives :	Fp = 2717,47 KN/m
Moment de glissement :	Ma = 41811,53 KNm/m
Moment résistant :	Mp = 55599,34 KNm/m

Apres modélisation et analyse, on déduit que

Coefficient de sécurité= 1,33

Le coefficient de sécurité calculé par le logiciel GEO5 est de 1,33.

La condition Fmin = 1, 33>1, 3 est vérifié, donc il n'y a pas de risque de glissement.

III.5.4 Comparaison

Dans le cas de la paroi pieu avec diamètre 0,60 m, le déplacement total calculé par le logiciel Geo5 est de 4,7mm avec une fiche D=10,5. Cependant, dans le cas du même dispositif (paroi pieu) mais avec diamètre 0.80m, le déplacement total calculé est de 1,6 mm avec une fiche D=1,5 m.

D'après ces résultats, on constate que la fiche a considérablement diminué, et le déplacement a était idéal et sécurisé.

III.6 la proposition N°2 (paroi moulée)

Pour la deuxième proposition on a choisi un blindage par des parois moulée pour bien sécurisée l'ouvrage.

Généralement L'épaisseur des parois moulée varie de 0.50 m à 1.20 m leurs profondeur est comprise entre 10m et 20m.

III.6.1 Détermination de la fiche de la paroi moulée sans tirants

La fiche de la paroi moulée sans tirants est représentée schématiquement dans la figure III.19

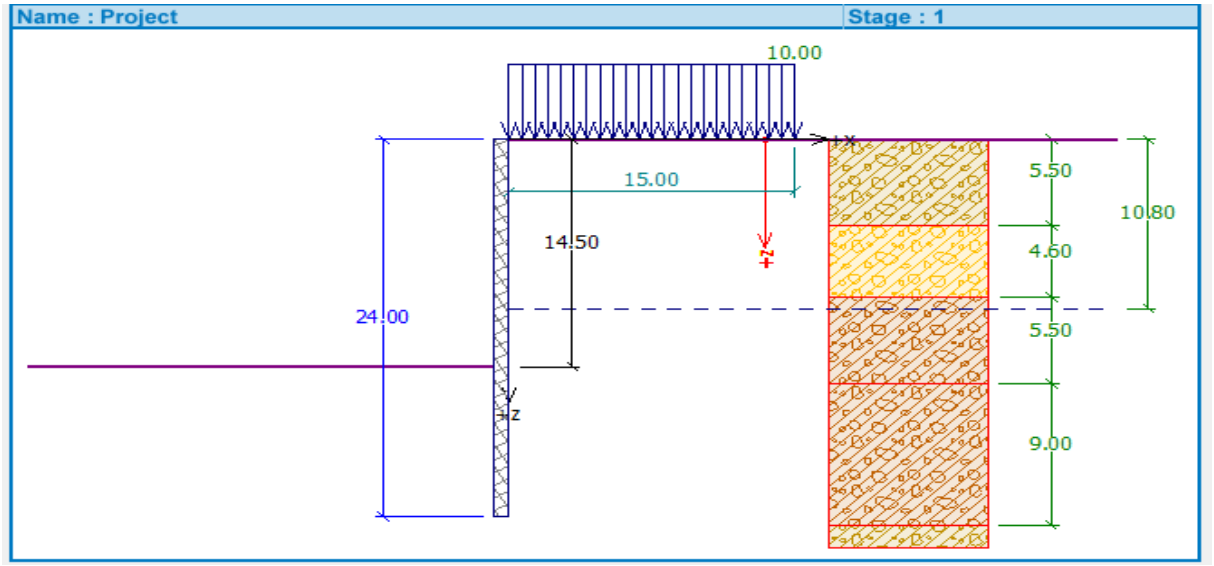


Figure (III.19) : Schéma représentant la fiche de la paroi moulée sans tirants

La valeur de la fiche enregistrée dans le cas de la paroi moulée sans tirants est de 9,5 m.

- **Analyse totale de soutènement**

Dans ce cas on a vérifié la stabilité totale de la paroi moulée (soutènement) et le déplacement de la paroi et on a déterminé les efforts internes (effort tranchant et moment fléchissant). Figure III.20 et le tableau III.8

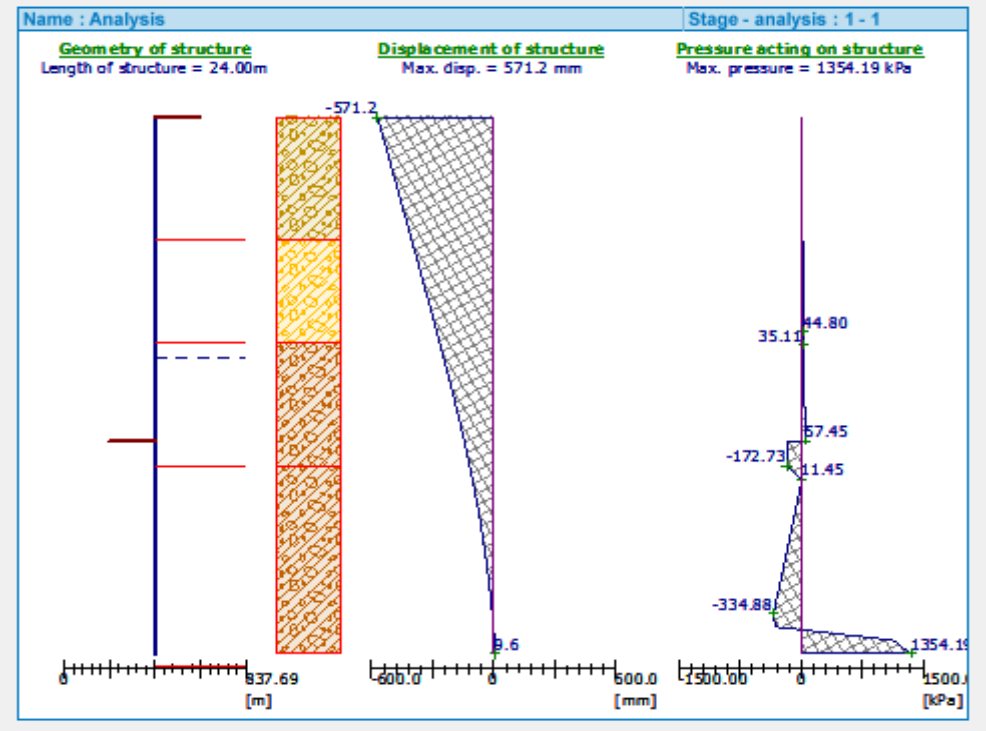


Figure (III.20) : le déplacement total de la paroi moulée (sans tirants)

Tableau (III.8): efforts tranchant et moment fléchissant de la paroi moulée (sans tirants)

Effort tranchant max	= 1194,00kN/ml
Moment fléchissant max	= 2794,26kN.m/ml
Déplacement maximale	= 57,12 cm

La valeur de la fiche enregistrée pour ce cas est de 9.6 m, cette valeur semble importante, et le déplacement max est de 57,12 cm.

Donc, pour des raisons économiques et sécurité on propose de mettre en place des tirants d'ancrages pour réduire la fiche et diminué le déplacement de paroi moulée.

III.6.1.1Stabilité au glissement

La vérification de la stabilité au glissement de la paroi moulée sans tirant a été faite par le logiciel GEO 5.

- **Dans le cas statique**

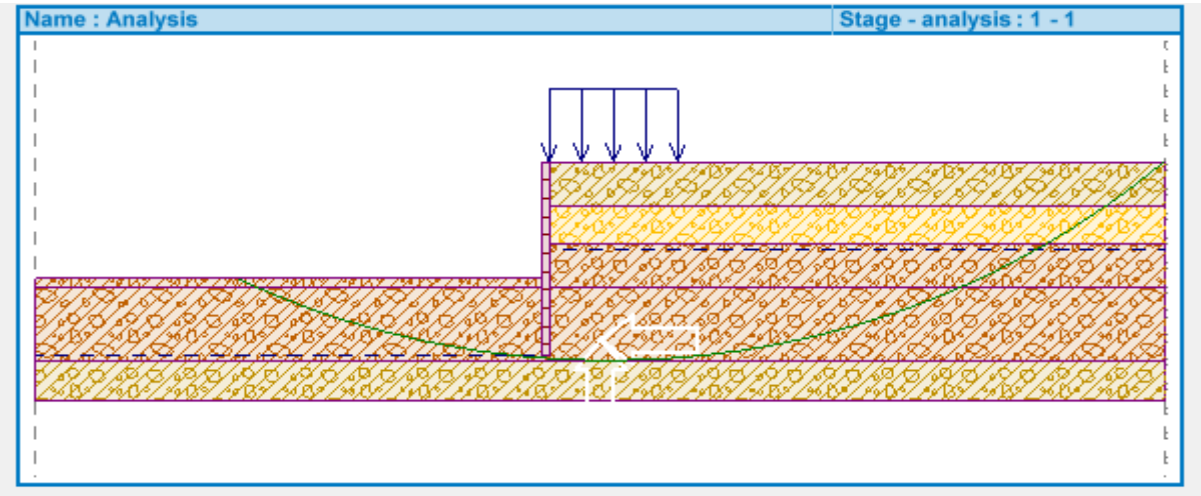


Figure (III.21) : Analyse au glissement de la paroi moulée (sans tirants)

Tableau (III.9) : résultat de l'analyse au glissement de la paroi moulée (sans tirants)

Sommation des forces actives :	Fa = 14392,46 KN/m
Sommation des forces passives :	Fp = 5250,23 KN/m
Moment de glissement :	Ma = 1407438 ,95KNm/m
Moment résistant :	Mp = 513419,79KNm/m

Après la modélisation, on peut déduire que

Le logiciel GEO5 a donné une valeur de 0,36 pour le coefficient de sécurité.

La condition Fmin = 0, 36<1, 5 n'est pas vérifiée, donc il y a de risque de glissement.

III.6.2 Détermination de la fiche de la paroi moulée avec tirants

Pour diminuer la valeur de cette fiche, nous proposons de mettre en place des lits de tirants.

On propose 3 lits de tirant

- Les tirants sont de type dywidag cable
- Diamètre nominal de 63 mm
- Charge de rupture de 300 kN

Le modèle de la structure de la paroi moulée avec tirants d'ancrages sous le logiciel GEO 5 est représenté dans la figure III.22,
le déplacement total de la paroi est donné par la figure III.23 et le tableau III.10.

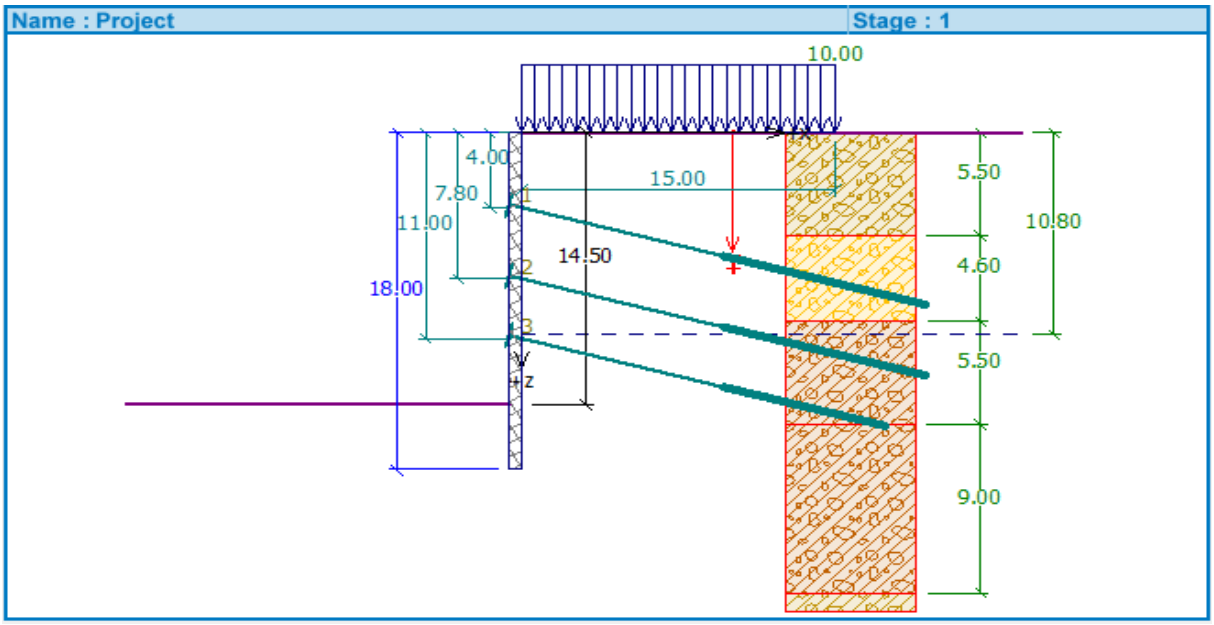


Figure (III.22) : Schéma représentant la fiche de la paroi moulée (avec tirants)

La valeur de la fiche enregistrée dans le cas de la paroi moulée avec tirants est de 3,5m.

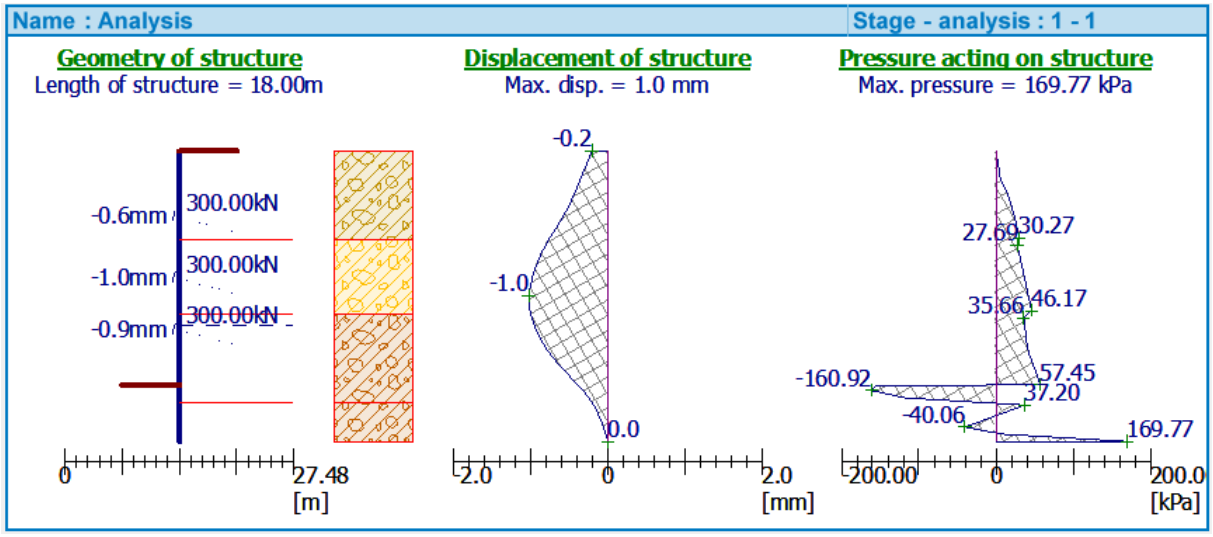


Figure (III.23) : le déplacement total de la paroi moulée (avec tirants)

Tableau (III.10): efforts internes et déformation de la paroi moulée (avec tirants)

Effort tranchant max	= 107,53kN/ml
Moment fléchissant max	= 79,32kN.m/ml
Déplacement maximale	= 1,00 mm

La valeur de la fiche enregistrée pour ce cas est de 3,5m est le déplacement total de la paroi est de 1mm.

Donc on a économisé la fiche D et diminué le déplacement total de la paroi moulée.

Apres modélisation et analyse, on déduit que

Dans le cas de la paroi moulée sans tirants, le déplacement total calculé par le logiciel Geo5 est de 57.12 cm avec une fiche D=9.5m. Cependant, dans le cas du même dispositif (paroi moulée) mais avec des tirants d'ancrage, le déplacement total calculé est de 1 mm avec une fiche D=3.5 m.

D'après ces résultats, on constate que la fiche a considérablement diminué, et le déplacement a était idéal.

III.6.2.1 Stabilité au glissement

La vérification de la stabilité au glissement de la paroi moulée avec tirant a été faite par le logiciel GEO 5.

- **Dans le cas statique**

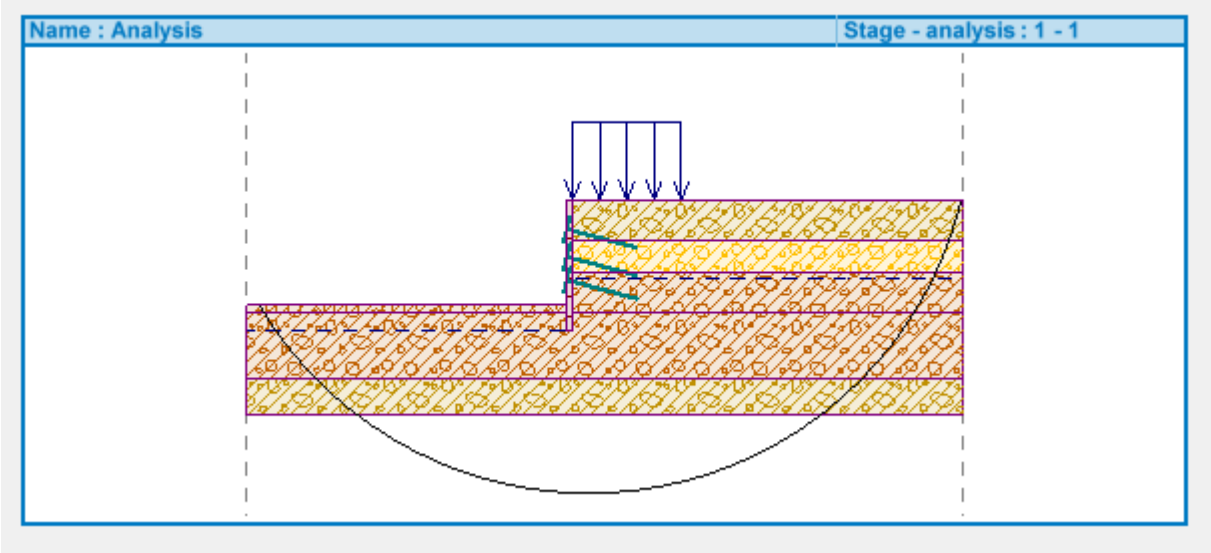


Figure (III.24) : Analyse au glissement de la paroi moulée (avec tirants)

Tableau (III.11) : résultat de l'analyse au glissement

Sommation des forces actives :	Fa = 10196,72 KN/m
Sommation des forces passives :	Fp = 14404,37 KN/m
Moment de glissement :	Ma = 539406,40KNm/m
Moment résistant :	Mp = 863050,24KNm/m

Après les réalisation on déduite que

Coefficient de sécurité= 1,60

Le coefficient de sécurité calculé par le logiciel GEO5 est égal à 1,60.

La condition Fmin = 1, 60>1, 5 est vérifié, donc il n'y a pas de risque de glissement.

❖ **Dans le cas dynamique**

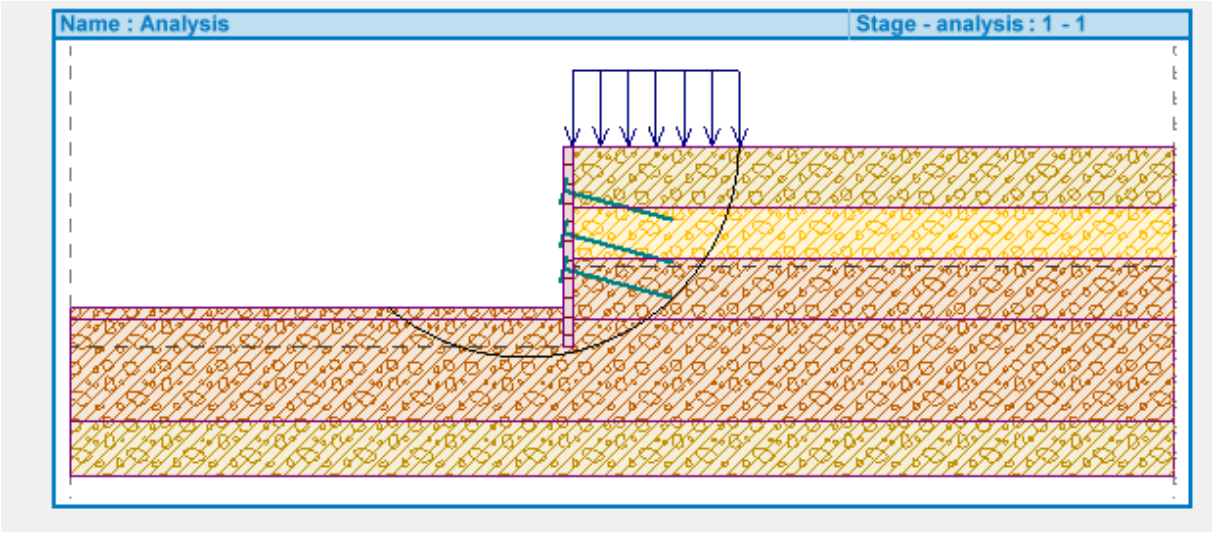


Figure (III.25): Analyse au glissement de la paroi moulée (avec tirants)

Tableau (III.12) : résultat de l'analyse au glissement

Sommation des forces actives :	Fa = 3860,52 KN/m
Sommation des forces passives :	Fp = 6431,44 KN/m
Moment de glissement :	Ma = 38414,73KNm/m
Moment résistant :	Mp = 52122,34KNm/m

Après la modélisation et analyse, on déduit que

Le coefficient de sécurité calculé par le logiciel GEO5 a donné une valeur de 1,36.

Fmin = 1, 36>1, 3 est vérifié, donc il n'y a pas de risque de glissement.

Le tableau suivant récapitule les résultats de la modélisation à l'aide de GEO5 pour les solutions paroi moulée avec et sans tirants d'ancrages

Tableau(III.13): Les résultats de modélisation pour solutions paroi moulée avec et sans tirants d'ancrages

Paroi moulée	Avec tirant d'ancrage	sans tirant d'ancrage
La fiche D (m)	3,50	9,50
Déplacement total (mm)	1,00	571,20
Stabilité au glissement (cas statique)	1,60	0,36
Stabilité au glissement (cas dynamique)	1,36	—

III.7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié la variante de soutènement provisoire (paroi en pieux avec trois tirants d'ancrages et Paroi moulée avec et sans tirants d'ancrages)

La solution initialement adopté a été acceptable (paroi en pieux ayant D=10,5 de fiche, 600 mm de diamètre et 1.50 m d'espacement entre axe) mais, uniquement 73,3% de la résistance au glissement le long du cercle de rupture est mobilisée.

La solution paroi moulée sans tirants d'ancrages a donné des fiches importantes :

- Paroi moulée sans tirants d'ancrages : D=9,5 m ;

Dans l'objectif de réduire la longueur de cette fiche, nous avons mesuré l'impact de l'introduction des tirants d'ancrages dont les résultats trouvés sont :

- Paroi moulée avec tirants d'ancrages : D=3,5 m ;

Nous constatons que l'introduction des tirants d'ancrages a permis de diminuer considérablement la longueur de la fiche.

Conclusion général

Notre présent mémoire de Master a été consacré à l'étude du dispositif de soutènement provisoire nécessaire pour la construction du siège de la banque BADR situé au centre des affaires d'Alger Bâb Ezzouar.

A partir des résultats de la reconnaissance géotechnique effectuée, nous avons approfondie notre connaissance sur les caractéristiques physiques et mécaniques du sous-sol, ce qui nous a permis d'élaborer un modèle lithologique des formations identifiées :

- [0,00-5,50] : Argile peu plastique à couleur jaunâtre à brunâtre,

- [5,50-10,10] : Sable argileux à couleur rougeâtre ;

- [10,10-15,60] : Argile peu plastique brunâtre a verdâtre,

- [15,60-24,60] : Sable avec passage gréseux jaunâtre à verdâtre.

Dans l'étude des solutions possibles, nous avons développé deux solutions principales, à savoir : la paroi en pieux et la paroi moulée. L'utilisation des tirants d'ancrages s'est avérée très intéressante en diminuant significativement les longueurs de la fiche d'ancrage.

Après plusieurs tentatives de calculs, la géométrie retenue des deux solutions qui vérifie le seuil de déformation admissible et la stabilité vis-à-vis du glissement est :

- Paroi en pieux avec tirants d'ancrages : Diamètre pieu =60 cm ;
  Distance entre axes de pieux = 1,50 m (donnée)

  Longueur du pieu = 25m (fiche d'ancrage D= 10,5m).

- Paroi moulée avec tirants d'ancrages : Epaisseur = 80 cm ;
  Profondeur = 18m (fiche d'ancrage D= 3,5m).

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQ

[1] Chang-Yu, O. (2006) "Deep Excavation Theory and Practice", Taylor and Francis Group, London,UK.

[2] Schlosser S. (1991) "Murs de soutènements ", Technique de l'ingénieur, Traité construction volume. C244. Paris,

[3] Centre D'étude Des Tunnels(CETU) (1998), "Procédés de creusement et de soutènement" Dossier pilote des tunnels génie civil section 4, France.

[4] Letif. M, Mellah A. (2017) " Etude de la stabilité de la station de métro de l'aéroport Houari Boumediene". Thèse de magister, Université Houari Boumediene.

[5] Galthon R, Houaiss F. "Techniques de construction des tunnels en milieu urbain",ULBFaculté des sciences appliquées.

[6] Bouafia A.(2003)" Conception et Calcul des Ouvrages Géotechniques", Université Saad Dahlab de Blida.

[7] Gullati H, Ouazit Y. (2018)" Etude du puits de ventilation et du Rameau du PV4 Metro OUED SMAR-AEROPORT ". Thèse de magister, Université Houari Boumediene.

[8] Canadian Geotechnical Society. (2006) "Canadian Foundation Engineering Manual", 4thedition.

[9] Degoutte G et Royet P (2009),"Aide-mémoire de mécanique des sols", 95 pages.

[10]Plumelle C. (2003), "Cos de géotechnique", CNAM –Paris –Géotechnique.