République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنسيس جانسون
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

Thème

Etude de fondation et blindage d'un futur projet immobilier à usage d'habitation et commerces en R+15+Attique+Comblé+4 Sous-sols situé dans la commune de Belouizdad, Ruisseau, wilaya d'Alger

Présenté par :
AISSAOUI Abdellah
KISSOUM Mouloud

Encadré par :
Mr. Khiatine

Promotion 2024 /2025

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Résumé :

Ce mémoire traite de l'étude géotechnique, calcul de fondations et dimensionnement du blindage d'un projet immobilier à usage d'habitation et commercial (R+15 + attique + comble + 4 sous-sols), situé à Belouizdad, Alger. L'approche adoptée combine des méthodes analytiques (Terzaghi, Menard), des essais in situ (pressiomètre) et un calcul numérique via GEO5 pour la détermination de la capacité portante et du tassement d'une fondation de type radier général, on a aussi étudié la stabilité des fouilles, avec l'utilisation pieux sécants ancrés renforcé avec des tirants d'ancrage. Le projet met en lumière l'importance d'une approche intégrée en génie civil face à des contraintes géotechniques, hydrogéologiques et sismiques complexes.

Mots-clés : fondation – blindage – radier – GEO5 – pieux sécants – stabilité – tassement — capacité portante.

Summary:

This thesis focuses on the geotechnical study, foundation design, and shoring dimensioning of a residential and commercial real estate project (G+15 with attic, loft, and 4 basement levels) located in Belouizdad, Algiers. The adopted approach combines analytical methods (Terzaghi, Menard), in-situ testing (pressuremeter), and numerical calculations using GEO5 to determine the bearing capacity and settlement of a raft foundation. The stability of the excavation was also studied, using reinforced secant piles anchored with tiebacks. This project highlights the importance of an integrated civil engineering approach in addressing complex geotechnical, hydrogeological, and seismic constraints.

Keywords: foundation – shoring – raft – GEO5 – secant piles – stability – settlement – bearing capacity.

ملخص:

يتناول هذا البحث الدراسة الجيوتقنية، وحساب الأساسات، وتصميم نظام التدعيم (البلنداج) لمشروع عقاري سكني وتجاري (طابق أرضي + 15 طابقًا مع علّية وسطح و4 طوابق تحت الأرض)، يقع في بلوزداد، الجزائر العاصمة. تعتمد المنهجية المتبعة على الجمع بين الطرق التحليلية (تيرزاجي، مينارد)، والاختبارات الميدانية (اختبار الضغط)، والحسابات العددية باستخدام برنامج GEO5 لتحديد قدرة التحمل والهبوط لأساس من نوع "راديه عام". كما تم دراسة استقرار الحفريات باستخدام خوازيق متقاطعة مدعّمة بواسطة قضبان تثبيت (tirants d'ancrage). يسلط هذا المشروع الضوء على أهمية المقاربة المتكاملة في الهندسة المدنية لمواجهة التحديات الجيوتقنية والهيدروجيولوجية والزلازلية المعقدة.

الكلمات المفتاحية: الخوازيق المتقاطعة – الاستقرار – الهبوط – قدرة التحمل – GEO5 – الأساسات – التدعيم – الراديه.

Table des matières

I. Généralités et recherche bibliographique.

I.1 Introduction : ... 3
I.2 Définition et rôle de fondation : ... 3
I.3 Type de fondation : ... 3
I.4 Choix du type de fondation : ... 4
I.4.1 Fondations superficielles : ... 4
I.4.2 Fondations profondes : ... 7
I.4.3 Classification des pieux : ... 7
I.5 Calcul de la capacité portante : ... 8
I.5.1 Essai de laboratoire (Théorie de TERZAGHI) : ... 9
I.5.2 Essai pressiométrique : ... 11
I.5.3 Essai SPT (Standard penetration test): ... 14
I.6 Evaluation des Tassements : ... 14
I.6.1 Méthodes de calcul : ... 15
Dans ces formules les symboles utilisés représentent : ... 15
I.7 Introduction : ... 17
I.8 Définition et rôle : ... 17
I.9 Type de Blindage : ... 17
I.9.1 Palplanches métalliques : ... 17
I.9.2 Paroi Berlinoise : ... 19
I.9.3 Paroi parisienne : ... 21
I.9.4 Principe de la paroi parisienne : ... 21
I.9.5 Paroi de pieux sécants : ... 21
I.9.6 Principe des pieux sécants : ... 22
I.9.7 Paroi Moulée : ... 23
I.9.8 Méthode de mise en place : ... 23
I.9.9 Paroi reprise par des tirants d'ancrage : ... 24
I.10 Méthodes de calcul de stabilité : ... 26
I.10.1 Logiciel GEO5 -Analyse numérique de la stabilité des pentes : ... 27
I.10.2 Méthode fellinius (Méthode suédoise) : ... 27
I.10.3 Méthode de Janbu : ... 28
I.10.4 Méthode graphique d'équilibre des forces et des moments des pressions latérales (méthode de Rankine/Coulomb modifiée) : ... 29
I.10.5 Principe global de la méthode graphique : ... 29
I.11 Conclusion : ... 31
II. Presentation du projet. ... 33

II.1 Introduction : 33
II.2 Situation du site : 33
II.3 Objectif de notre projet : 34
II.4 Contexte géologique, hydrogéologique et sismique du projet : 34
II.5 Travaux de reconnaissance géotechnique du site : 38
a) Sondages carottés et lithologie : 38
II.6 Résultats des essais laboratoire : 42
II.7 Variation des paramètres physique par formation : 42
II.8 Variation des paramètres mécanique par formation : 43
II.9 Interprétation des résultats : 44
II.9.1 Pour la couche argileuse : 44
II.9.2 Pour la couche marneuse : 44
II.10 Conclusion : 44
III. 46
III.1 Introduction : 46
III.2 Capacité portante et tassements (Fondation type radier général) : 46
III.2.1 Calcul de la capacité portante : 47
III.3 Calcul du tassement : 50
III.3.1 A partir des essais de laboratoire : 50
III.3.2 A partir des essais pressiométriques : 51
III.4 Interprétation des résultats : 52
III.5 Analyse numérique : 53
III.6 Conclusion : 55
IV. Etude dimensionnement d'un blindage : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.1 Introduction : 57
IV.2 Dimensionnement de l'écran de soutènement : 57
IV.2.1 Vérification manuelle : 57
IV.2.2 Détermination manuelle de la longueur libre et scellé des tirants (vérification de l'arrachement) : 66
IV.2.3 Vérification numérique avec GEO 5 : 69
IV.2.4 Vérification de la stabilité interne : 79
IV.2.5 Dimensionnement de la Poutre de couronnement : 81
IV.2.6 Dimensionnement des liernes : 84
IV.2.7 Devis estimative quantitative : 85
IV.3 Conclusion : 87
V. Conclusion générale : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Dédicace :

À mes parents,
Pour votre amour, vos sacrifices et votre soutien indéfectible. Vous avez toujours cru en moi et m'avez transmis les valeurs du travail, de la persévérance et du respect.

À ma mère,
Pour ton amour inconditionnel, ta patience infinie et ton soutien de tous les instants. Tu es mon repère, ma force et mon inspiration. Ce travail est avant tout le fruit de tes sacrifices et de ta bienveillance.

À ma tante maternelle et sa petite famille,
Pour votre affection, votre écoute et votre encouragement constant. Votre présence dans ma vie a toujours été d'un grand réconfort.

À ma famille dans son ensemble,
Merci pour votre amour, vos prières et votre soutien moral tout au long de ce parcours.

À mes amis les plus proches,
Pour votre amitié sincère, vos mots encourageants et votre présence indéfectible, même dans les moments les plus exigeants.

À mon binôme,
Pour ton amitié de longue date, ta loyauté et ton implication tout au long de cette aventure. Merci pour les moments de joie, de doute et de stress partagés avec sincérité et solidarité.

À sa famille,
Pour leur accueil chaleureux et leur soutien généreux.

À toutes celles et ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'aboutissement de ce travail,
Recevez ici l'expression de ma profonde gratitude et de mon respect sincère.

Mouloud KISSOUM

Dédicace :

À mes **parents bien-aimés**,
Pour vos sacrifices, votre bienveillance et vos prières qui m'ont accompagné depuis le premier jour. À ma **mère**, pour son cœur immense, et à mon **père**, pour son exemple de sagesse et de persévérance.

À **Hind**,
Ma future épouse, mon soutien de chaque instant. Merci pour ta patience, ta présence constante durant ce travail. Tu es ma résonance, celle qui donne un sens à chacun de mes efforts.

À mes **parents bien-aimés**,
Pour vos sacrifices, votre bienveillance et vos prières qui m'ont accompagné depuis le premier jour. À ma **mère**, pour son cœur immense, et à mon **père**, pour son exemple de sagesse et de persévérance.

À mes **deux sœurs** et à mon **frère**,
Merci pour votre affection, votre confiance et vos encouragements qui ont été pour moi une source de force silencieuse.

À mon binôme **Mouloud**,
Merci pour ton sérieux, ton engagement et ta fraternité tout au long de ce projet. Une pensée aussi pour ta famille, pour leur soutien discret mais précieux.

À mes amis proches **Imad, Adlane et Adem**,
Merci pour votre amitié fidèle, vos conseils et vos moments de répit qui m'ont aidé à garder le cap dans les moments de doute.

Abdellah AISSAOUI

Liste d'abréviation :

Q_{adm} : La contrainte admissible « q_{adm} » représente la contrainte limite affectée d'un facteur de sécurité « F_s »

N_γ, N_q, N_c: Facteurs de portance en fonction de φ.

B : Largeur de la fondation.

D : Profondeur d'ancrage à compter du terrain naturel.

C : Cohésion du sol d'assise.

γ : Poids volumique du sol (densité déjaugé)

F_s: Facteur de sécurité (F=3).

$\delta\gamma$, δ_q, δ_c : Coefficients de forme géométrique de la fondation

K : constante géométrique de la sonde pressiométrique (K=2,66).

V_0 : volume de la cellule au repos (V0=535cm^3).

V_m : volume moyen correspond a la phase pseudo-élastique.

Dp et Dv : la variation de pressions et de volume dans la phase pseudo- élastique.

Pl : pression limite.

Kp : Coefficient de portance.

q_l : contrainte de rupture.

Ple* : Pression limite nette équivalente.

q0 : La contrainte verticale des terres au repos.

Cc : L'indice de compressibilité.

Pc : Pression de préconsolidation.

ΔHi : Tassement élémentaire d'une couche.

σo : Contrainte initiale effective due aux poids des terres.

eo : L'indice des vides initial du sol de la couche considérée.

Δσ : L'accroissement de contrainte.

I : Le facteur d'influence.

Zi : Profondeur du milieu de la couche à partir de la base de la fondation.

E_{md}, E_{ms} : Modules Pressiométriques déviatorique et sphérique.

λ_d,λ_s : coefficient de forme de la fondation.

B : Largeur de la fondation.

B_0 : Largeur de référence = 60 cm.

α : Coefficient de structure du sol.

$R_{Resistant}$: La résistance due à la friction et à la cohésion des tranches.

$R_{poussees}$: La force de rupture causée par la pression latérale du sol.

$F_{Intertranche}$: Les forces inter-tranches qui prennent en compte l'effet des forces de friction entre les tranches.

f_0 : Facteur de correction qui ajuste la force inter-tranches.

U = γw × z : poussée hydrostatique et γw=10$kNm3$⁄ : Poids volumique de l'eau.

S : coefficient de sécurité de la butée.

Q est la surcharge appliquée au sol

Liste des tableaux :

Tableau I- 1:Valeur de facteur de portance [16]. 1
Tableau I- 2:Coefficient de forme géotechnique [16]. 1
Tableau I- 3: Facteur de portance pressiométrique [16]. 1
Tableau 0- 1: Récapitulation des types de blindage. 1
Tableau II- 1 : variation des paramètres par formation [1]. 1
Tableau III- 1: Paramètres géotechniques estimés à partir des résultats des essais in-situ et en laboratoire [1]. 1
Tableau III- 2:la contrainte admissible calculée à partir des essais de laboratoire 1
Tableau III- 3:Resultat des paramètres de la capacite portante. 1
Tableau III- 4:résultats de la capacité portante a partir des essais in-situ 1
Tableau III- 5:caractéristique géotechnique du sol 1
Tableau III- 6:résultats du tassement avec ses caractéristique 1
Tableau III- 7:coefficient de structure du sol [2]. 1
Tableau III- 8:coefficient de forme de la fondation [2]. 1
Tableau III- 9: résultats du tassement des essais in-situ 1
Tableau III- 10:Récapitulatif des résultats obtenus. 1
Tableau IV- 1:Tableau récapitulatifs des valeurs de l'angle de frottement sol-structure. 1
Tableau IV- 2:Tableau récapitulatif des paramètres du sol. 1
Tableau IV- 3:valeurs de poussée et de butée. 1
Tableau IV- 4:valeurs des pressions. 1
Tableau IV- 5:Valeurs de poussée et butée phase 2. 1
Tableau IV- 6:Valeurs des pressions phase 2. 1
Tableau IV- 7:Valeurs des pressions phase 2 partie 2. 1
Tableau IV- 8:Valeurs poussée et butée phase 3 1
Tableau IV- 9:Valeurs des pressions phase03. 1
Tableau IV- 10:Evaluation de la résistance externe selon la longueur de scellement. 1
Tableau IV- 11:Valeurs de la longueur libre. 1
Tableau IV- 12:Vérification de la capacité portante des tirants d'ancrages. 1
Tableau IV- 13:: Vérification de la capacite portante des tirants d'ancrages. 1
Tableau IV- 14:Stabilité de tirants d'ancrages. 1
Tableau IV- 15:Valeurs de coefficients sismiques selon RPA2024. 1
Tableau IV- 16:Tableau quantitatif du poids nécessaire d'aciers. 1
Tableau IV- 17:Tableau quantité du volume nécessaire de béton. 1

Liste des Figures :

Figure I- 1:Schéma représentatif des types de fondations [4]. 1
Figure I- 2:Schéma représentatif des types de fondations [4]. 1
Figure I- 3:illustration d'une semelle filante. [19]. 1
Figure I- 4:illustration d'une semelle isolée [18]. 1
Figure I- 5: illustration d'un radier d'épaisseur constante [17]. 1
Figure I- 6:illustration du ferraillage d'un radier nervuré. 1
Figure I- 7:pieu battu moulé [20]. 1
Figure I- 8:Pieu foré à la boue [20]. 1
Figure I- 9:Schéma de rupture d'une fondation superficielle [20]. 1
Figure I- 10:Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (méthode « c-φ ») [20]. 1
Figure I- 11 : Définition de la pression limite nette équivalente pour une couche homogène [20]. 1
Figure I- 12:Définition de la pression limite nette équivalente pour une couche non homogène [20]. 1
Figure I- 13:schéma illustratif pour l'essai SPT 1
Figure 0- 1:Schéma représentatif de palplanches de profil 'U' [7] 1
Figure 0- 2:Palplanche profil 'U' [5] 1
Figure 0- 3:Palplanche profil 'Z' [5] 1
Figure 0- 4: Paroi Berlinoise avec élément de blindage en bois[6]. 1
Figure 0- 5:Paroi Berlinoise avec élément de blindage en Béton préfabrique [5]. 1
Figure 0- 6:Illustration d'une paroi parisienne [9]. 1
Figure 0- 7:schéma représentatif des pieux sécants 1
Figure 0- 8: illustration d'une paroi de pieux sécants. 1
Figure 0- 9:Illustration d'une paroi moulée [6]. 1
Figure 0- 10:Schéma représentatif de la réalisation d'une paroi moulée [6]. 1
Figure 0- 11:Schéma représentatif d'un tirants d'ancrage[8]. 1
Figure 0- 12:Illustration de tirants d'ancrages appliqué sur un rideau de pieux [6]. 1
Figure 0- 13:. Schéma illustratif qui montre la décomposition d'un par des tranches verticales [12]. 1
Figure 0- 14:. Schéma représentatif des forces agissants Inter-tranches [13] 1
Figure 0- 15:Schéma des forces agissant sur un tranché [13]. 1
Figure 0- 16:16 Exemplaire du diagramme de pressions [3]. 1
Figure II- 1:Image aérienne du site (image google earth) 1
Figure II- 2:. La carte géologique d'Alger bis [01] 1
Figure II- 3:. Carte des zones sismiques de territoire national (RPA24) [4] 1
Figure II- 4:Carte hydrogéologique d'Alger. 1
Figure II- 5:Profil lithologique des différentes formations rencontrées sur site. [1]. 1
Figure II- 6: SC-03 de 0,00m a 5,9m. 1
Figure II- 7: SC-04 de 5,9m a 16m 1
Figure II- 8: SC-03 de 16m a 26m 1
Figure II- 9 Caractéristiques pressiométriques en fonction de la profondeur. 1
Figure II- 10 : Variation des paramètres physique par formation 1
Figure II- 11:Variation des paramètres mécanique par formation 1
Figure III- 1: schéma des modules pressiométrique [3]. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure III- 2:schéma représentatif des différentes couches de sol avec les surcharges 1
Figure III- 3:schéma en 3D sur les différentes couches de sol, surcharge et nappe phréatique . 1
Figure III- 4:Résultats de calcul donnés par GEO5 1
Figure IV- 1:Diagramme de poussée et butée phase 1. 1

Figure IV- 2:Diagramme de poussée et butée phase01+T1. 1
Figure IV- 3:Diagramme de poussée et butée phase02. 1
Figure IV- 4:Diagramme de poussée et butée phase02+'T1'et'T2' 1
Figure IV- 5 : Diagramme de poussée et de butée pahse03. 1
Figure IV- 6:Schema graphique pour la détermination de la longueur libre. 1
Figure IV- 7:Phase0 de l'excavation. 1
Figure IV- 8:Phase01 de l'excavation. 1
Figure IV- 9:modele 3D de la Phase 01 d'excavation. 1
Figure IV- 10:pressions et déformations applique à l'écran de soutènement Phase01 1
Figure IV- 11 : modèle 3D de la 2eme partie phase01 1
Figure IV- 12:Phase02 d'excavation. 1
Figure IV- 13:modèle 3D de la 2eme phase 1
Figure IV- 14:Pressions et Déformations applique à l'écran de soutènement phase 02 1
Figure IV- 15:Modele 3D de la 2eme partie de la phase02 1
Figure IV- 16:Phase04 d'excavation. 1
Figure IV- 17:modèle 3D de la 3eme phase. 1
Figure IV- 18:Pressions et déformations applique a l'écran de soutènement cas sismique. 1
Figure IV- 19:Tableau des sections nominales d'aciers. 1
Figure IV- 20:croquis de ferraillage des pieux vue en plan 1
Figure IV- 21:Ferraillage d'une poutre de couronnement en tête de pieux. 1
Figure IV- 22:Croquis du ferraillage de la poutre de couronnement. 1
Figure IV- 23:disposition d'un lierne sur un rideau de pieux soutenue par des tirants d'ancrage. 1
Figure IV- 24:verifications de la section d'acier avec GEO5 1

Dans le contexte actuel de forte croissance urbaine qu'enregistre la capitale algérienne, Alger, les exigences en matière d'aménagement urbain et d'optimisation de l'espace constructible sont devenues plus complexes et ambitieuses. Le tissu urbain, en constante densification, impose désormais aux maîtres d'ouvrage et aux ingénieurs concepteurs de recourir à des solutions techniques avancées, à la fois pour répondre aux besoins en logement et pour intégrer ces nouvelles infrastructures dans un environnement urbain contraint. Parmi ces solutions, les ouvrages en grande hauteur avec plusieurs niveaux de sous-sols deviennent des composantes majeures de l'architecture contemporaine.

Dans ce contexte, le projet immobilier faisant l'objet de cette étude s'implante dans la commune de Belouizdad, au cœur d'Alger, zone caractérisée par une occupation dense, un sous-sol hétérogène, une nappe phréatique présente, ainsi qu'un aléa sismique notable. Le projet consiste en la réalisation de trois blocs (A, B et C) à usage mixte (résidentiel et commercial), chacun reposant sur une structure de type R+15**,** avec un attique, un comble et quatre niveaux de sous-sol**.** De telles caractéristiques imposent une attention particulière portée à la conception des fondations et au système de soutènement durant la phase de terrassement, afin de garantir la sécurité des ouvrages et des zones avoisinantes.

Les travaux de génie civil dans ce type de configuration ne peuvent être envisagés sans une étude géotechnique approfondie, combinant reconnaissance du sol, essais in situ et en laboratoire, ainsi que l'application de modèles de calcul performants. Il s'agit, en effet, de dimensionner des fondations capables de supporter les charges importantes générées par l'élévation du bâti, tout en maîtrisant les tassements différentiels. De plus, les excavations nécessaires à la réalisation des niveaux enterrés doivent être protégées contre les risques d'instabilité et d'éboulement, par l'utilisation de systèmes de blindage adaptés tels que les parois moulées ou les pieux sécants associés à des tirants d'ancrage**.**

L'objectif principal de ce mémoire est d'élaborer une étude technique complète portant sur la conception des fondations et du système de soutènement de ce projet immobilier. L'approche adoptée repose sur une combinaison de méthodes analytiques classiques, issues de la mécanique des sols, d'investigations géotechniques, et de modélisations numériques à l'aide de logiciels spécialisés tels que Geo5. Ce travail vise à proposer une solution de conception optimisée, conforme aux normes en vigueur, et surtout adaptée aux spécificités géotechniques et sismiques du site étudié.

Le mémoire s'articule autour de quatre chapitres principaux, présentés comme suit :

- Chapitre I – Généralités et recherche bibliographique : Ce premier chapitre pose les bases théoriques relatives aux fondations et aux systèmes de blindage. Il traite des différents types de fondations (pieux, puits, radier, etc.), de leurs domaines d'application, des critères de choix, et expose les méthodes classiques de calcul de capacité portante et de stabilité des soutènements.
- Chapitre II – Présentation du projet : Il introduit les caractéristiques du projet immobilier, sa localisation, les données géométriques des blocs à construire, et les contraintes spécifiques du site (hydrogéologie, sismicité, topographie). Ce chapitre présente également les résultats de la reconnaissance géotechnique menée sur le terrain et les acteurs du projet.
- Chapitre III – Étude géotechnique et modélisations : Ce chapitre regroupe les calculs analytiques permettant de déterminer la capacité portante du sol, d'estimer les tassements prévisibles, et d'analyser les interactions sol-structure. Il s'appuie sur les résultats des essais pressiométriques et de pénétration statique, et intègre une modélisation via le logiciel Geo5.

- Chapitre IV – Étude de soutènement et dimensionnement du blindage : Le dernier chapitre porte sur le dimensionnement du système de soutènement, Les sollicitations sont calculées manuellement puis modélisées numériquement, et le dimensionnement des éléments structuraux secondaires (poutres de couronnement, liernes) y est également présenté.

À travers cette étude, l'objectif est de démontrer la capacité de l'ingénieur à diagnostiquer un site, à interpréter des données géotechniques, à choisir les solutions techniques appropriées et à modéliser un ouvrage complexe en tenant compte de toutes les contraintes environnementales et techniques. Ce mémoire constitue ainsi une synthèse des compétences acquises au cours de notre formation en Travaux Publics, et un exemple concret d'application en milieu professionnel.

Chapitre I:

Généralités et Recherche Bibliographique

I.

Partie 01 : Fondation.

I.1 Introduction :

Dans les projets de construction, les fondations ont une importance majeure dans l'assurance de stabilité et la transmission efficace des charges vers le sol d'assise. Toute interaction entre la structure et le sol est assurée par les fondations, elles permettent de garantir une répartition homogène des contraintes. Dans ce qui suit, on aborde les fondations, en expliquant leur définition, rôle, différents types, et le choix de type de fondation [1].

I.2 Définition et rôle de fondation :

Les fondations représentent la partie d'une construction qui s'ancre dans le sol et lui transmet l'ensemble des charges de l'ouvrage. Elles forment la base en contact direct avec le terrain d'assise et ont pour rôle essentiel d'assurer le transfert du poids de la structure vers le sol, dans des conditions optimales. Ce rôle fondamental leur confère une importance capitale dans les études techniques de construction, car la qualité de leur conception et de leur mise en œuvre conditionne directement la stabilité de l'ouvrage [14].

I.3 Type de fondation :

Le type de fondation est déterminé par son allure générale et ses proportions. On peut distinguer deux types de fondations : les fondations superficielles et les fondations profondes.

La distinction entre ces deux types de fondations se fait en adoptant les critères suivants :

- ✓ Fondation superficielle si le rapport D/B<1.5 [1]
- ✓ Fondation profonde si le rapport D/B>1,5 [1]

Tel que :

- B : Largeur de fondation
- D : Profondeur de l'ancrage

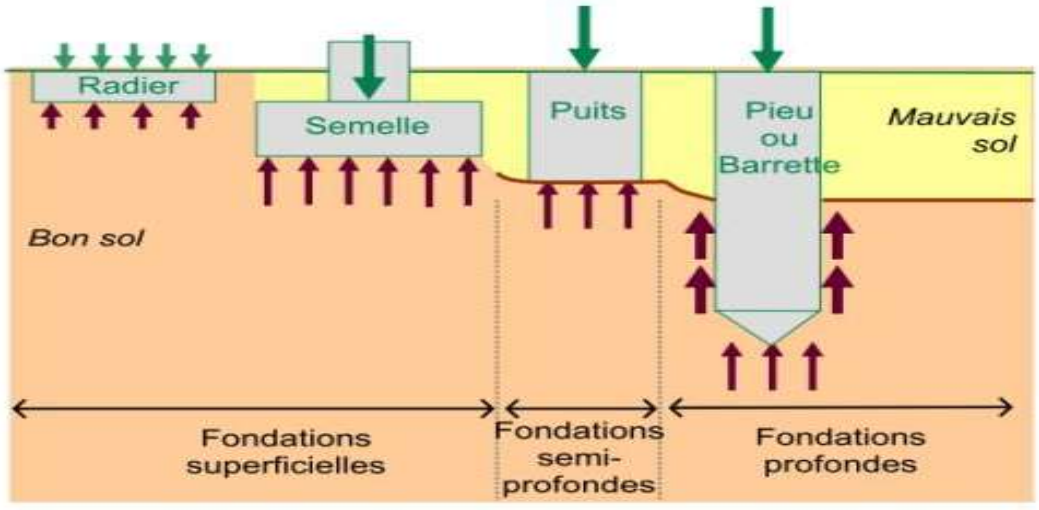


Figure I- 1:Schéma représentatif des types de fondations [4].

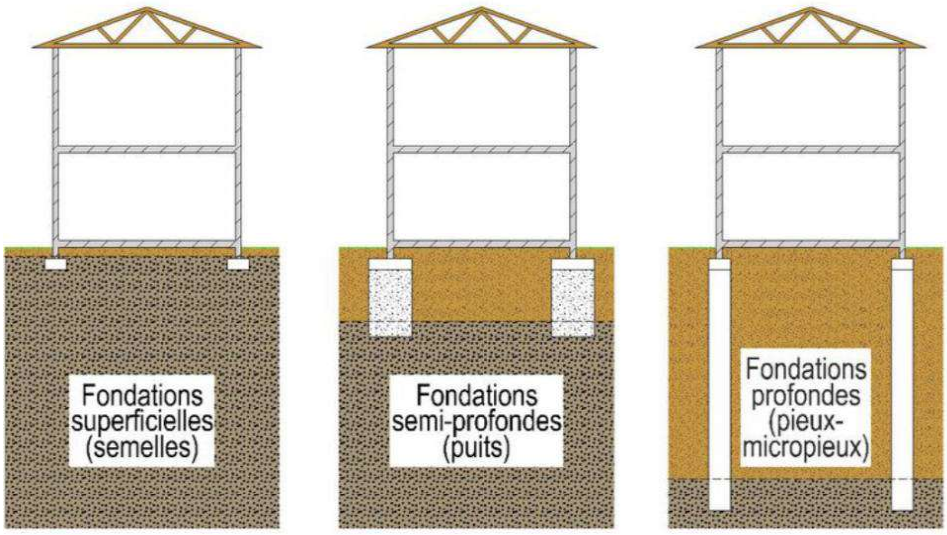


Figure I- 2:Schéma représentatif des types de fondations [4].

I.4 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation la plus appropriée est dicté par certains facteurs tels que

- La nature de la structure
- Les charges appliquées par la structure
- Les caractéristiques du sol sous la fondation
- Les coûts des fondations.

Par conséquent, afin de décider du type de fondation à utiliser, on doit d'abord explorer les couches du sol concernées, évaluer minutieusement les caractéristiques du sol sous la construction, puis évaluer par la suite la charge admissible que peut supporter le terrain. C'est à ce moment-là qu'on peut se prononcer sur le choix du type de fondation superficielle ou profonde [4].

I.4.1 Fondations superficielles :

La fondation superficielle, transmet directement les efforts aux couches proches de la surface, elle est utilisée sur un terrain de bonne qualité (le bon sol), ce qui signifie que le sol doit posséder une bonne capacité portante. Suivant la résistance du terrain, et de l'importance de la structure, on choisit le type de fondation superficielle [4]. Les types de fondation superficielles sont :

❖ **Les semelles filantes :**

Une semelle filante est un élément de fondation en béton armé, généralement de forme allongée, qui est utilisé pour répartir les charges d'un mur ou d'une rangée de poteaux sur le sol. Elle est dite "filante" car elle suit une ligne continue sous les éléments porteurs (comme un mur).



Figure I- 3:illustration d'une semelle filante. [19].

❖ **Semelle isolée :**

La semelle isolée est un type de fondation superficielle utilisé pour transmettre et répartir les charges d'un élément porteur vertical (poteau ou pilier) sur une surface suffisante pour éviter un tassement excessif au sol. Cette catégorie inclut les semelles carrées (B/L = 1) et rectangulaire (B inf à L) et les semelles circulaires de diamètre B [4].



Figure I- 4:illustration d'une semelle isolée [18].

❖ **Le radier (dallage) :**

Le radier est une dalle de béton superficielle utilisée comme base d'une construction de dimension « B » et « L » importante. Il s'agit d'une dalle de béton posée directement sur le sol et qui couvre une immense surface. Le fondement est pris en charge pour répartir uniformément les charges de la construction sur le sol sous-jacent. C'est grâce à cette répartition des charges qu'une stabilité accrue à la construction est

offerte, là où les affaissements ou des déformations à cause des sols non porteurs ou des sols irréguliers sont évités. Tout au plus, il assure une assise solide et stable pour la construction, surtout dans des endroits où le sol a des faiblesses [14]. On distingue 3 types de radier :

1) **Radier plat d'épaisseur constante :** pour les charges faible et construction de petite surface



Figure I- 5: illustration d'un radier d'épaisseur constante [17].

2) **Radier nervurer :** Lorsque les charges sont élevées, afin d'éviter que l'épaisseur du radier ne devienne trop importante, des nervures (ou travées de poutres) sont ajoutées pour renforcer la rigidité de la dalle. Elles peuvent être disposées dans une seule direction ou dans deux directions, en fonction de la portée ainsi que de l'agencement des murs ou des poteaux.



Figure I- 6:illustration du ferraillage d'un radier nervuré.

I.4.2 Fondations profondes :

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondations superficielles (semelles ou radier).

Les fondations profondes peuvent être : **des pieux**, **des barrettes** (pieux forés de section allongée ou composite) [20].

I.4.3 Classification des pieux :

Les pieux sont des éléments de fondation profonds, généralement verticaux, en béton, en acier ou en bois, enfoncés dans le sol pour transmettre les charges d'un ouvrage aux couches profondes du terrain plus résistantes. Généralement on classe les pieux selon :

- La nature de leurs matériaux : bois, métal, béton.
- Le mode d'introduction dans le sol (par battage, forage……)

Pour juger et évaluer la force portante, il est nécessaire de prendre en considération le type de sollicitation exercée sur le sol lors de l'installation du pieu. On distingue ainsi deux types de pieux :

- Les pieux dont la mise en place entraîne un refoulement du sol.
- Les pieux installés après extraction du sol du forage, qui ne provoquent pas de refoulement [20].

Pieux refoulant le sol à la mise en place :

Fondation profonde réalisée par battage, ou vérinage, ou vibrage, ou vissage d'un élément préfabriqué en béton armé ou métallique [20].

- Pieu battu préfabriqué (béton armé ou précontraint).
- Pieu en métal battu (frome H, tube, palplanches).
- Pieu en béton foncé (à l'aide d'un vérin).
- Pieu en métal foncé.
- Pieu battu pilonné.
- Pieu battu moulé.
- Pieu battu enrobé.
- Pieu tubulaire précontraint.
- Pieu vissé moulé.

Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place :

Fondation profonde réalisée par forage ou par excavation manuelle (par exemple un pieu ou un micropieu foré, une barrette, un puits, etc.).

- Pieu foré simple (et barrettes exécutées dans les mêmes conditions)
- Pieu foré à la boue et barrette
- Pieu foré tubé
- Puits
- Pieu tarière creuse (type I, II et III) [20].
- Micropieux (type I, II, III et IV)

- Pieu injecté, sous haute pression, de gros diamètre
- Colonnes ballastées
- **Quelques techniques de réalisation des pieux :**

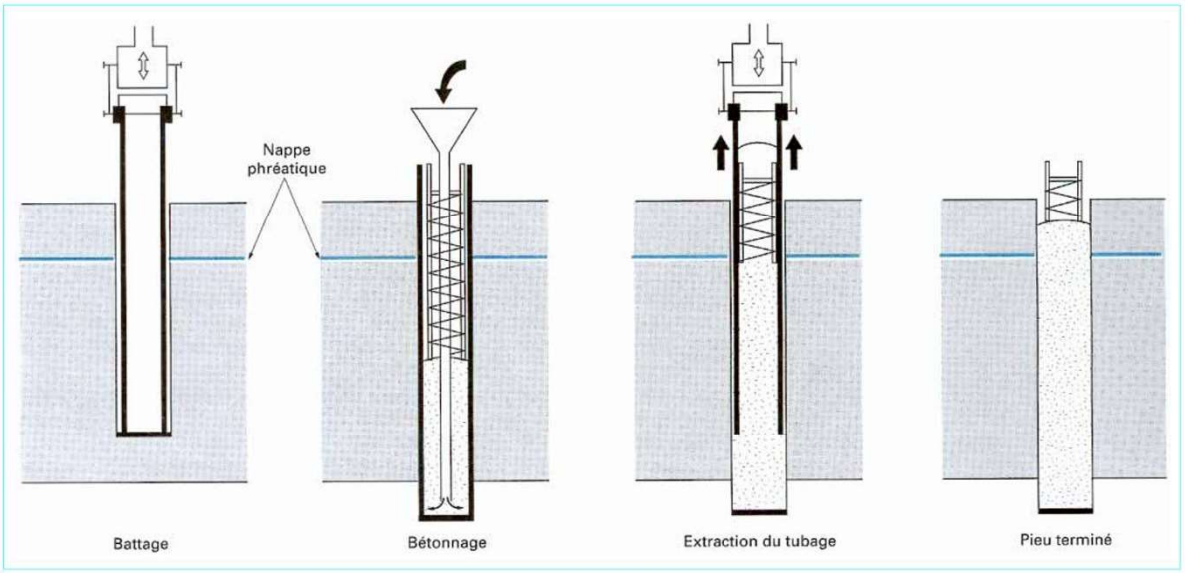


Figure I- 7:pieu battu moulé [20].

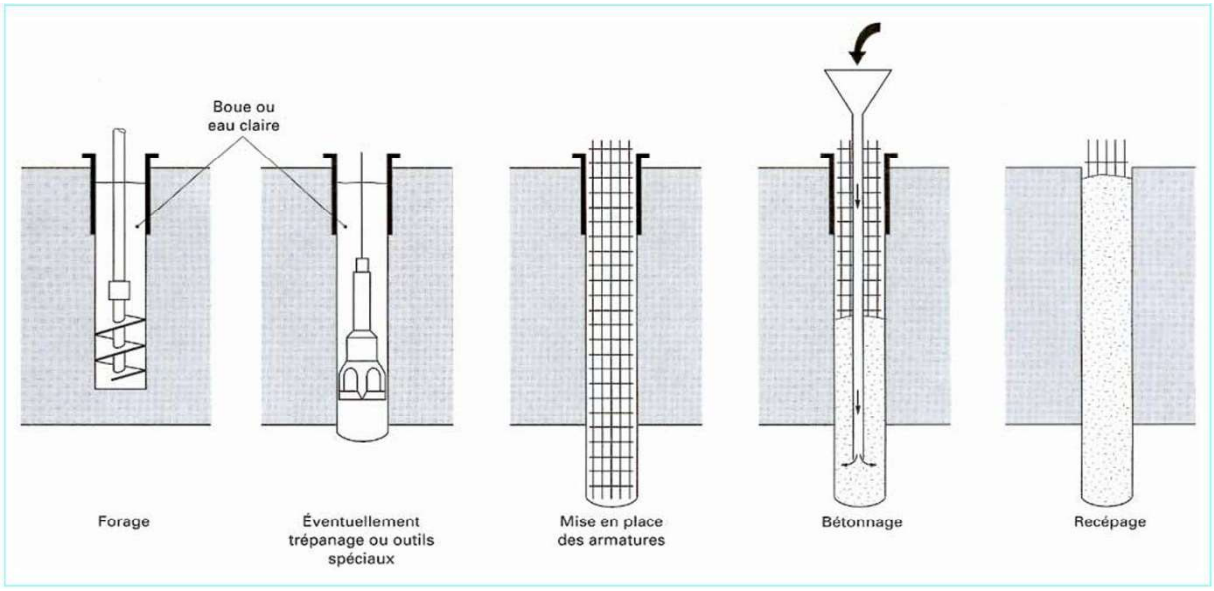


Figure I- 8:Pieu foré à la boue [20].

I.5 Calcul de la capacité portante :

Le calcul de la capacité portante du sol est une étape essentielle dans le dimensionnement des fondations. Elle correspond à la charge maximale que le sol peut supporter avant de subir une rupture ou un tassement, elle aide à choisir le type de fondation profonde ou bien superficielle, elle dépend de plusieurs facteurs comme la nature de sol, sa cohésion, l'angle de frottement interne, ainsi que le niveau de la nappe phréatique [14].

Pour calculer la capacité portante on peut utiliser plusieurs essais :

- **Essais in-situ :** sont des essais réalisés sur site et non pas dans le laboratoire pour évaluer les caractéristiques mécaniques du sol, dans cette méthode on a trois essais essentiels sont :

1. Essai pressiométrique (Menard)
2. Essai de pénétromètre statique (CPT)
3. Essai SPT (Standard Pénétration Test)

- **Essais de laboratoire :** En géotechnique, les essais de laboratoire permettent de déterminer les caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques des sols, parmi les méthodes utilisées dans ses essais pour calculer la capacité portante du sol : Méthode de terzaghi, méthode de Meyerhof, méthode de Hansen

Dans notre cas on va s'approfondir dans les essais et les méthodes les plus utilisé dans le domaine de la géotechnique : essai pressiométrique (MENARD) et la méthode de Terzaghi (méthode de c, φ) :

I.5.1 Essai de laboratoire (Théorie de TERZAGHI) :

La rupture d'un sol dans le cas d'une semelle horizontale supportant une charge centrée, ancré dans un milieu présentant a la fois une cohésion "C" et un angle de frottement "φ" et de surface libre horizontale a pu être analyser pour la première fois en 1943 par **" TERZAGHI "** qui a donné les premières formules [1].

La détermination de la capacité portante revient a étudier la stabilité du milieu situé au-dessous de la surface libre fictive, constitué par le plan de fondation.

Pour obtenir la résistance totale, on ajoute 3 systèmes en équilibre limite :

- Système pesant sous surcharge ($q_0 = \gamma_d$)
- Système non pesant, chargé par les terres se trouvant au-dessus de la surface libre fictive ($q_0 = \gamma_d$)
- Système possède uniquement de la cohésion [4]

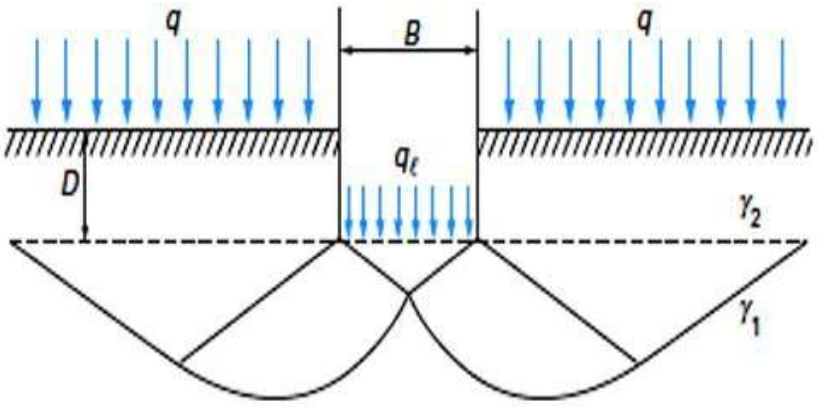


Figure I- 9:Schéma de rupture d'une fondation superficielle [20].

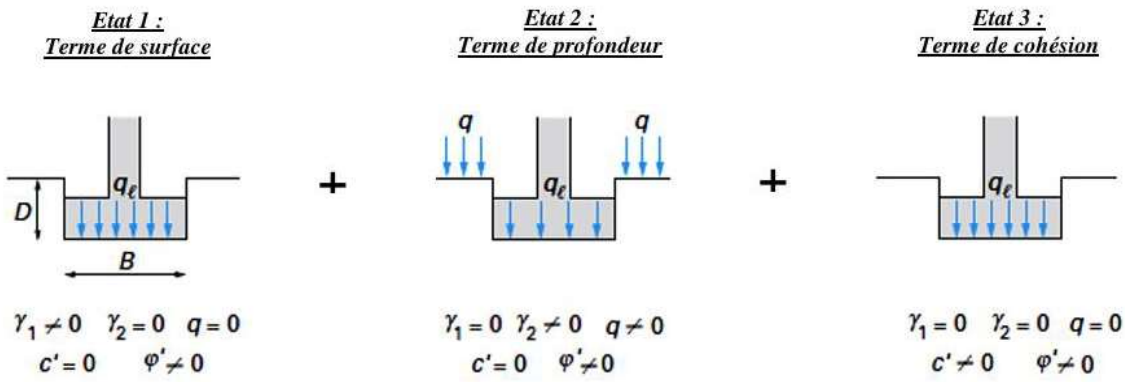


Figure I- 10:Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (méthode « c-φ ») [20].

Utilisant l'analyse d'équilibre, Terzaghi a exprimé la capacité portante ultime sous la forme générale :

$$ql = 0{,}5\gamma BN_\gamma + \gamma DN_q + CN_C$$

- Le premier terme $(0{,}5\gamma BN_\gamma)$: est appelé "terme de surface" est proportionnel à "B"
- Le second terme (γDN_q) est appelé « terme de profondeur » est proportionnel à "D"
- Le troisième terme (CN_C) est appelé « terme de cohésion » est proportionnel à "C"

N_γ, N_q et N_C sont des coefficients qui ne dépendent que de l'angle de frottement

- γ : poids spécifique apparent du sol en place
- B : largeur de la semelle
- C: Cohésion du sol en place

À partir de la contrainte limite déterminée précédemment, il est nécessaire de passer à la contrainte admissible. Cette dernière est obtenue en appliquant un facteur de sécurité (généralement noté F_s), destiné à tenir compte des incertitudes liées aux conditions de calcul.
Ce passage permet d'assurer une marge de sécurité suffisante pour garantir la fiabilité de la structure en service [1].

$$q_{adm} = \frac{q_l - \gamma D}{F_s} + \gamma.\mathrm{D}$$

Ce qui donne après simplification :

$$q_{adm} = \gamma .D + \frac{1}{F_S}.\left[\frac{1}{2}.\gamma.N_\gamma.\delta_\gamma.B + \gamma .D.(N_q.\delta_q - 1) + N_c.C.\delta_c\right]$$

Avec :

- q_{adm} : La contrainte admissible « q_{adm} » représente la contrainte limite affectée d'un facteur de sécurité « F_s »
- N_γ, N_q, N_c: Facteurs de portance en fonction de φ.
- B : Largeur de la fondation.
- D : Profondeur d'ancrage à compter du terrain naturel.
- C : Cohésion du sol d'assise.
- γ : Poids volumique du sol (densité déjaugé)
- F_s: Facteur de sécurité (F=3).
- $\delta\gamma$, δ_q, δ_c : Coefficients de forme géométrique de la fondation

Pour la Détermination des facteurs de portance en fonction de φ on a **le tableau suivant**

Tableau I- 1:Valeur de facteur de portance [16].

	Terme de surface ou gravité N_γ		Terme de profondeur N_q		Terme de cohésion N_c	
	$N_\gamma = 2(N_q - 1)\tan\varphi$		$N_q = \exp(\pi\tan\varphi)\tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)$		$N_c = (N_q - 1)\cot\varphi$	
Valeurs de N_g, N_q, N_c	φ (deg)	N_γ	φ (deg)	N_q	φ (deg)	N_c
	0	0	0	1	0	5,1
	5	0,11	5	1,6	5	6,5
	10	0,50	10	2,5	10	8,3
	15	1,60	15	3,9	15	11,0
	20	4,60	20	6,4	20	14,8
	25	9	25	10,7	25	20,7
	30	20	30	18,4	30	30,1
	35	45	35	33,3	35	46,1
	40	106	40	64,2	40	75,3
	45	268	45	134,9	45	133,9

Et pour la Détermination de coefficient de forme géotechnique on utilise le tableau suivant :

Tableau I- 2:Coefficient de forme géotechnique *[16].*

	Conditions non drainées		Conditions drainées	
Fondations	rectangulaires	carrées ou circulaires ($B/L = 1$)	rectangulaires	carrées ou circulaires ($B/L = 1$)
s_γ			$1 - 0{,}3\,\frac{B}{L}$	0,7
s_c	$1 + 0{,}2\,\frac{B}{L}$	1,2	$\frac{\left(1+\frac{B}{L}\sin\varphi'\right)N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{(1+\sin\varphi')\,N_q - 1}{N_q - 1}$
s_q	1	1	$1+\frac{B}{L}\sin\varphi'$	$1+\sin\varphi'$

I.5.2 Essai pressiométrique :

En 1957 le français Louis Menard a mis au point un appareil connu sous son nom permettant d'établir une relation contrainte-déformation.

L'essai pressiométrique consiste à charger latéralement le terrain grâce à une sonde de mesure cylindrique tri-circulaire dans le trou préalablement foré. Cette sonde est dilatable

radialement par application d'une pression interne croissante. Les déformations correspondantes sont déterminées par mesure de la variation de volume de la cellule centrale.

Les caractéristiques mécaniques principales déduites de ces essais sont le module de déformation≪ *E* ≫et la pression limite ≪ Pl≫ correspondante par définition a la rupture du terrain, l'essai pressiométrique est caractérisé par [15] :

- ❖ Rapidité des résultats.
- ❖ Permet de calculer le tassement du terrain dans des conditions plus proche du réel.
- ❖ Permet de calculer la portance du sol pour des fondations superficielles et profondes.

I.5.2.1 Caractéristiques pressiométriques :

Module de déformations ou module pressiométrique :

$$E=K(V_0+V_m).\frac{Dp-Dvi}{Dp}$$

- **K :** constante géométrique de la sonde pressiométrique (K=2,66).
- **V_0 :** volume de la cellule au repos (V0=535cm^3).
- **V_m :** volume moyen correspond a la phase pseudo-élastique.
- **Dp et Dv :** la variation de pressions et de volume dans la phase pseudo-élastique.
- **Pl :** pression limite.

Au moyen des résultats des essais pressiométrique, la contrainte de rupture du sol est calculée par la formule de L. MENARD suivante :

$$q_l=K_p*pl_e*+q_0$$

- Kp : Coefficient de portance.
- q_l : contrainte de rupture.
- Ple* : Pression limite nette équivalente.
- q0 : La contrainte verticale des terres au repos.

la contrainte de rupture du sol est calculée par la formule de L. MENARD suivante :

$$q_{adm}=q_l/F_S \Longrightarrow q_{adm}=q_0+\frac{kp}{3}*pl_e*$$

Détermination du facteur de portance P_k :

Tableau I-3: Facteur de portance pressiométrique *[16].*

Type de sol	Expression de k_p	$K_{p\,max}$ (Semelle carrée)	$K_{p\,max}$ (Semelle filante)
Argiles et limons A, craies A	$0{,}8\left[1+0{,}25\left(0{,}6+0{,}4.\frac{B}{L}\right)\frac{D_e}{B}\right]$	1,30	1,10
Argiles et limons B	$0{,}8\left[1+0{,}35\left(0{,}6+0{,}4.\frac{B}{L}\right)\frac{D_e}{B}\right]$	1,50	1,22
Argiles C	$0{,}8\left[1+0{,}50\left(0{,}6+0{,}4.\frac{B}{L}\right)\frac{D_e}{B}\right]$	1,80	1,40
Sables A	$\left[1+0{,}35\left(0{,}6+0{,}4.\frac{B}{L}\right)\frac{D_e}{B}\right]$	1,88	1,53
Sables et graves B	$\left[1+0{,}50\left(0{,}6+0{,}4.\frac{B}{L}\right)\frac{D_e}{B}\right]$	2,25	1,75
Sables et graves C	$\left[1+0{,}80\left(0{,}6+0{,}4.\frac{B}{L}\right)\frac{D_e}{B}\right]$	3,00	2,20
Craies B et C	$1{,}3\left[1+0{,}27\left(0{,}6+0{,}4.\frac{B}{L}\right)\frac{D_e}{B}\right]$	2,18	1,83
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	$\left[1+0{,}27\left(0{,}6+0{,}4.\frac{B}{L}\right)\frac{D_e}{B}\right]$	1,68	1,41

I.5.2.2 Calcul de la pression limite nette équivalente pl_e^* :

Si le terrain est homogène sur au moins une profondeur de 1.5B au-dessous de la base de fondation (c'est-à-dire le sol est de nature unique et les pressions limites pl sont dans un rapport de 1 à 2), on établit un profil linéaire de la pression limite nette ple* sur la tranche de sol entre D et (D+1,5B), et l'on prend :

$$pl_e^* = p_l^*(D + 2 / 3B)$$

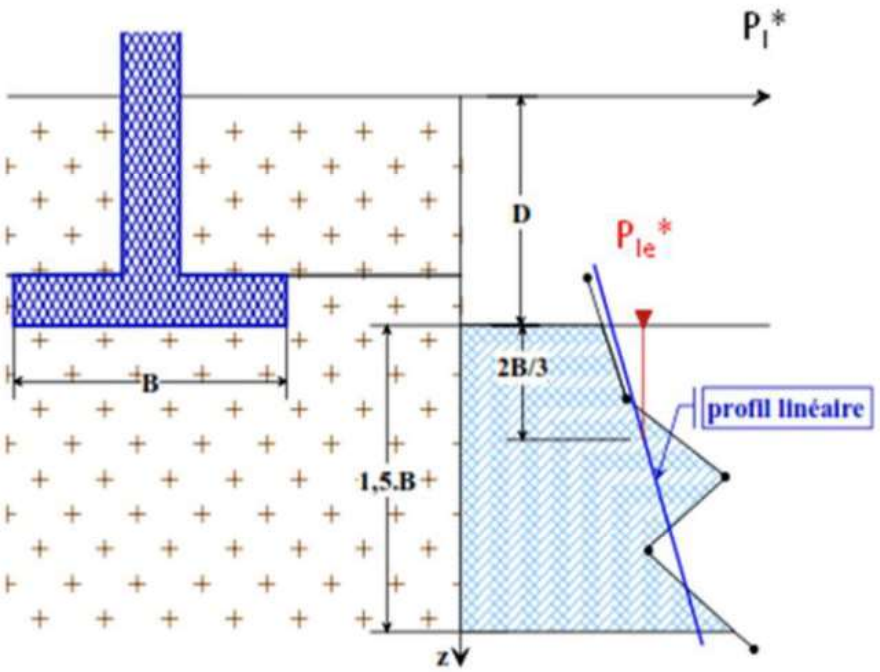


Figure I- 11 : Définition de la pression limite nette équivalente pour une couche homogène [20].

Si le terrain n'est pas homogène et constitué sous la fondation, jusqu'à une profondeur d'au moins 1,5B de sols de natures différentes et de résistances mécaniques différentes, mais de même ordre de grandeur ; on calcule, en procédant à une moyenne géométrique sur la tranche de sol entre D et (D +1,5B) :

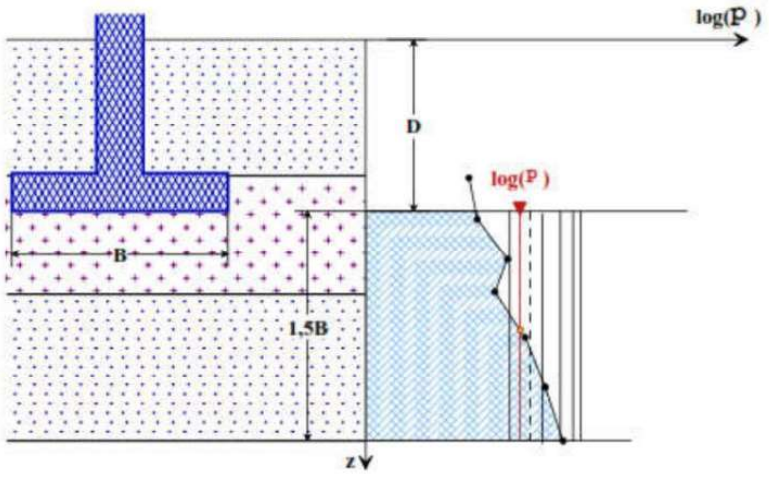


Figure I- 12:Définition de la pression limite nette équivalente pour une couche non homogène [20].

I.5.3 Essai SPT (Standard penetration test):

Cet essai consiste a enfoncer dans le sol par battage un carottier à partir du fond d'un forage aux parois stabilisées après la pénétration du carottier sous l'effet de la pesanteur et de l'enfoncement d'amorçage de 15cm et on note le nombre de mouton N_{spt} nécessaire pour faire pénétrer le carottier dans le sol d'une hauteur de 30cm.

Lors de l'essai de pénétration, le carottier est enfoncé par battage. N_0 désigne le nombre de coups de mouton nécessaire pour un premier enfoncement du carottier de 15 cm appelé enfoncement d'amorçage. L'enfoncement d'essai succède à l'enfoncement d'amorçage. Le carottier est battu afin d'obtenir un enfoncement de 30 cm résultant de deux enfoncements successifs de 15 cm sous N_1 puis N_2 coups de mouton. Par convention la résistance à la pénétration est caractérisée par N_{SPT}, le nombre de coups de mouton correspondant à l'enfoncement d'essai : $N_{SPT} = N_1 + N_2$. Ce nombre de coups est à corriger pour prendre en compte l'effet de la présence de la nappe et de l'effet de la contrainte verticale.

A partir de milliers d'essais, des corrélations ont été établies entre le nombre de coups N_{SPT} et les caractéristiques suivantes : la compacité, l'angle de frottement, le risque de liquéfaction, La capacité portante des fondations [15].

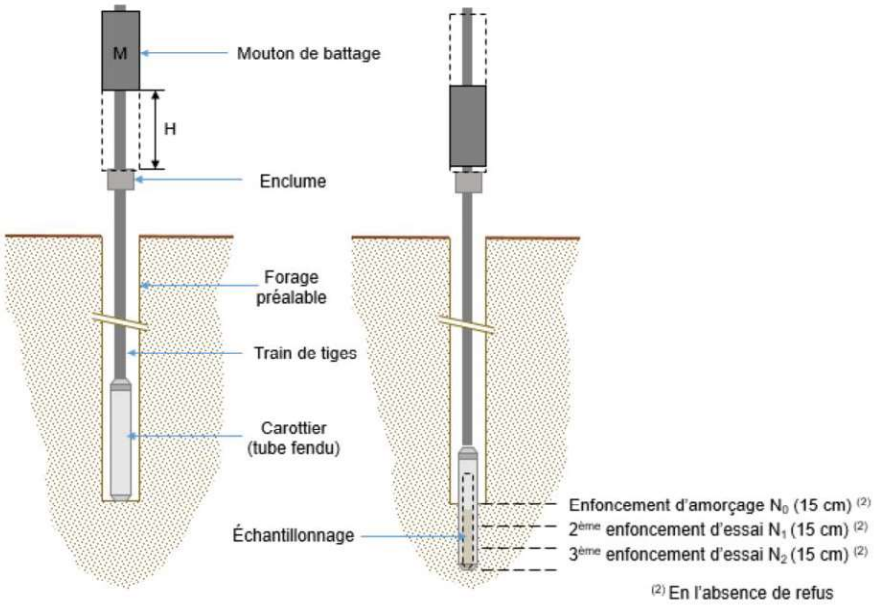


Figure I- 13:schéma illustratif pour l'essai SPT

I.6 Evaluation des Tassements :

Les argiles one une structure très ouverte qui peut être comparée à celle d'une éponge, sous l'effet des charge appliquées dues a la construction des ouvrages, il se développe dans les sols des contraintes qui engendrent des déformations, ses déformations sont appelées "**tassements**" [1].

I.6.1 Méthodes de calcul :

I.6.1.1 Evaluation des tassements par la méthode de laboratoire :

Le calcul du tassement de consolidation s'effectue à partir des caractéristiques de compressibilité mesurée à l'œdomètre (sans déformation latérale du sol). Le sol est modélisé par des couches élémentaires qui tassent sous l'effet des contraintes verticales « σ'_v ». Selon l'état de consolidation des couches, deux (02) cas de figure peuvent se présenter (Sol surconsolidé et normalement consolidé). [15].

- Pour un sol sur consolidé :
  Pour les sols sur consolidés c'est-à-dire $\sigma'_z < P_c$, deux cas peuvent se présenter :

1er cas : si on a $\sigma'_z + \Delta\sigma > P_c$, le tassement est calculer a partir de cette formule :

$$\Delta H(i) = \frac{H(i)}{1+eo}\left(Cs(i)\log\left(\frac{Pc(i)}{\sigma' z(i)}\right) + Cs(i)\log\left(\frac{\sigma' z(i)+\Delta\sigma(i)}{Pc(i)}\right)\right)$$

S

2éme cas : si on a $\sigma'_z + \Delta\sigma < P_c$, le tassement est calculé a partir de cette formule :

$$\Delta H(i) = \frac{H(i)}{1+eo} Cs(i)\log\left(\frac{\sigma' z(i)+\Delta\sigma z(i)}{\sigma' z(i)}\right)$$

- Sol normalement consolidé :
  Le tassement est calculé par la relation suivante :

$$\Delta H(i) = \frac{H(i)}{1+eo} Cc(i)\log\left(\frac{\sigma' z(i)+\Delta\sigma z(i)}{\sigma' z(i)}\right)$$

Le tassement total du sol sous la charge apportée par la construction sera la somme des tassements élémentaires de chaque couche :

$$\Delta_H = \sum \Delta H(\mathrm{i})$$

Dans ces formules les symboles utilisés représentent :

Cc : L'indice de compressibilité.

Pc : Pression de préconsolidation.

ΔHi : Tassement élémentaire d'une couche.

σo : Contrainte initiale effective due aux poids des terres.

eo : L'indice des vides initial du sol de la couche considérée.

Δσ : L'accroissement de contrainte.

I : Le facteur d'influence.

Zi : Profondeur du milieu de la couche à partir de la base de la fondation.

I.6.1.2 Evaluation des tassements à partir des essais pressiométriques :

Selon L. MENARD, le tassement d'une fondation rigide est donné par les deux formules ci-dessous, qui comprennent le terme de déformations angulaire et celui de la déformation volumétrique :

1. Tassement sphérique : $\boldsymbol{S_C = \frac{\alpha}{9E_C}\left(Q_s - \sigma_0^{v'}\right)\lambda_{C^*}B}$
2. Tassement deviatorique : $\mathbf{s_d} = \frac{2}{9E_{md}}(\boldsymbol{Qs}_{-\sigma_{v0}})\boldsymbol{B_0}\left[l_d\frac{B}{B_0}\right]^{\alpha}$
3. Tassement totale : S= $\boldsymbol{S_C}$+$\mathbf{s_d}$=$\frac{4}{18E_{md}}(\boldsymbol{q}_{-\sigma_{v0}})\boldsymbol{B_0}\left[l_d\frac{B}{B_0}\right]^{\alpha} + \frac{\alpha}{9\,E_{ms}}(\boldsymbol{q}_{-\sigma_{v0}})\,l_s\boldsymbol{B}$

Tel que :

- E_{md}, E_{ms} : Modules Pressiométriques déviatorique et sphérique ;
- λ_d,λ_s : coefficient de forme de la fondation ;
- B : Largeur de la fondation ;
- B_0 : Largeur de référence = 60 cm ;
- $\boldsymbol{\alpha}$: Coefficient de structure du sol ;

Section 02 : Blindage.

I.7 Introduction :

Le blindage des fouilles est une technique essentielle en génie civil, utilisée pour protéger les ouvriers et les structures avoisinantes lors de l'excavation des sols, particulièrement dans les projets d'envergure.

Selon la législation en vigueur, un blindage est obligatoire pour toute excavation dépassant 2,0 m de profondeur et dont la largeur est inférieure ou égale à deux tiers de cette profondeur, cette mesure vise à garantir la sécurité des travailleurs, à prévenir les risques d'effondrement et à assurer la stabilité du chantier. En fonction des conditions géotechniques propres à chaque projet, différents types de blindages peuvent être choisis pour répondre aux exigences de sécurité, de stabilité et d'étanchéité du site.

I.8 Définition et rôle :

Le blindage des fouilles a pour principale fonction d'assurer la stabilité des parois creusées, garantissant ainsi la sécurité des travailleurs sur le chantier, en empêchant l'effondrement des sols autour de la fouille, il protège non seulement le personnel, mais aussi les équipements et les infrastructures environnantes. Il crée un environnement de travail sécurisé, particulièrement nécessaire dans les zones où les risques d'effondrement sont élevés, comme lors de l'excavation de sols meubles ou instables.

De plus, le blindage protège contre les pressions latérales exercées par le sol, qui peuvent provoquer des déformations dangereuses si elles ne sont pas maîtrisées. Dans les environnements urbains ou près de structures sensibles. Dans certains projets, Il peut également garantir l'étanchéité de la fouille, en particulier lorsqu'une excavation est réalisée près de nappes phréatiques ou dans des zones sujettes aux infiltrations d'eau. Ainsi, le rôle du blindage ne se limite pas à la simple sécurité, il est également essentiel pour assurer la stabilité et la durabilité des travaux en cours.

I.9 Type de Blindage :

I.9.1 Palplanches métalliques :

Les palplanches métalliques sont des éléments de construction essentiels pour la réalisation de parois étanches et de batardeaux. Ce type de blindage consiste en des pieux profilés en acier qui sont enfoncés dans le sol pour assurer la stabilité de l'excavation tout en protégeant contre les infiltrations d'eau.

Les palplanches métalliques peuvent être mises en place de différentes manières, selon les caractéristiques du terrain et les contraintes du chantier.

Les trois méthodes principales d'installation des palplanches métalliques sont : le battage, le vibro-fonçage et l'enfoncement hydraulique. Dans ce qui suit on va mieux expliquer les principales méthodes d'installation des palplanches métalliques :

- ***Le battage :***

Cette méthode classique consiste à enfoncer les palplanches dans le sol à l'aide d'un marteau hydraulique ou pneumatique. Bien que le battage soit rapide et efficace, il génère des vibrations et un bruit important, ce qui le rend moins adapté aux zones urbaines ou aux environs de structures sensibles, en raison de ces nuisances, cette méthode est généralement privilégiée dans des zones moins densément peuplées ou sur des terrains où l'impact des vibrations est moins problématique. Elle est particulièrement adaptée aux sols solides ou à faible perméabilité, où les vibrations facilitent un enfoncement rapide des palplanches.

- ***Vibro-fonçage :***

Le vibro-fonçage utilise des vibrations mécaniques pour faciliter l'enfoncement des palplanches métalliques dans le sol. Cette méthode est plus silencieuse que le battage et permet de réduire les risques de dommages aux structures adjacentes. Elle est particulièrement efficace dans les sols sablonneux ou argileux, où les vibrations aident à déplacer les particules de sol et favorisent un enfoncement plus rapide. Toutefois, bien qu'elle génère moins de bruit, cette technique peut également produire des vibrations, ce qui nécessite une gestion attentive, notamment dans les zones urbaines proches d'autres constructions.

- ***Enfoncement hydraulique :***

L'enfoncement hydraulique est une méthode plus silencieuse et moins perturbante, car elle utilise la pression d'un fluide pour enfoncer les palplanches dans le sol. Cette technique est particulièrement bénéfique dans les zones urbaines ou sensibles où le bruit et les vibrations doivent être minimisés. Elle est également adaptée aux sols argileux ou composites, où d'autres méthodes de mise en place pourraient être moins efficaces. Toutefois, cette méthode peut entraîner un remaniement du sol et des risques de tassements différentiels à long terme, ce qui doit être pris en compte lors du choix de la méthode. [9]

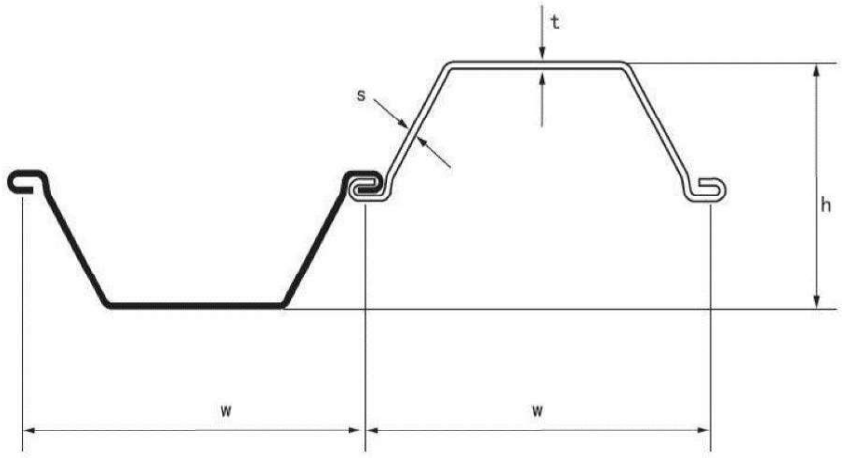


Figure 0- 1:Schéma représentatif de palplanches de profil 'U' [7]



Figure 0- 2:Palplanche profil 'U' [5]



Figure 0- 3:Palplanche profil 'Z' [5]

I.9.2 Paroi Berlinoise :

La paroi berlinoise est une technique de soutènement couramment utilisée en milieu urbain, particulièrement dans les zones où la construction de talus est impossible ou risquée en raison de contraintes d'espace. Ce type de blindage se compose de profils verticaux, généralement en acier, qui sont enfoncés dans le sol et reliés entre eux par des éléments horizontaux, pouvant être en bois, en béton préfabriqué ou en métal. La paroi berlinoise permet de créer une structure stable, empêchant l'effondrement des parois de la fouille. Elle est souvent mise en œuvre dans les projets de creusement en tranchée ou de fondations profondes, notamment lorsque la proximité de bâtiments ou d'infrastructures existantes impose un soutènement fiable. Sa mise en place se fait de manière progressive, ce qui permet de suivre l'avancement de l'excavation en assurant une sécurité continue. Cette technique offre ainsi une solution efficace, économique et adaptable à différents types de sols [3].



Figure 0- 4: Paroi Berlinoise avec élément de blindage en bois [6].

I.9.2.1 Méthode de mise en place :

La mise en place de la paroi berlinoise se déroule en plusieurs étapes. Tout d'abord, les profils verticaux sont enfoncés dans le sol à l'aide de techniques telles que le battage ou le vibro-fonçage, selon les caractéristiques du terrain. Une fois les profils installés, des éléments de blindage horizontaux sont insérés entre les profils verticaux pour former une paroi continue. Si nécessaire, cette paroi peut être renforcée par des tirants d'ancrage, notamment dans le cas de fouilles profondes ou de sols instables, élément de blindage en bois ou en plaques métalliques ou en béton préfabrique [9].



Figure 0- 5:Paroi Berlinoise avec élément de blindage en Béton préfabrique [5].

I.9.3 Paroi parisienne :

La paroi parisienne est une méthode de soutènement renforcée couramment utilisée dans des projets où la stabilité représente une contrainte majeure. Il s'agit d'une variante améliorée de la paroi berlinoise, conçue pour répondre à des exigences plus strictes en termes de résistance et de stabilité des parois. Cette technique est particulièrement adaptée aux conditions géotechniques complexes, telles que les terrains instables ou les fouilles profondes.



Figure 0- 6:Illustration d'une paroi parisienne [9].

I.9.4 Principe de la paroi parisienne :

La paroi parisienne est constituée de pieux espacés régulièrement, insérés verticalement dans le sol, reliés par des éléments horizontaux en béton projeté ou en métal. Contrairement à la paroi berlinoise, la paroi parisienne inclut généralement un renforcement additionnel pour assurer une plus grande résistance aux poussées latérales du sol. Les pieux sont préalablement installés avant l'ajout des éléments de blindage horizontaux, et l'ensemble de la paroi est conçu pour supporter des efforts importants en raison de la profondeur et des caractéristiques du terrain. [3].

I.9.5 Paroi de pieux sécants :

Les pieux sécants sont fréquemment utilisés pour garantir la stabilité et l'étanchéité des fouilles profondes, notamment dans les projets comportant des conditions géotechniques complexes ou des risques d'infiltration d'eau. Ce type de blindage est constitué de pieux en béton armé, installés de manière à se chevaucher partiellement, formant ainsi une paroi continue et solide de soutènement [3].

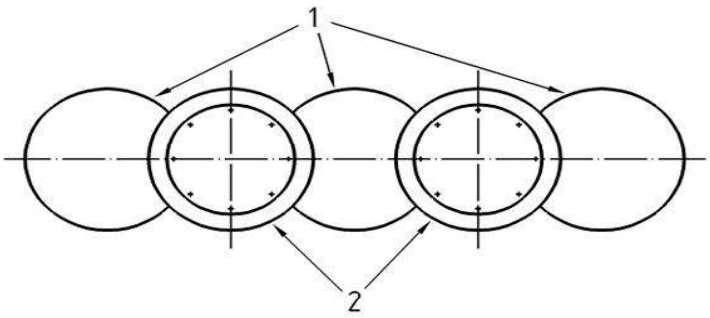


Figure 0- 7:schéma représentatif des pieux sécants

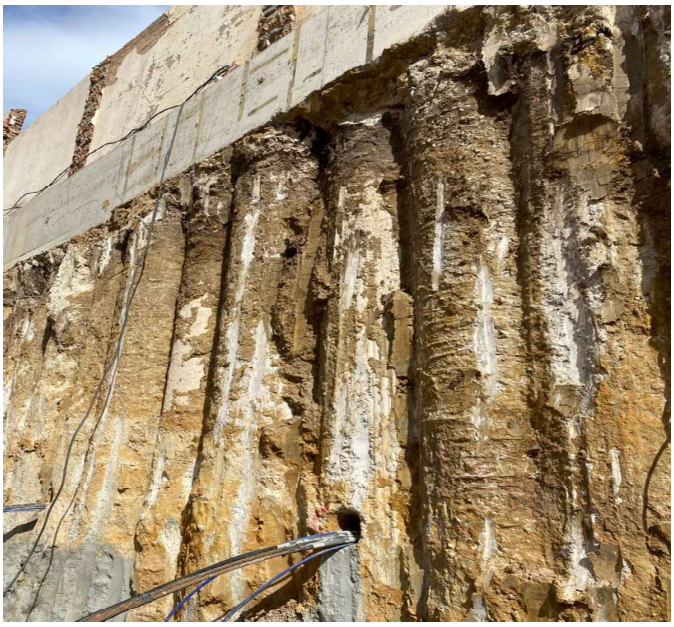


Figure 0- 8: illustration d'une paroi de pieux sécants.

I.9.6 Principe des pieux sécants :

Ce type de soutènement comporte deux types de pieux :

1. Des pieux primaires
2. Des pieux secondaires

Dans ce qui suit on expliquera la différence entre ces deux types :

- **Pieux primaires** : Sont les premiers éléments forés et bétonnés dans la réalisation d'un mur en pieux sécants. Ils sont réalisés sans armature, et remplissent une fonction d'étanchéité. Leur rôle principal est de servir de guide pour l'exécution des pieux secondaires, qui viendront s'intercaler entre eux afin d'assurer la continuité.

- **Pieux secondaires** : Ces pieux sont installés après les pieux primaires. Ils sont armés d'une cage d'armature en acier et se chevauchent avec les pieux primaires. Les pieux secondaires renforcent la structure, augmentent la résistance et assurent une étanchéité parfaite grâce à la continuité de la paroi [9].

I.9.7 Paroi Moulée :

La paroi moulée est une méthode moderne et efficace de soutènement, principalement utilisée pour les fouilles profondes dans des projets d'infrastructure en milieu urbain. Elle consiste à créer une paroi continue en béton armé, coulée directement sur le site, offrant ainsi à la fois stabilité aux parois de la fouille et étanchéité des excavations. Cette technique est particulièrement adaptée aux sites où il est essentiel de garantir une résistance élevée et une protection contre les infiltrations d'eau, comme c'est souvent le cas dans les zones urbaines densément peuplées.



Figure 0- 9:Illustration d'une paroi moulée [6].

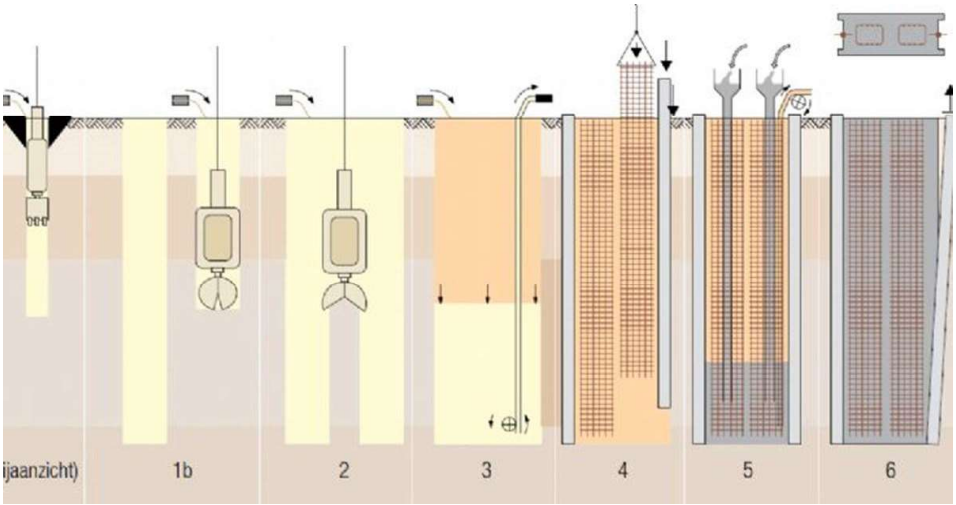


Figure 0- 10:Schéma représentatif de la réalisation d'une paroi moulée [6].

I.9.8 Méthode de mise en place :

Pour ce qui est de la mise en place

1. On commence par une excavation, la tranchée est creusée par adjacence à l'aide d'une berme hydraulique, une berme a câble ou cutter, la paroi est stabilisée par un fluide de stabilisation (boue benthonique qui empêche l'effondrement).

2. Puis la mise en place du coffrage des joints, et on passe au bétonnage des panneaux primaires équipe d'une cage d'armature le bétonnage se fait avec un tube plongeur.

Pour ce qui est de la mise en place des panneaux secondaires on procède de la même façon.

La construction d'une paroi moulée se déroule en plusieurs étapes clés, garantissant une stabilité maximale et une étanchéité optimale pour les fouilles profondes :

1. **Excavation de la tranchée :** la première étape consiste à creuser la tranchée qui accueillera la paroi. Cette excavation est réalisée avec des machines spécialisées, telles que des pelles à chaînes ou des outils de coupe, en fonction de la profondeur et de la largeur de la fouille. Une stabilisation de la tranchée est nécessaire pendant cette phase, généralement réalisée avec une boue benthonique. Cette boue permet de maintenir la stabilité des parois et de protéger la fouille contre les infiltrations d'eau.
2. **Stabilisation de la paroi :** Une fois l'excavation réalisée, les parois de la tranchée sont stabilisées avec de la boue benthonique ou d'autres fluides de stabilisation. Cette boue crée une pression hydrostatique qui empêche l'effondrement des parois de la tranchée et permet un forage sécurisé pour insérer la cage d'armature. La boue joue également un rôle d'étanchéité temporaire, empêchant les infiltrations d'eau pendant la construction.
3. **Insertion de la cage d'armature :** Après l'excavation et la stabilisation, une cage d'armature en acier est insérée dans la tranchée. Cette armature est conçue pour renforcer la paroi, lui permettant de résister aux forces exercées par le sol et les pressions externes. Elle est positionnée avec précision pour garantir la solidité et la durabilité de la paroi.
4. **Bétonnage :** Une fois la cage d'armature installée, le béton est coulé dans la tranchée, en plusieurs passes si nécessaire, pour créer la paroi continue. Le béton est injecté à l'aide d'un tube plongeur, ce qui assure une bonne adhésion et une solidité optimale. Le bétonnage est réalisé de manière continue pour éviter toute rupture dans la structure et garantir une barrière solide et étanche.
5. **Mise en place des panneaux secondaires :** Selon les besoins du projet, des panneaux supplémentaires peuvent être installés pour compléter la paroi moulée, notamment dans les zones où une résistance accrue ou une étanchéité renforcée est nécessaire. Ces panneaux sont installés une fois que le béton a durci, afin d'assurer la continuité de la paroi.

I.9.9 Paroi reprise par des tirants d'ancrage :

La paroi reprise par des ancrages est une méthode de soutènement utilisée dans les fouilles profondes et les terrains instables, où la stabilité de la paroi de la fouille peut être compromise en raison de la pression exercée par les sols et des conditions de terrain complexes. L'utilisation de tirants d'ancrage permet de renforcer cette paroi en reprenant les forces de poussée.

Les tirants d'ancrage sont indispensables dans certaines situations où la stabilité de la fouille ne peut être assurée autrement. Les principales situations nécessitant des ancrages sont :

- **Fouilles profondes** : Dans les excavations profondes, où les forces de poussée latérale sont particulièrement importantes, les ancrages sont essentiels pour maintenir la paroi stable. Sans ces tirants, les parois de la fouille risquent de céder sous la pression du sol, entraînant des risques graves pour la sécurité du chantier.
- **Sols instables** : Dans les sols à faible cohésion ou instables (par exemple, les sols sableux ou argileux non consolidés), les tirants d'ancrage sont utilisés pour garantir la stabilité de la paroi en exerçant une traction suffisante pour contrebalancer la poussée du sol. Ces sols,

qui ne peuvent pas supporter de grandes pressions, nécessitent un soutien supplémentaire sous forme d'ancrages pour prévenir l'effondrement des parois.

- **Grands projets de construction** : Dans les grandes constructions, telles que les bâtiments de grande hauteur ou les infrastructures souterraines, la paroi reprise par des ancrages devient indispensable. Ces projets impliquent souvent des fouilles profondes qui peuvent perturber la stabilité des sols voisins. L'utilisation de tirants d'ancrage permet de garantir une stabilité à long terme et d'assurer que la fouille ne nuira pas aux structures environnantes.

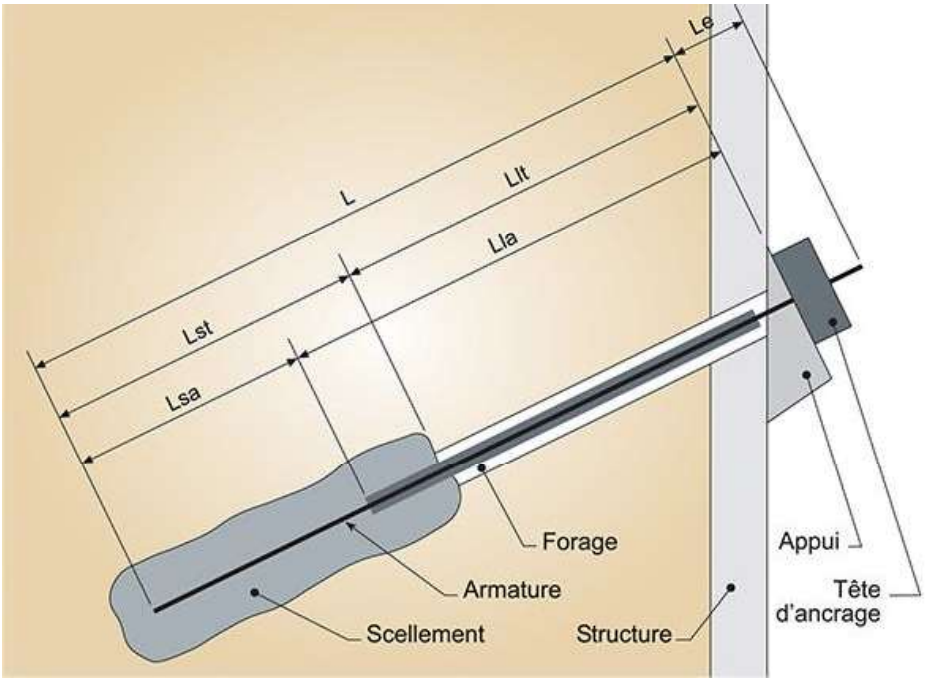


Figure 0- 11:Schéma représentatif d'un tirants d'ancrage[8].



Figure 0- 12:Illustration de tirants d'ancrages appliqué sur un rideau de pieux [6].

Pour résumer tout ce qui a été abordé concernant les différents types de blindage, un tableau récapitulatif des avantages et inconvénients de chaque méthode sera présente ci-dessous avec des petits commentaires sur chaque type de blindage :

Tableau 0- 1: Récapitulation des types de blindage.

Type de Blindage	Avantages	Inconvénients	Commentaire
Palplanche métallique	-Installation rapide. -Bonne résistance à la pression latérale et aux infiltrations d'eau.	-Génère du bruit et des vibrations importantes (moins adaptée aux zones urbaines).	
Paroi berlinoise	-Idéale pour des projets urbains à espace restreint.	-Moins étanche que d'autres méthodes	Bien pour les projets urbains à profondeur modérée
Paroi parisienne	-Offre une grande résistance aux poussées latérales. -Très adaptée aux fouilles profondes et aux terrains à forte contrainte de stabilité.	-Plus coûteuse et complexe à installer que d'autres méthodes -Moins étanche que d'autres méthodes	Idéale pour des projets à forte contrainte de stabilité.
Pieux sécants	-Assure à la fois la stabilité et l'étanchéité. Idéale pour les sols instables et les zones proches de nappes phréatiques.	-Installation longue et coûteuse, nécessite des équipements spécialisés.	Parfaitement adaptée aux g randes profondeurs, notamment dans des sols instables ou proches des nappes phréatiques.
Paroi moulée	-Excellente étanchéité et résistance. -Réduit les risques d'effondrement en raison de sa continuité et de son renforcement.	-Méthode coûteuse et longue à mettre en place.	Idéale pour les fouilles profondes et les zones à forte perméabilité
Paroi reprise par des tirants d'ancrage	-Garantit la stabilité des fouilles profondes en répartissant les forces latérales.	-Installation des tirants d'ancrage peut être complexe et coûteuse.	Essentielle pour les fouilles profondes et les sols instables.

I.10 Méthodes de calcul de stabilité :

Le calcul de la stabilité des systèmes de blindage est une étape essentielle pour garantir la sécurité et la durabilité des fouilles profondes. Il permet d'évaluer la résistance des structures de soutènement face aux pressions latérales des sols et aux charges appliquées. Différentes méthodes de calcul sont utilisées, allant des approches numériques, comme le logiciel GEO5, aux calculs manuels, tels que Méthode graphique, qui servent à vérifier la stabilité des écrans de soutènement. Ces méthodes prennent en compte des paramètres géotechniques cruciaux, tels que la cohésion du sol, l'angle de frottement, tout en intégrant les contraintes spécifiques à chaque projet. Cette section explore les principales approches de calcul et leur application dans la conception des blindages.

I.10.1 Logiciel GEO5 -Analyse numérique de la stabilité des pentes :

GEO5 est un logiciel spécialisé dans l'analyse de la stabilité des pentes et des écrans de soutènement. Il emploie la méthode des tranches pour modéliser les surfaces de rupture, qu'elles soient circulaires ou polygonales. Parmi les principales méthodes d'analyse, on trouve :

- **Méthode de Fellenius/Petterson** : Analyse des forces horizontales et verticales pour chaque tranche.
- **Méthode de Bishop** : Prend en compte les forces inter-tranches pour une évaluation plus précise.
- **Méthode de Janbu** : Applique un facteur de correction pour les forces inter-tranches.

I.10.2 Méthode fellinius (Méthode suédoise) :

- **Principe de la méthode :**

La méthode de Fellenius est l'une des premières développées pour analyser la stabilité des pentes. Elle repose sur l'idée que la surface de rupture d'une pente est circulaire. La pente est divisée en tranches verticales, et l'analyse de stabilité repose sur l'équilibre des forces agissant sur chaque tranche.

- **Les forces considérées :**
  - **La force de résistance :** Elle stabilise la pente et l'empêche de se déplacer et est due à la cohésion du sol et à la friction entre les particules de sol.
  - **La force de poussée :** Elle correspond à la force exercée par la pente elle-même, sous l'effet de la gravité, ainsi qu'à la pression exercée par les sols voisins.

La formule pour le calcul du facteur de sécurité **FS** dans la méthode de Fellenius est la suivante :

$$FS = \sum R_{resistants} / \sum R_{poussées}$$

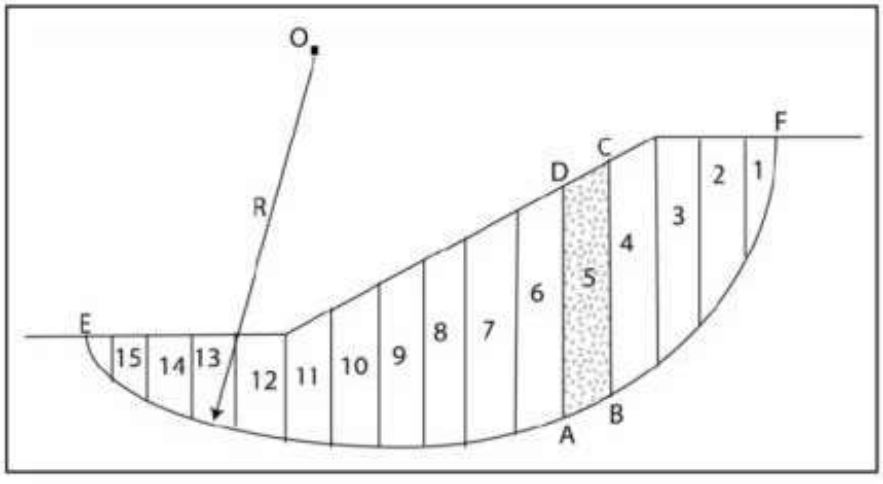


Figure 0- 13:. Schéma illustratif qui montre la décomposition d'un par des tranches verticales [12].

I.10.2.1 Méthode de Bishop :

- **Principe de la méthode :**

La méthode de Bishop améliore la méthode de Fellenius en tenant compte des forces inter-tranches. Elle suppose que les forces de friction et de cohésion agissent non

seulement à l'intérieur de chaque tranche, mais également entre les tranches adjacentes. Cela permet de mieux simuler l'effet des interactions entre les tranches [13].

Le facteur de sécurité est calculé en prenant en considération ces interactions entre les tranches :

$$FS= \sum(R_{Resistant}+F_{Intertranche})/ \sum R_{poussees}.$$

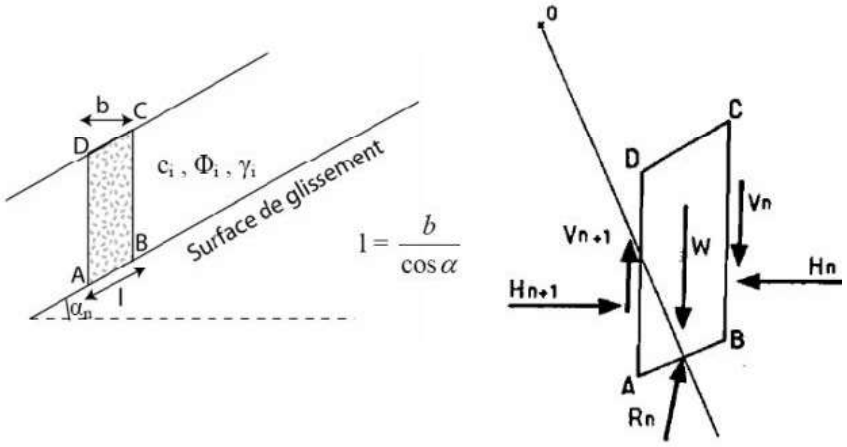


Figure 0- 14:. Schéma représentatif des forces agissants Inter-tranches [13]

I.10.3 Méthode de Janbu :

Principe de la méthode

- La méthode de Janbu est une approche plus avancée qui prend en compte les forces inter-tranches, tout comme la méthode de Bishop. Cependant, elle introduit un facteur de correction pour affiner l'effet des forces de friction entre les tranches. Cette méthode est particulièrement utile pour des sols non homogènes, où les forces et la résistance peuvent varier d'une tranche à l'autre. Elle est souvent privilégiée dans les études de stabilité des pentes complexes, notamment lorsqu'on souhaite obtenir un compromis entre précision et rapidité de calcul. La méthode de Janbu peut être appliquée sous deux formes principales : la version simplifiée, utilisée pour les analyses rapides, et la version rigoureuse, intégrant plus fidèlement les équilibres des forces. Sa flexibilité en fait un outil fiable pour les ingénieurs géotechniques confrontés à des situations variées.

Le facteur de sécurité dans la méthode de Janbu est calculé en intégrant un facteur de correction f0 le facteur de correction qui ajuste l'effet des forces inter-tranches :

$$FS=f_0*((\sum R_{Resistant}/\sum R_{poussees}).$$

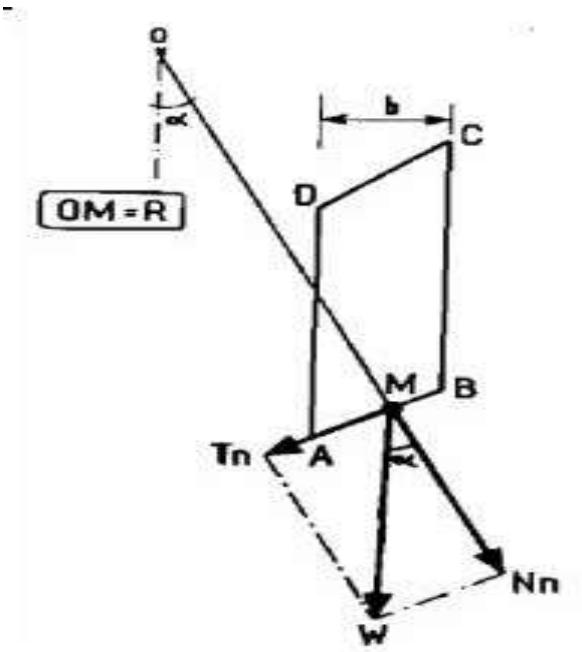


Figure 0- 15:Schéma des forces agissant sur un tranché [13].

- $R_{Resistant}$: La résistance due à la friction et à la cohésion des tranches.
- $R_{poussees}$: La force de rupture causée par la pression latérale du sol.
- $F_{Intertranche}$: Les forces inter-tranches qui prennent en compte l'effet des forces de friction entre les tranches.
- f_0 : Facteur de correction qui ajuste la force inter-tranches.

Les méthodes évoquées précédemment constituent une sélection des principales techniques proposées par le logiciel GEO5 pour l'analyse de la stabilité. Bien que ce logiciel offre une variété étendue de méthodes de calcul, nous nous concentrerons ici uniquement sur les trois approches présentées. Dans la suite de cette section, nous traiterons de la méthode de Blum, qui sera utilisée pour effectuer la vérification manuelle de la stabilité des écrans de soutènement.

I.10.4 Méthode graphique d'équilibre des forces et des moments des pressions latérales (méthode de Rankine/Coulomb modifiée) :

La technique graphique de l'équilibre des forces et des moments est une méthode souvent employée dans le domaine géotechnique pour le dimensionnement des structures des soutènements, par exemple des murs des soutènements, des écrans et des pieux, dans le cas des pressions latérales causées par des sols. Elle est basée sur les lois de l'équilibre statique et permet le calcul de longueur de fiche, et/ou des profondeurs d'encastrement, nécessaires pour assurer l'équilibre de la structure au plan des forces appliquées par le sol [12].

I.10.5 Principe global de la méthode graphique :

Le procédé graphique du bilan des forces et des moments permet de déterminer la profondeur d'encastrement d'un soutènement en utilisant des schémas de pression latérale. Il repose sur un bilan statique des pressions actives et passives du sol afin d'évaluer les forces et moments appliqués sur la structure.

• Pression active (Poussée) : C'est la pression que produit le terrain contre la structure, qui tend à pousser le mur vers l'extérieur. Elle est fonction du poids du terrain au-dessus, de l'adhérence et de l'angle de raclage.

• Pression passive (Butée) : C'est la pression que le sol fait face au mouvement de structure, c'est-à-dire la pression qui tente d'arrêter le mouvement du mur. Elle est également fonction des paramètres du sol, mais dans un sens inverse de la pression active.

Le calcul de ses pressions est effectué par les formules suivantes :

- Poussée : $\sigma_a(Z) = (K_{a\gamma} \times \gamma \times Z + K_{aq} \times Q - K_{ac} \times C) \times \cos\delta + U$
- Butée : : $\sigma p\ (Z) = (K_{p\gamma} \times \gamma \times Z + K_{pq} \times Q + K_{pc} \times C) \times \cos\delta/s + U$

Tel que :

- U = 0 pour un état non saturé
- U = $\gamma w \times z$: poussée hydrostatique et γw=10$kNm3$⁄: Poids volumique de l'eau.
- S : coefficient de sécurité de la butée.
- S= 2 pour le cas d'un écran simplement buté.
- S= 1 pour le cas d'un écran encastré et a un ou plusieurs ancrages.
- Q est la surcharge appliquée au sol

Les coefficients de poussées et butées :

- $K_{a\gamma}$: Coefficients de poussées des terres normales à l'écran.
- $K_{p\gamma}$: Coefficient de butées des terres normales à l'écran.
- K_{aq}: Coefficients de poussées dues à la surcharge normale à l'écran.
- K_{pq}: Coefficients de butées dues à la surcharge normale à l'écran.
- K_{ac}: Coefficients de poussées normales à l'écran pour un massif cohérent.
- K_{pc}: Coefficients de butées normales à l'écran pour un massif cohérent

Les calculs seront effectués selon l'enchainement suivant :

- On construit le diagramme de pression qui représente la valeur des poussées et de butée pour profondeur 'z', le diagramme sera similaire au diagramme suivant :

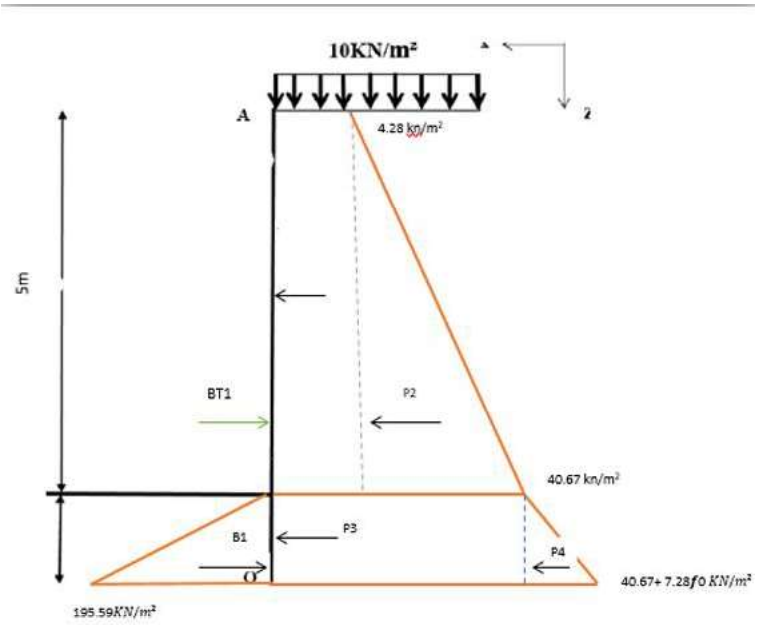


Figure 0- 16:16 Exemplaire du diagramme de pressions [3].

- Calculer les forces résultantes, ces forces sont considérer comme étant les aires sous les courbes de pression on peut séparer ses airs en triangles et rectangles pour faciliter le calcul des airs et pour ce qui est du point de pression de chaque force on prend 1/2 de la hauteur du rectangle et pour les triangles c'est 1/3 de la hauteur du triangle.

- Une fois les forces calculer on applique un calcul d'équilibre des forces (∑ F=0) et des moments (∑ M/o=0, en admettons que 'o' est le pied du rideau de soutènement) ,La longueur de fiche reste inconnu.

Une fois nos calculs sont faits on détermine l'inconnu de l'équation qui est admise au par avant longueur de fiche.

I.11 Conclusion :

Le Chapitre présente une analyse technique des fondations et des systèmes de blindage, des éléments cruciaux pour assurer la sécurité et la stabilité des infrastructures en génie civil.

- Fondations : Une distinction claire est faite entre les fondations superficielles et profondes, en fonction des caractéristiques du sol et des charges auxquelles la structure est soumise. Le choix du type de fondation repose sur des études géotechniques détaillées.
- Calcul de la capacité portante : L'importance des essais géotechniques, tels que les essais pressiométriques et le SPT, est mise en avant pour évaluer la capacité du sol à supporter les charges et prévenir tout tassement excessif.
- Blindage : Les différents types de blindage, comme les palplanches métalliques, la paroi berlinoise et la paroi moulée, sont comparés selon les spécificités géotechniques et les contraintes du projet.

- Méthodes de calcul de stabilité : L'utilisation de logiciels spécialisés comme GEO5, en complément des méthodes traditionnelles, permet d'analyser la stabilité des structures de soutènement et de garantir leur sécurité à long terme.

Ce chapitre pose les bases essentielles d'une conception rigoureuse et sécurisée des fondations et des systèmes de blindage, éléments fondamentaux de tout projet d'infrastructure.

KISSOUM.Mouloud

AISSAOUI.Abdellah

Chapitre Ⅱ :

Présentation du Projet.

II.

II.1 Introduction :

Dans le cadre du développement urbain, la société de promotion immobilière SARL STE AYMEN Promotion Immobilière a lancé le projet de la réalisation d'un ensemble immobilier à usage d'habitation et de commerces. Ce projet consiste en trois blocs (Bloc A, B et C) d'une hauteur de R+15 avec Attique, Comble et 4 niveaux de sous-sols. Cette infrastructure vise à offrir des espaces modernes et fonctionnels répondant aux exigences de confort et de haute qualité.

II.2 Situation du site :

Le projet est implanté sur un terrain d'une superficie d'environ 1800 m², situé au 11 Rue Belouizdad Mohamed Arezki, Section 14, Ilot 16, commune de Mohamed Belouizdad, Wilaya d'Alger. Cet emplacement stratégique offre une bonne accessibilité, à proximité de plusieurs voies principales, et constitue un environnement favorable à un projet immobilier de grande envergure.

Le programme prévoit la construction de trois blocs à usage mixte résidentiel et commercial, chacun en R+15 avec attique, comble et 4 niveaux de sous-sol. L'infrastructure implique donc :

- Des charges verticales importantes dues aux étages supérieurs(3.7Bars).
- Une excavation profonde jusqu'à environ 13m, pour accueillir les sous-sols.

Le terrain est délimité par deux constructions existantes, situées à environ 10m mètres des limites de fouille :

- Une construction en **R+2**, avec une charge surfacique estimée à ~40 à 50 kPa**.**
- Une construction en **R+1**, avec une charge surfacique estimée à ~25 à 30 kPa.
- Le site est bordé, à environ 3 mètres, par deux routes urbaines fréquentées par des véhicules légers et utilitaires. Ces voiries induisent une surcharge répartie estimée entre **10 à 20 kPa**, à intégrer dans les calculs de poussées actives sur les parois de soutènement.

Limites du terrain :

- Au Nord : Habitations en R+02
- Au Sud : Chemin Fernane Hanafi
- A l'Est : Construction en R+01
- A l'Ouest : Rue Mohamed Arezki Ben Bouzid

Les coordonnées UTM (WGS 84) du site sont représentées comme suit :

- X = 507 382 m E
- Y = 4 066 641 m N



Figure II- 1:Image aérienne du site (image google earth)

II.3 Objectif de notre projet :

L'objectif principal de ce projet de fin d'études est de réaliser une étude complète des fondations de l'ensemble immobilier. Cette étude comprendra :

- L'analyse de la capacité portante du sol.
- Le calcul des tassements afin d'assurer la stabilité des structures.
- L'étude et le dimensionnement du radier.

En complément, une analyse approfondie du blindage sera réalisée, incluant :

- Le dimensionnement des pieux pour assurer la stabilité du sous-sol.
- Le calcul des facteurs de sécurité garantissant la résistance des ouvrages.
- Le ferraillage des pieux, en conformité avec les normes en vigueur.

II.4 Contexte géologique, hydrogéologique et sismique du projet :

a) La géologie en Algérie :

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

- L'Atlas Tellien (ou le Tell).
- Les hauts plateaux.
- L'Atlas saharien.
- Le Sahara. [5]

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

- Le Nord du pays portant l'empreinte de la tectonique alpine.

- La plate-forme saharienne, relativement stable, où la tectonique est moins prononcée [5].

b) Géologie locale :

La consultation de la carte géologique d'Alger bis montre que la structure géologique de la région d'étude et ses proches alentours, est caractérisée par les terrains sédimentaires Quaternaires et Tertiaires :

- **Dépôts quaternaires :**

Les alluvions quaternaires contemporaines et anciennes sont assez largement développées et représentées par des formations à composition lithologique très variée. Elles comprennent généralement des sables, graviers, limons et argiles, issus de processus de sédimentation fluviatile. Ces dépôts présentent des caractéristiques géotechniques hétérogènes, influençant leur comportement en fondation ou en terrassement.

- **Holocène :**

Au Nord sur le littoral, les alluvions de dunes actuelles (notées Ad), composées de sable dunaire, constituent une bande assez étendue continue le long du littoral. Sur les rives des oueds on note la présence des alluvions de dépôts torrentiels (noté a2), composées de limons, sables argileux et sédiments pétrés.

- **Pléistocène :**

Nous rencontrons des formations à différents faciès, qui affleurent sur une bande large au Nord, il s'agit de formation d'anciennes dunes (plages) (notées q1m et qa1). Elle est représentée par des dépôts mixte ; marins peu profonds et de dépôts continentaux (côtier), représentés essentiellement par des grès et sables. Néanmoins, des Dépôts alluvionnaires anciennes d'âge Pléistocène (Quaternaire), formées par des dépôts sablonneux et limoneux plus ou moins mêlés de cailloux roulés (notées q)

- **Tertiaire**
- **Astien**

Constitué par des faciès argileux, argilo-sableux à argileux-gréseux et calcaire-gréseux, cet ensemble géologique n'apparaît qu'en de rares petites fenêtres affleurantes. Il est toutefois davantage développé dans la région de Birr Khadim (notée P1), où il forme des niveaux discontinus. Ces formations présentent généralement une faible perméabilité et peuvent jouer un rôle dans la stabilité ou le drainage selon leur position dans le profil géologique.

- **Plaisancien**

Il constitue le substratum de la région, représenté par la formation marneuse (notée P). Ce niveau affleure uniquement de manière locale, notamment dans les secteurs de Kouba et de Bachdjerrah, où il est connu sous l'appellation de "marne de la Maison Carrée". Cette formation, à dominante argilo-marneuse, présente une consistance plastique et une perméabilité très faible, ce qui peut influencer le comportement géotechnique des ouvrages en interaction avec ce substrat.

- **Miocène**

Présentée sous forme d'une alternance d'argiles et de marnes grises à bleuâtres, avec des passées de grès durs et de calcaire, la formation notée P/d se retrouve principalement concentrée aux abords de l'Oued Ouchaih. Elle est souvent associée à la marne sahélienne bleuâtre, une assise puissante bien que rarement affleurante. Cette dernière, notée m4, est pauvre en fossiles et se distingue par sa compacité et sa coloration caractéristique, jouant un rôle important dans la stratigraphie locale.

Cependant, une partie de cette série stratigraphique a été mise en évidence au niveau des sondages carottés réalisés dans le cadre de l'étude. Ces données confirment la présence en profondeur de formations identifiées en surface, permettant ainsi une meilleure corrélation géologique entre les observations de terrain et les résultats des investigations géotechniques.

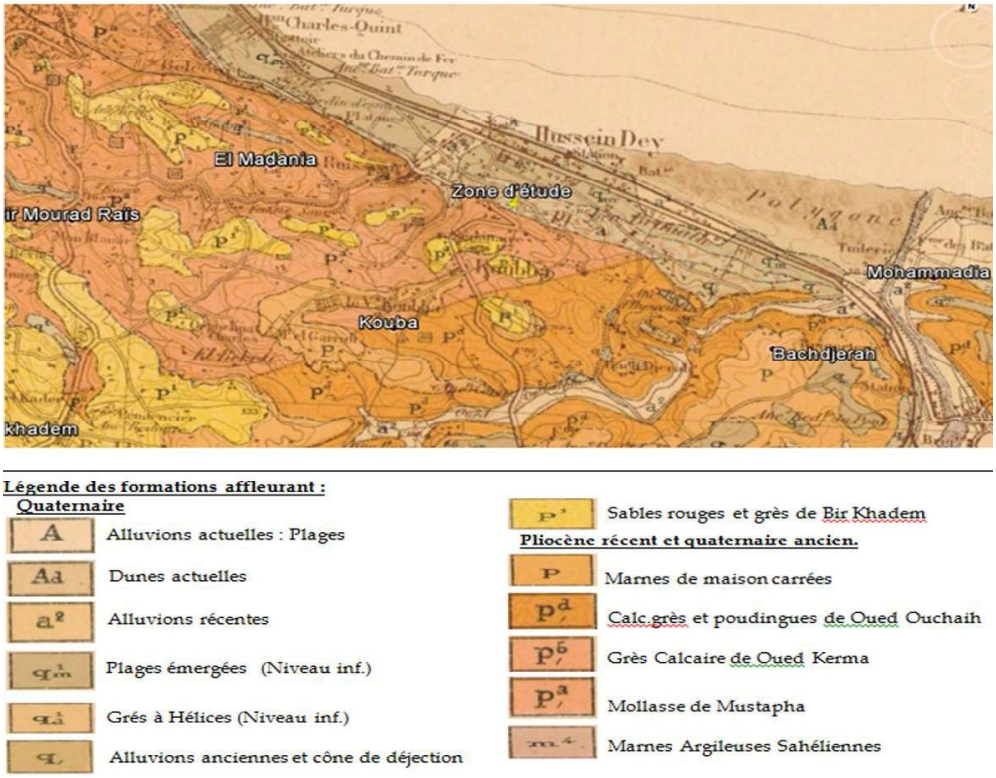


Figure II-2:. La carte géologique d'Alger bis [01]

c) Le contexte sismique :

L'Algérie se situe à proximité d'une limite de plaque convergente complexe et mal définie, séparant la plaque africaine de la plaque eurasiatique. La convergence de ces plaques crée une zone de compression dans le nord de l'Algérie, principalement accommodée par des failles inverses et de chevauchement à l'intérieur des terres. [3]

En raison de sa situation géographique, l'Algérie a connu au cours de son histoire plusieurs séismes dévastateurs, parmi eux :

- Le séisme de 1716 à Alger faisait partie d'une séquence sismique qui a commencé en février et s'est terminée en mai 1716. La secousse la plus forte et la plus destructrice s'est produite le 3 février 1716, avec une magnitude estimée à 7,0. [3]
- Le 21 mai 2003, à 19h44 (heures locales), la région de Boumerdes-Alger a été touchée par un important séisme qui a entraîné la mort de milliers de personnes (2365) et causé des dégâts extrêmement importants. [7]

En effet, le nord de l'Algérie est une zone d'activité sismique élevée, ainsi, le risque sismique dans cette région est donc avéré et potentiellement lourd de conséquences, en particulier pour les zones urbaines.

Le territoire Algérienne est divisé en cinq zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité :

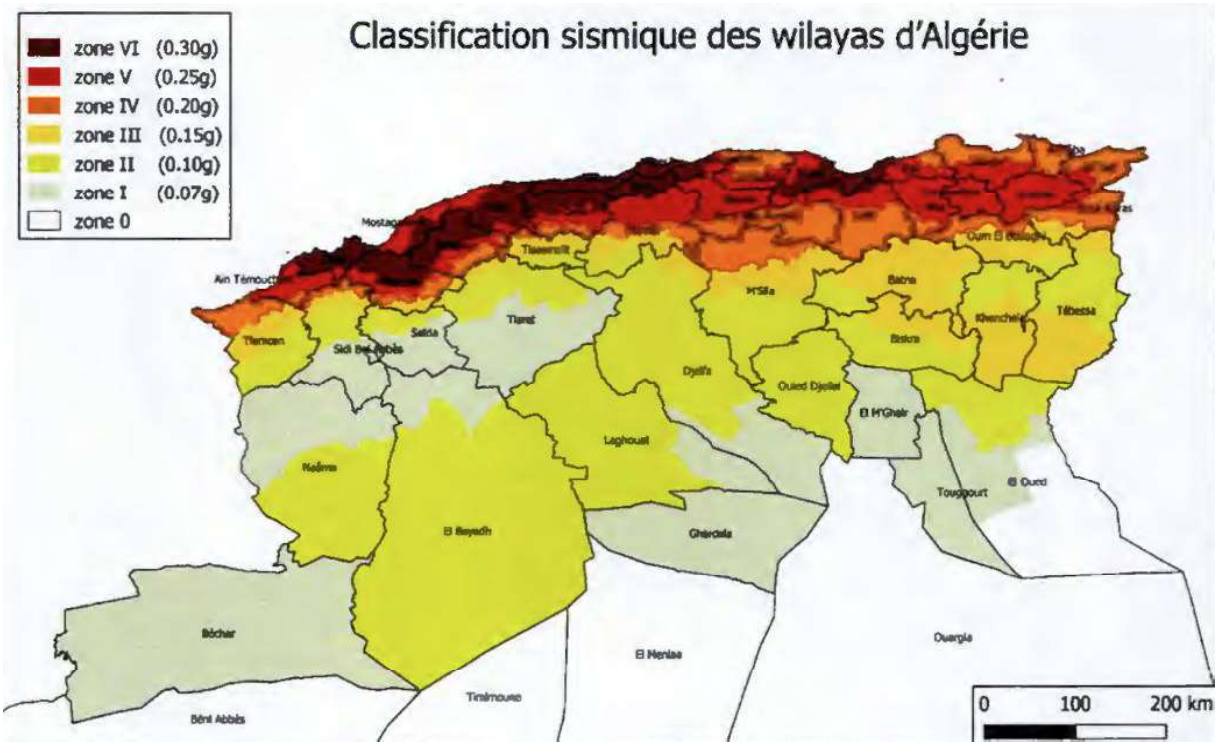


Figure II-3:. Carte des zones sismiques de territoire national (RPA24) [4]

- **Zone 0 :** sismicité très faible
- **Zone I :** sismicité faible
- **Zone II :** sismicité faible à moyenne
- **Zone III :** sismicité moyenne
- **Zone IV :** sismicité moyenne à élevée
- **Zone V &VI :** sismicité élevée

Sismicité de la zone d'étude :

D'après le document technique réglementaire DTR BC 2-48 des règles parasismiques Algériennes RPA 2024, la commune de Belouizdad fait partie de la wilaya d'Alger classée en **Zone VI,** sismicité élevée [4].

d) Contexte hydrogéologique :

L'esquisse de la carte hydrogéologique et les descriptions géologiques ont permis de déduire les caractéristiques lithologiques et les comportements hydrogéologiques des différentes formations à caractères très différents. De la plus ancienne à la plus récente on a ;

❖ Une formation marneuse d'âge Plaisancien, représentant le substratum imperméable de la nappe quaternaire.

❖ Une formation rubéfiée du quaternaire de mauvaise perméabilité, constituant une nappe semi-perméable à surface libre.

❖ Formations, récentes du quaternaire de perméabilité très faible, constituées d'argile avec très peu de galets. [2]

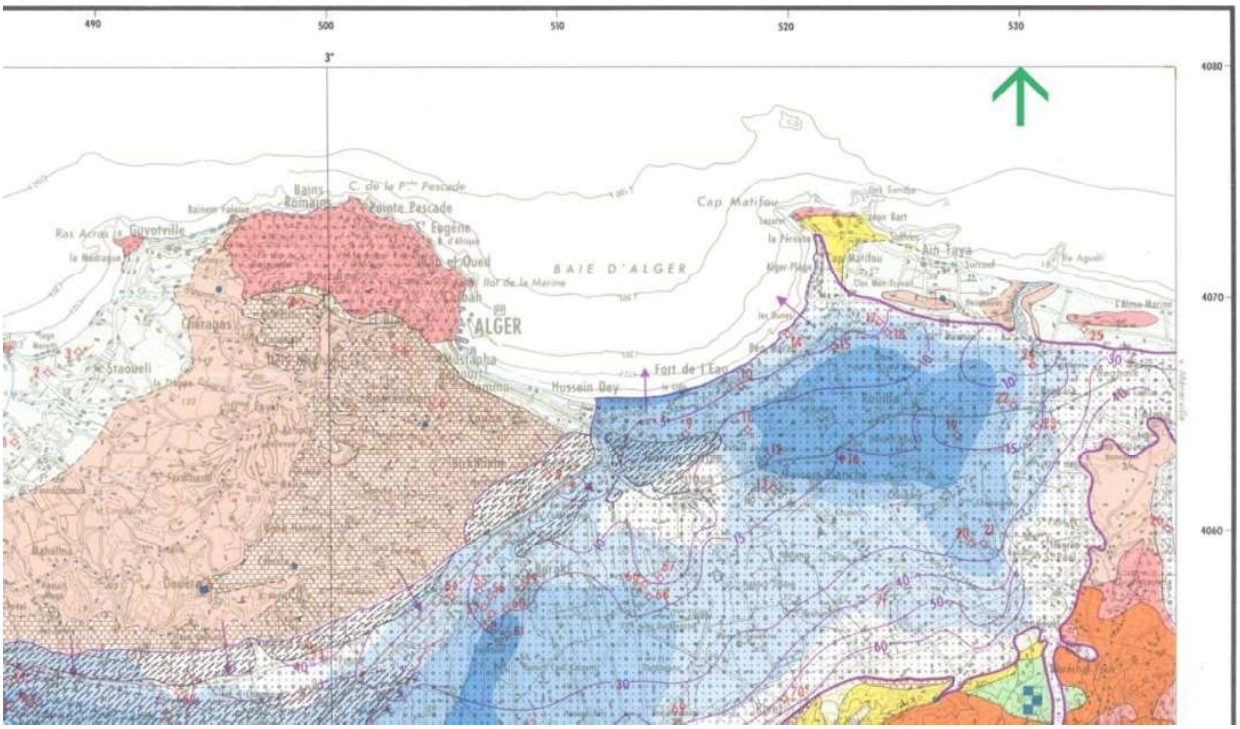


Figure II- 4:Carte hydrogéologique d'Alger.

II.5 Travaux de reconnaissance géotechnique du site :

La reconnaissance géotechnique complémentaire a porté sur la réalisation de :

- Trois (03) sondages carottés, dont deux (SC-01 et SC-02) d'une profondeur de 20,00 m, et un (SC-03) d'une profondeur de 30,00 m, avec prélèvement d'échantillons intacts ;
- Quatre (04) sondages pressiométriques, dont deux (SP-01 et SP-02) atteignant 25,00 m, et deux (SP-03 et SP-04) allant jusqu'à 40,00 m de profondeur, avec réalisation d'essais pressiométriques tous les 1,50 m, de 15,00 m à 40,00 m ;
- Essais de laboratoire comprenant des analyses physico-mécaniques et chimiques.

a) Sondages carottés et lithologie :

Les sondages menés sur le site ont été réalisés avec une sondeuse ROLATEC RL400, dotée d'un carottier conventionnel mesurant 2,00 m de long. Grâce à l'analyse des carottes prélevées, nous avons pu identifier la lithologie du site, du sommet à la base, selon la succession lithologique suivante :

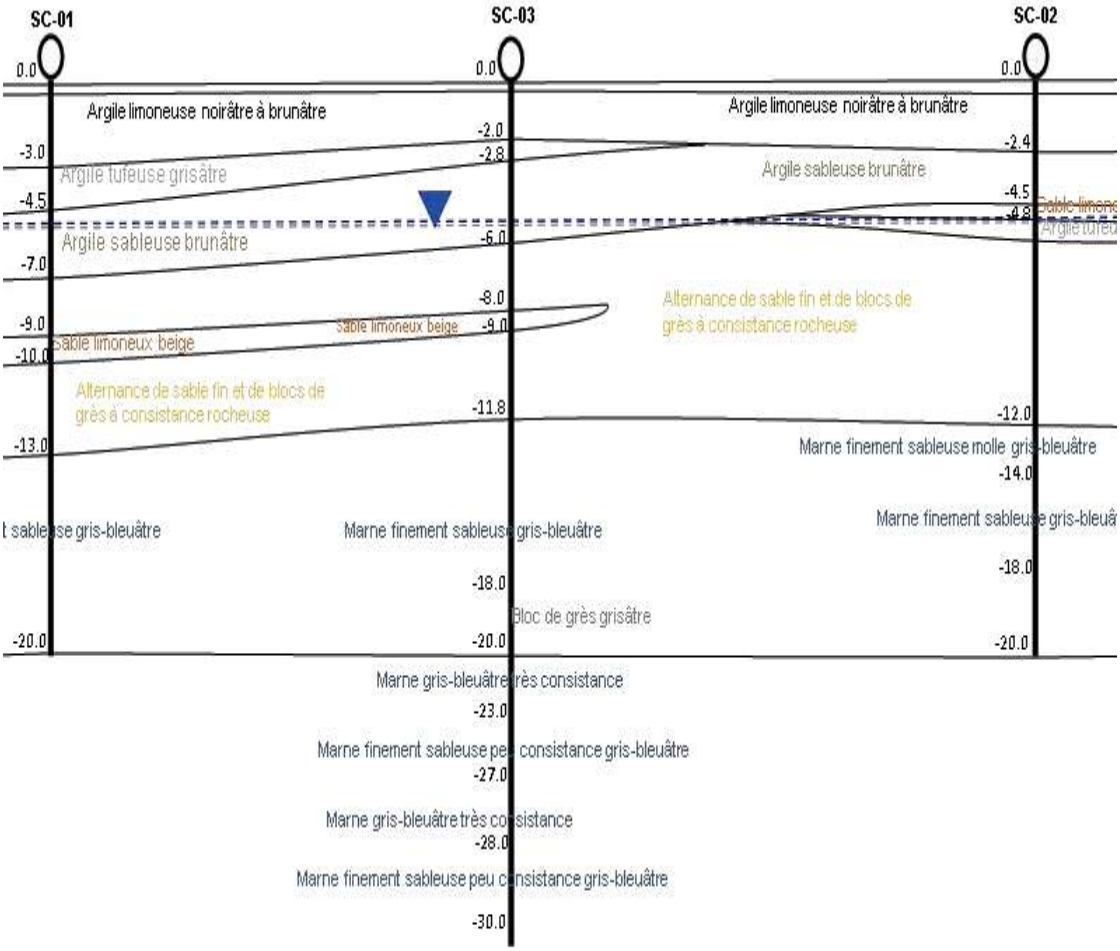


Figure II- 5:Profil lithologique des différentes formations rencontrées sur site. [1].

La synthèse des sondages carottés effectués révèle que le sol présente une structure globalement homogène, tant en surface qu'en profondeur. Entre 6,00 m et 12,00 m de profondeur, la formation géologique est dominée par une alternance de sable fin et de blocs de grès à consistance rocheuse, sur une épaisseur moyenne avoisinant les 6,00 m. Cette couche repose, à partir de 12,00 m, sur des marnes gris-bleuâtres, dont la consistance varie localement de très ferme à relativement meuble, avec une proportion sableuse non négligeable. L'ensemble de ces terrains est recouvert, en surface, d'une couche d'argiles limoneuses à sableuses d'environ 6,00 m d'épaisseur, comportant ponctuellement des intercalations d'argile tufeuse et de sable limoneux. Dans ce qui suit on met en évidence quelques photos des carottes extraites lors du sondage carotte on prend comme choix le 'SC-03'.

Dans ce qui suit, quelques photographies illustrant les carottes extraites lors du sondage carotté sont présentées, en prenant comme exemple représentatif le sondage **SC-03**.



Figure II- 6: SC-03 de 0,00m a 5,9m.



Figure II- 7: SC-04 de 5,9m a 16m



Figure II- 8: SC-03 de 16m a 26m

Niveau d'eau :

- La nappe phréatique a été observée à 5,00 m de profondeur sous la surface du sol au droit des sondages SP-03 et SP-04, équipés de piézomètres
- Elle se situe à une profondeur de 6,00 m sous la surface au droit des sondages SC-01 et SC-02, également dotés de piézomètres.

b) Sondages pressiométriques :

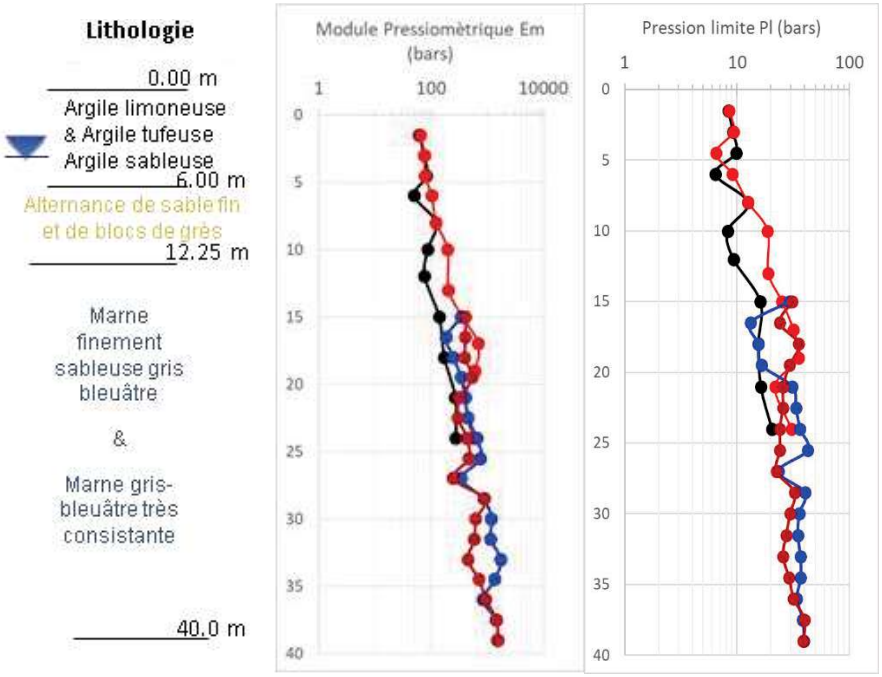


Figure II- 9 Caractéristiques pressiométriques en fonction de la profondeur.

- La première couche, situé entre 0,00 et 6,00 m de profondeur en moyenne, correspond à des couches argileuses (argile limoneuse noirâtre à brunâtre, argile tufeuse grisâtre, argile sableuse brunâtre). Il affiche des pressions limites comprises entre 6,5 et 9,75 bars, avec des modules pressiométriques allant de 50 à 103 bars. Le rapport Em/Pl reflète un sol globalement normalement consolidé.
- La deuxième couche, entre 6,00 et 12,25 m de profondeur en moyenne, est composé d'une alternance de sable fin et de blocs de grès, avec par endroits du sable limoneux beige, de granulométrie moyenne à fine. Il présente des pressions limites allant de 8,25 à 19 bars et des modules pressiométriques compris entre 77 et 200 bars. Le rapport Em/Pl confirme également une consolidation normale du sol.
- Enfin, la troisième, à partir de 12,00 m de profondeur, est constitué de marnes entrecoupées localement de blocs de grès bleuâtre. Il se distingue par des pressions limites variant entre 13 et 43 bars et des modules pressiométriques allant de 140 à 1723 bars, pour une moyenne d'environ 643 bars. Le rapport Em/Pl met en évidence des marnes sur consolidées.

II.6 Résultats des essais laboratoire :

Pour une meilleure caractérisation des propriétés géotechniques du site, un tableau récapitulatif des variations des paramètres du sol selon les différentes formations présentes a été élaboré.

Tableau II- 1 : variation des paramètres par formation [1].

Paramètres	Argile limoneuse & Argile tufeuse Argile sableuse	Alternance de sable fin et de blocs de grès	Marne gris-bleuâtre
Poids volumique sèche γd (kN/m3)	18.5	17.76	16
Poids volumique humide γ_h (kN/m^3)	21	21	19.6
Teneur en eau W (%)	16.92	18.84	24
Limite de liquidité W_L (%)	32	32	35.5
Indice de plasticité Ip (%)	22	16	14
Dégré de saturation Sr (%)	93.5	97.8	88.5
Cohésion Cu (kPa)	26	42	53.5
Angle de frottement φ_u (°)	26	36.76	25.58
Cohésion C'(kPa)	21.5	47.5	53
Angle de frottement φ' (°)	30.5	30.63	29.07

II.7 Variation des paramètres physique par formation :

Les graphiques suivants montrent la variation des paramètres physiques du sol, obtenus à partir des résultats des essais de laboratoire réalisés dans le cadre de cette étude :

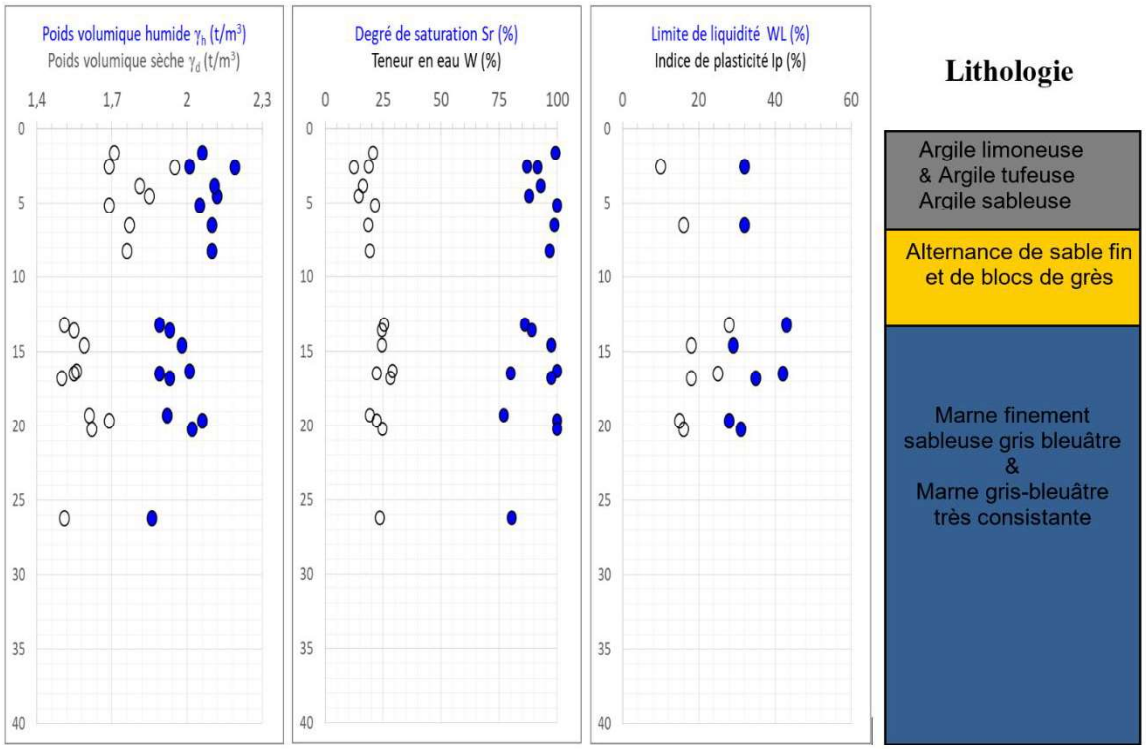


Figure II- 10 : Variation des paramètres physique par formation

II.8 Variation des paramètres mécanique par formation :

Les graphiques suivants montrent la variation des paramètres mécanique du sol, obtenus à partir des résultats des essais de laboratoire réalisés dans le cadre de cette étude :

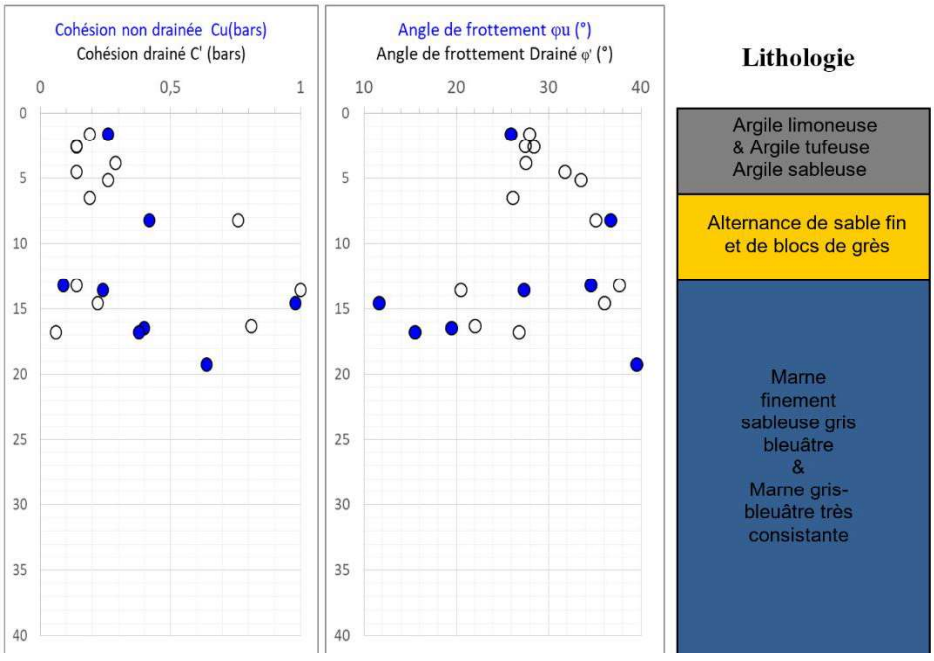


Figure II- 11:Variation des paramètres mécanique par formation

II.9 Interprétation des résultats :

II.9.1 Pour la couche argileuse :

- Le sol présente une densité moyenne, avec une teneur en eau naturelle d'environ 17,67 %, Le degré de saturation dénote un sol détrempé.
- L'analyse granulométrique montre que le sol est fin, avec plus de 50 % des éléments ayant une taille inférieure à 0,08 mm, et environ 30 % de la fraction argileuse. (Voir ANNEXE A)
- D'après la classification de Casagrande, basée sur les valeurs (Wl; Ip), ce sol est considéré comme moyennement plastique.
- L'essai œdométrique révèle que ce sol est moyennement compressible et non gonflable.

II.9.2 Pour la couche marneuse :

- Cette couche possède également une densité moyenne et une teneur en eau naturelle d'environ 23,86 %, Le degré de saturation dénote un sol détrempé. L'analyse granulométrique montre un sol fin avec plus de 50 % des éléments sous 0,08 mm, et environ 25 % de fraction argileuse.
- Comme pour la couche argileuse, ce sol est également classé comme moyennement plastique selon la classification de Casagrande.
- L'essai œdométrique montre une compression modérée et aucune tendance au gonflement.
- Les résultats des essais de cisaillement rectiligne de type UU révèlent que la cohésion et l'angle de frottement interne sont caractéristiques d'argiles relativement raides.

II.10 Conclusion :

Ce chapitre présente en détail le projet immobilier de SARL STE AYMEN Promotion Immobilière, en mettant l'accent sur les aspects géotechniques et la stabilité des fondations dans un environnement urbain.

- Description du projet : Le projet prévoit la construction de trois blocs d'habitation avec commerces et niveaux souterrains. Une attention particulière est portée à la stabilité des fondations et du sous-sol, avec un dimensionnement précis du radier et des pieux pour garantir cette stabilité.
- Contexte géotechnique : Le terrain est composé de couches alternées de sable et de grès, avec une nappe phréatique située à 5-6 mètres de profondeur. Les résultats des sondages et des tests de pression fournissent des informations essentielles pour le calcul des tassements et le choix des fondations appropriées.
- Conditions sismiques et hydrogéologiques : Étant situé dans une zone à forte sismicité, le projet nécessite des calculs rigoureux pour assurer sa stabilité en cas de séisme. Le sol, avec ses couches allant des argiles superficielles aux marnes profondes, influence directement le choix des solutions de fondation et de blindage.
- Compte tenu des reconnaissances effectuées et les analyses des résultats obtenus, le site étudié est caractérisé par :

- - La synthèse des sondages carottés à permet de décrire que le sol est homogène tant

en plan qu'en profondeur et est constituée essentiellement d'une alternance de sable fin et de blocs de grès à consistance rocheuse de 6,00 m d'épaisseur moyenne à partir de 6,00 m jusqu'à 12,00 m de profondeur. Cette couche surmonte à partir de 12,00 m une couche de marne gris-bleuâtre avec des passages très consistant et peu consistante à teneur sableuse. Le tout est recouvert par des argiles de nature limoneuse et sableuse d'environ 6,00 m d'épaisseur avec des passages d'argile tufeuse et de sable limoneux.

- Le niveau de la nappe est localisé à 5,00 m de profondeur à partir de la surface du sol au droit des sondages SP-03 et SP-04 équipés de piézomètre.

- Le niveau de la nappe est localisé à 6,00 m de profondeur à partir de la surface du sol au droit des sondages SC-01 et SC-02 équipés de piézomètre.

- D'après le document technique réglementaire DTR BC 2-48 des règles parasismiques Algériennes RPA 24, la commune de **Belouizdad** fait partie des communes **A** de la wilaya d'Alger classée **en zone VI**, sismicité élevée.

- Le premier horizon situé entre 0.0 et 6.0 m en moyenne, qui correspond aux couches d'argiles (argile limoneuse noirâtre à brunâtre, argile tufeuse grisâtre, argile sableuse brunâtre) est caractérisé par des pressions limites variant entre 6.5 et 9.75 bars et des modules pressiométriques variant entre 50 et 103 bars. Le rapport E_m/Pl traduisant en général un sol normalement consolidé.

- Le deuxième horizon localisé entre 6.0 et 12.25 m en moyenne, qui correspond à la formation d'alternance de sable fin et blocs de grès avec parfois la présence de sable limoneux moyen à fin beige, est caractérisée par des pressions limites qui variant de 8.25 à 19 bars, et des modules pressiométriques variant entre 77 et 200 bars. Le rapport E_m/Pl traduisant en général un sol normalement consolidé.

- Et le troisième horizon localisé au-delà de 12.00 m, qui correspond à la formation de marne intercalé par endroit par des blocs de grès bleuâtre, est caractérisée par des pressions limites qui variant de 13 à 43 bars, et des modules pressiométriques variant de 140 à 1723 bars avec une valeur moyenne de l'ordre de 643 bars. Le rapport E_m/Pl traduisant en général des marnes surconsolidés.

- Selon la classification du RPA 2024et à partir des essais pressiométriques, le site est classé dans la catégorie **S_3** parmi les **sites meubles.** ***2 MPa > PL > 1 Mpa.***

En résumé, ce chapitre met en avant les défis géotechniques spécifiques à ce projet

CHAPITRE Ⅲ :

Evaluation analytique et numérique de la capacite portante et tassements.

III.

III.1 Introduction :

Au titre de la préparation de projets de génie civil, le calcul de fondations est un facteur essentiel de stabilité et de durabilité de la structure. Il s'agit de ce chapitre dédié à l'étude et au calcul de la façon de faire les fondations pour le tout-ensemble à édifier à Belouizdad, et de manière plus précise, pour un radier général de 45 mètres de longueur et de 35 mètres de large.

Le radier général, étant la base de la fondation, doit supporter les charges transmises par les structures superposées et répartir ces charges de manière uniforme sur le sol. Ce type de fondation constitue le choix le plus judicieux pour un bâtiment de grande hauteur comportant de nombreux étages, car il permet de mieux répartir les charges sur une large surface et de limiter les tassements différentiels, ce qui est fondamental pour garantir la stabilité globale de l'ouvrage. Ce chapitre présente les différentes étapes du calcul de la capacité portante du sol et du tassement de la fondation à travers trois méthodes : la méthode de laboratoire, la méthode pressiométrique, et l'utilisation du programme Geo5.

III.2 Capacité portante et tassements (Fondation type radier général) :

Le calcul de la capacité portante ainsi que l'évaluation du tassement constituent des étapes fondamentales dans l'analyse géotechnique d'un projet de fondation. Ces calculs permettent de vérifier si le sol est apte à supporter les charges transmises par la structure, tout en limitant les déformations afin de garantir sa stabilité et sa sécurité à long terme. Dans cette section, nous allons aborder deux approches distinctes pour estimer la capacité portante du sol et le tassement

- La première méthode repose sur l'exploitation des résultats obtenus lors des essais de laboratoire, qui permettent de déterminer les caractéristiques mécaniques du sol.
- La seconde méthode s'appuie sur les données issues des essais pressiométriques in situ, notamment le module de déformation pressiométrique, qui donne une estimation plus directe et réaliste du comportement du sol en place sous chargement.

L'objectif est de comparer, pour chacune de ces méthodes, la capacité portante obtenue à la contrainte admissible de service, qui est fixée dans notre cas à 3,7 bars (soit 370 kPa). Cette comparaison permettra de juger si une fondation de type **radier général** est adaptée et suffisamment sécuritaire pour supporter notre structure.

Le tableau qui suit présente les paramètres géotechniques utilisés dans les calculs. Ces paramètres ont été obtenus en prenant la moyenne des résultats issus des essais

pressiométriques et des essais de laboratoire, afin de garantir une approche représentative et équilibrée du comportement du sol sur site.

Tableau III- 1: Paramètres géotechniques estimés à partir des résultats des essais in-situ et en laboratoire [1].

Formation	γ_h (kN/m^3)	γ_d (kN/m^3)	c_{uu} (kPa)	φ_{uu} (°)	C_{cd} (kPa)	Φ_{cd} (°)	E (MPa)	ν
0.0 ~6.0 m : Argile limoneuse noirâtre & Argile tufeuse & Argile sableuse brunâtre	20.9	17.8	26	26	19	29	11	0.3
6.0 ~ 12.0 m : Alternance de sable fin et de blocs de grès	21.0	17.65	42	36	45	31	25	0.3
> 12.0 m : Marne Gris-bleuâtre	19.5	15.7	45	25	45	28	50	0.25

III.2.1 Calcul de la capacité portante :

III.2.1.1 A partir des essais de laboratoire :

La capacité portante d'une semelle superficielle type radier général est donnée par la formule :

$$q_{adm} = \gamma .D + \frac{1}{F_S}.\left[\frac{1}{2}.\gamma.N_\gamma.\delta_\gamma.B + \gamma .D.(N_q.\delta_q - 1) + N_c.C.\delta_c\right]$$

Avec :

$N\gamma$, Nq, Nc : Facteurs de portance en fonction de φ.

B : Largeur de la fondation.

D : Profondeur d'ancrage à compter du terrain naturel.

C : Cohésion du sol d'assise.

γ : Poids volumique du sol (densité déjaugé)

F_s: Facteur de sécurité (F=3).

$\delta\gamma$, δ_q, δ_c : Coefficients de forme géométrique selon le **DTR BC 2.331** de la fondation tel que :

$$\delta_\gamma = 1 - 0,2.\frac{B}{L} \qquad \delta_c = 1 + 0,2.\frac{B}{L} \qquad \text{et} \quad \delta_q = 1$$

La contrainte admissible est calculée pour une fondation superficielle de type radier général de largeur **B ≈ 35.0 m et de** longueur **L ≈ 45 m**, ancrée à **-13.5** m de profondeur à partir de la surface.

Les paramètres nécessaires pour faire le calcul sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III-2:la contrainte admissible calculée à partir des essais de laboratoire

Couche d'assise	γ_h (KN/m³)	C (Bars)	φ (°)	δγ	N_γ	δ_q	N_q	δ_c	N_c	q_{adm} (Bars)
Marne gris-bleuâtre	19,5	0,45	25	0,84	10,4	1,00	10,7	1,15	20,7	14,6

III.2.1.2 A partir des essais in-situ :

Au moyen des résultats des essais pressiométrique, et Pour une fondation superficielle de type radier général de forme trapézoïdale de longueur moyenne de L=45m et de largeur moyenne de B = 35 m, ancrée à 13.5 m de profondeur par rapport au terrain naturel. La contrainte admissible du sol est calculée par la formule de L. MENARD suivante :

$$Q_{adm} = \frac{k_p}{3} P_{le}* + q_0$$

- **Pl_e^*:** pression limite net équivalente ⇨ $Pl_e^* = \frac{1}{1,5\,.\,B}\int_D^{D+1,5\,.\,B} Pl^*(z).dz$
- **K_p :** coefficient de portance
- **D_e :** encastrement équivalent ⇨ $D_e = \frac{1}{Pl_e^*}\int_d^D Pl^*(z).dz$
- **Q_l :** contrainte limite du sol ⇨ $Q_l = q_0 + K_p\,.\,Pl_e^*$
- **Q_{adm} :** contrainte admissible du sol ⇨ $Q_{adm} = q_0 + \frac{1}{3}.K_p\,.\,Pl_e^*$

Les calculs sont effectués suivant les règles techniques de calculs des fondations du fascicule 62 titre V et selon le DTR B.C. 2.33.1.

Pour une fondation superficielle de type radier général de forme trapézoïdale de largeur moyenne de **B ≈ 35 m,** ancrée à **13.5 m** de profondeur par rapport à la côte sur laquelle ont été réalisés les essais in-situ (sondages carottés et sondages pressiométriques).

Les résultats de la capacité portante à l'aide des essais SP01 et SP03 ainsi que l'ensemble de ses paramètres ont été calculés dans le tableau suivant :

Tableau III-3:Resultat des paramètres de la capacite portante.

Z *(m)*	Pl *(kPa)*	σ_v *(KN/m²)*	$\sigma_{v'}$ *(KN/m²)*	P_0 *(KN/m²)*	Pl* *(kPa)*
1,5	836	30	30	30	806
3	923	60	60	60	863
4,5	976	90	90	90	886
6	645	150	120	150	495
8	1254	210	160	210	1044
10	826	270	200	270	556
12	933	330	240	330	603
15	2945	420	300	420	2525
16,5	1315	465	330	465	850
18	1548	510	360	510	1038
19,5	1658	555	390	555	1103
21	3091	600	420	600	2491
22,5	3342	645	450	645	2697
24	3640	690	480	690	2950
25,5	4273	735	510	735	3538
27	2327	780	540	780	1547
28,5	4023	825	570	825	3198
30	3575	870	600	870	2705
31,5	3471	915	630	915	2556
33	3656	960	660	960	2696
34,5	3686	1005	690	1005	2681
36	3404	1050	720	1050	2354
37,5	3845	1095	750	1095	2750
39	3943	1140	780	1140	2803
42	3943	1140	780	1140	2803
45	3943	1140	780	1140	2803
48	3943	1140	780	1140	2803
51	3943	1140	780	1140	2803
54	3943	1140	780	1140	2803
57	3943	1140	780	1140	2803
60	3943	1140	780	1140	2803
63	3943	1140	780	1140	2803
66	3943	1140	780	1140	2803

le terrain est homogène sur au moins une profondeur de 1.5B au-dessous de la base de fondation donc on prend la pression limite nette pl * sur la tranche de sol entre D et (D+1,5B), et ple^* on le prend : Ple*=pl*(D+2/3B) =2803 KPa

Pour le calcul du D_e on prend les valeurs du Pl^* du T.N jusqu'à D, tel que :

$$D_e = \frac{1}{Pl_e^*} \int_d^D Pl^*(z).dz$$

A partir du D_e on pourra calculer le facteur K_p avec sa formule (voir tableau 3)

On résume les résultats obtenus dans ce tableau :

Tableau III- 4:résultats de la capacité portante a partir des essais in-situ

Sondage	Pl_e^* (bars)	K_p	D_e (m)	Ql (bars)	$Q_{adm(bars)}$
SP01-SP03	28,03	0,81	2,18	25,43	10,23

NB : Un fichier Excel du calcul détaillé de la capacité portante sera partagé en annexe E

III.2.1.3 Interprétation des résultats :

Les essais de laboratoire ont permis d'estimer une capacité portante du sol de l'ordre de 14,6 bars, tandis que les essais in situ ont fourni une valeur nettement inférieure, de l'ordre de 9,17 bars. Cette différence significative peut s'expliquer par plusieurs facteurs :

- **Remaniement des sols** : les perturbations subies par les échantillons pendant le prélèvement et le transport peuvent également fausser les résultats.
- **Différence entre les méthodes** : la méthode in-situ et la méthode de laboratoire sont deux méthodes expérimentales différente.

Malgré cette disparité, il convient de souligner que la capacité portante in situ (10,23 bars) reste largement supérieure à la contrainte de service appliquée sur le terrain, estimée à 3,7 bars. Ainsi, le sol présente une marge de sécurité satisfaisante et peut être considéré comme apte à supporter les charges prévues, en cohérence avec les exigences de sécurité et de durabilité du projet.

III.3 Calcul du tassement :

III.3.1 A partir des essais de laboratoire :

Le calcul du tassement de consolidation s'effectue à partir des caractéristiques de compressibilité mesurée à l'œdomètre. Le sol est modélisé par des couches élémentaires qui tassent sous l'effet des contraintes verticales « σ′v ». Selon l'état de consolidation des couches. Dans notre cas la couche d'assise est considérée comme « sur consolidé »

Pour un sol surconsolidé, on distingue deux cas :

Pour les sols surconsolidés c-à-d σ′z < Pc ,

on a pour σ′z + Δσ > Pc, le tassement est calculé à partir de la formule suivante :

$$\Delta H(i) = \frac{H(i)}{1+eo}\left(Cs(i)\log\left(\frac{Pc(i)}{\sigma' z(i)}\right) + Cs(i)\log\left(\frac{\sigma' z(i)+\Delta\sigma(i)}{Pc(i)}\right)\right)$$

Caractéristiques géotechniques des couches de sol : on va résumer les caractéristiques géotechniques dans le tableau suivant :

Tableau III- 5:caractéristique géotechnique du sol

couche	Profondeur (m)	Densité (KN/ m^3)	P_c (Bars)	C_s (%)	e_0
1	0.00 ~ 6.00	20.90	1.54	-	0.660
2	6.00 ~ 12.00	21.00	1.44	1.99	0.458
3	> 12.00 m	19.50	1.70	1.66	0.672

Dans notre cas on va calculer le tassement a partir de la couche d'assise (13,5m)
Les résultats du tassement avec tous ses paramètres sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-6:résultats du tassement avec ses caractéristique

Profondeur (m)	Cs (%)	$e_o + 1$	$\Delta\sigma_z$ (bars)	σ_o (bars)	Iz	ΔH (cm)
13.50 ~ 14.00	1.66	1.672	1.5	2.08	1.00	0.361
14.00 ~ 16.00	1.66	1.672	1.477	2.20	*0.985*	1.341
16.00 ~ 18.00	1.66	1.672	1.441	2.40	0.961	1.161
18.00 ~ 20.00	1.66	1.672	1.441	2.59	0.961	1.041
20.00 ~ 22.00	1.66	1.672	1.441	2.79	0.961	0.812
22.00 ~ 24.00	1.66	1.672	1.441	2.99	0.961	0.848
24.00 ~ 26.00	1.66	1.672	1.23	3.18	0.82	0.343
26.00 ~ 28.00	1.66	1.672	1.23	3.38	0.82	0.311
28.00 ~ 30.00	1.66	1.672	1.23	3.57	0.82	0.301
30.00 ~ 32.00	1.66	1.672	1.23	3.77	0.82	0.280
32.00 ~ 34.00	1.66	1.672	1.23	3.96	0.82	0.271
34.00 ~ 36.00	1.66	1.672	0.978	4.16	0.645	0.261
36.00 ~ 38.00	1.66	1.672	0.967	4.36	0.645	0.151
38.00 ~ 40.00	1.66	1.672	0.967	4.55	0.645	0.131
						7.61

III.3.2 A partir des essais pressiométriques :

Selon L. MENARD, le tassement d'une fondation rigide est donné par les deux formules ci-dessous, qui comprennent le terme de déformation angulaire et celui de la déformation volumétrique :

Tassement sphérique : Tassement déviatorique : Tassement total :

$$S_c = \frac{\alpha}{9 . E_c} \left(Qs - \sigma'_{v0}\right) . \lambda_c . B \qquad S_d = \frac{2}{9 . E_d} \left(Qs - \sigma'_{v0}\right) . B_0 . \left(\lambda_d . \frac{B}{B_0}\right)^{\alpha} \qquad S_t = S_c + S_d$$

- λc : Coefficient de forme.
- α : Coefficient rhéologique du sol.
- Qs : Contrainte effective moyenne appliquée au sol par la fondation.
- B0 : Largeur de référence égale à 0,60 m.
- Ec : Module pressiométrique équivalent de la zone sphérique.
- Ed : Module pressiométrique équivalent de la zone déviatorique

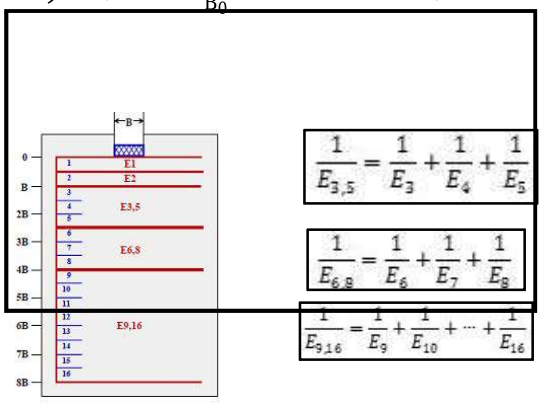


Figure 41:Figure III 1: schéma des modules pressiométrique [3].

KISSOUM.Mouloud
AISSAOUI.Abdellah

Tableau III-7:coefficient de structure du sol *[2].*

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable & Gravier		Type	Roche
	α	E/PI	α	E/PI	α	E/PI	α	E/PI	α		α
Sur consolide ou très serre		>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	Très peu fracture	2/3
Normalement consolide ou normalement serre	1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6à10	1/4	Normal	1/2
Sous-consolide ou lâche		7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3			Très fracture	1/3
										Très altère	2/3

Tableau III-8:coefficient de forme de la fondation [2].

L/B	Cercle	Carre	2	3	5	20
λc	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
λd	1.00	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65

On résume les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Tableau III-9: résultats du tassement des essais in-situ

Sondage	Type de fondation	Ancrage D (m)	Largeur B (m)	α	E_c (bars)	E_d (bars)	Q_s (bars)	S_c (cm)	S_d (cm)	S_t (cm)	
SP01-SP03	Radier général	13.5	35	1	260	603.44	3.7	1.77	2.11	3.9	
SP02-SP04	Radier général	13.5	35	1	367.72	716.54	3.7	1.25	1.78	3.03	

III.4 Interprétation des résultats :

La différence entre les deux méthodes (3,9 cm en laboratoire et 7,61 cm avec le pressiomètre) peut être due à plusieurs facteurs :

Effet de l'échantillon : En laboratoire, l'échantillon de sol est souvent moins représentatif du sol naturel, car il est perturbé lors du prélèvement. Cela peut conduire à des résultats légèrement sous-estimés par rapport à des conditions in situ.

Conditions in situ : Le pressiomètre donne une meilleure estimation des conditions réelles du sol. Il prend en compte la densité, l'humidité, et la structure réelle du sol qui peuvent influencer le tassement de manière significative.

Différences dans les méthodologies : La méthode pressiométrique peut intégrer des effets non capturés par les tests en laboratoire, tels que des contraintes latérales ou des changements de charge.

- Conclusion technique :

Le tassement calculé à partir de la méthode pressiométrique est généralement inférieur à celui obtenu par la méthode de laboratoire. Cette différence peut s'expliquer par le fait que les essais pressiométriques tiennent compte des conditions in situ, où le sol conserve sa structure naturelle et son état de contraintes. En revanche, les échantillons prélevés pour les essais œdométriques en laboratoire subissent souvent des perturbations (remaniement, dessiccation, reconsolidation), ce qui peut conduire à une surestimation du tassement.

Le tassement total pour le radier doit être pris en compte pour dimensionner correctement les fondations et garantir que le radier est capable de supporter les charges sans compromettre la stabilité de la structure. Il est aussi essentiel de vérifier que le tassement total ne dépasse pas les limites acceptables pour la construction.

III.5 **Analyse numérique :**

La vérification de la capacité portante ainsi que **l'**évaluation des tassements ont également été réalisés à l'aide du logiciel GEO5, un outil spécialisé dans l'analyse géotechnique avancée.

Ce logiciel permet de modéliser avec précision le comportement du sol en intégrant des paramètres géotechniques détaillés, tels que le module d'élasticité, la cohésion**,** l**'**angle de frottement interne**,** la perméabilité, et d'autres propriétés mécaniques essentielles. Il tient également compte des conditions de chargement réelles appliquées à la fondation, incluant les charges permanentes**,** variables**,** excentrées, ainsi que les charges réparties ou ponctuelles.

Contrairement aux méthodes de calcul manuelles, souvent basées sur des hypothèses simplificatrices, GEO5 combine des méthodes analytiques et numériques pour offrir une simulation plus représentative des conditions réelles du terrain. Cette approche permet une meilleure prise en compte des interactions sol-structure, de la variabilité des couches de sol**,** et des effets de la nappe phréatique, conduisant à une analyse plus fiable et plus sécurisée du comportement des fondations.

Les résultats de cette modélisation sont illustrés ci-après à travers des schémas et profils générés par le logiciel.

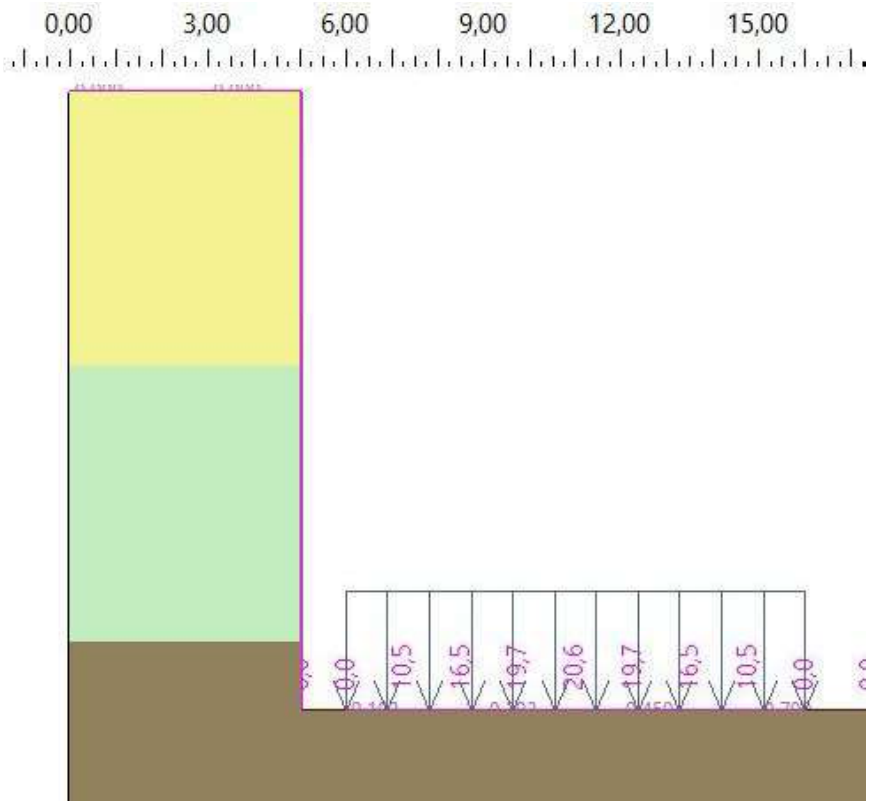


Figure III-3:schéma représentatif des différentes couches de sol avec les surcharges

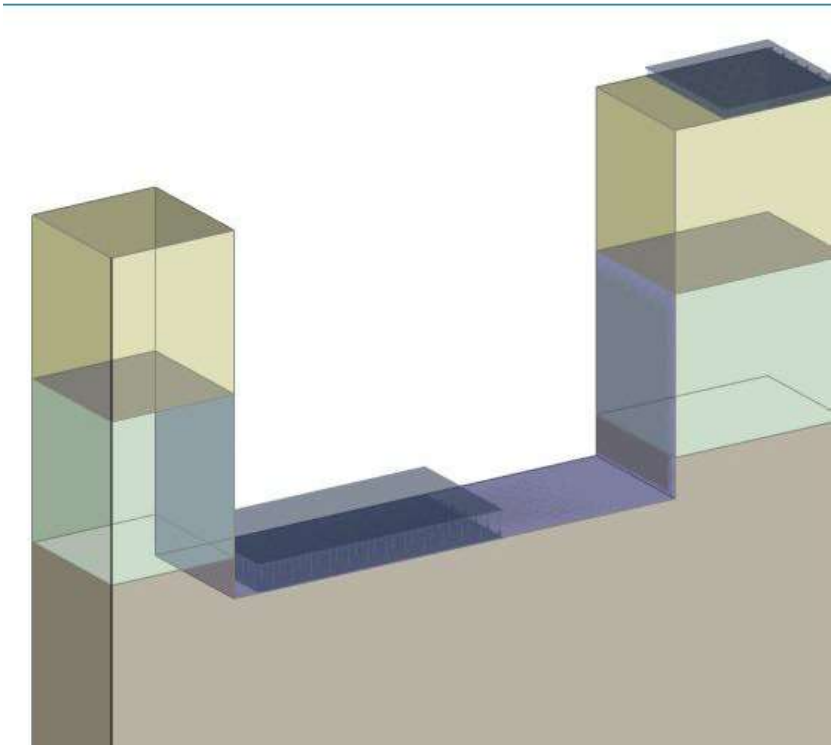


Figure III-4:schéma en 3D sur les différentes couches de sol, surcharge et nappe phréatique

On lance l'analyse sur GEO5 et on obtient les résultats suivants :

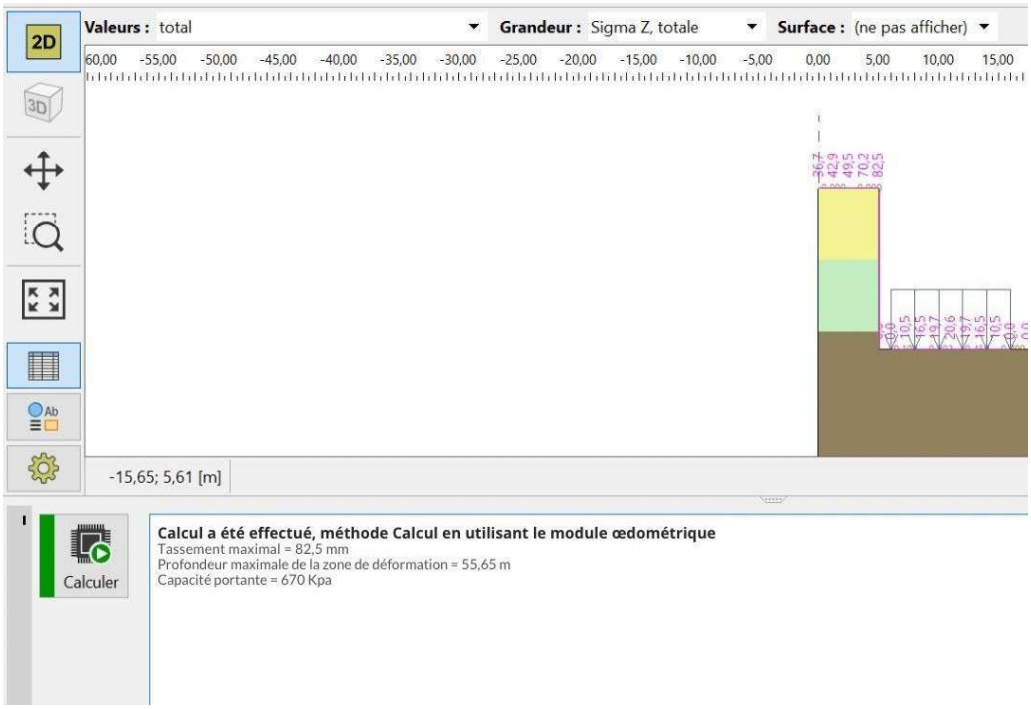


Figure III- 5:Résultats de calcul donnés par GEO5

Interprétation des résultats obtenus avec Geo5 :

À l'aide du logiciel Geo5, le tassement total du radier général a été évalué à 82,5 mm, ce qui reste dans les limites admissibles pour ce type d'ouvrage. La capacité portante du sol a été estimée à 670 kPa, alors que la contrainte de service appliquée par la structure est de **3,7** Bars. Étant donné que la capacité portante (670 kPa) est largement supérieure à la contrainte de service, la fondation est considérée comme stable et admissible vis-à-vis du critère de portance.

III.6 Conclusion :

L'étude menée à travers les trois méthodes d'analyse essais pressiométriques, essais de laboratoire et modélisation numérique via le logiciel Geo5 a permis d'évaluer de manière rigoureuse la capacité portante et le tassement du radier. Les résultats obtenus montrent une bonne cohérence globale, malgré des variations liées aux hypothèses et aux conditions spécifiques à chaque méthode.

Dans tous les cas, la contrainte de service appliquée (3,7 bars) reste inférieure à la contrainte admissible déterminée, ce qui assure la stabilité du radier face aux sollicitations structurelles. De plus, les tassements estimés, bien que variables (entre 3 et 8,25 cm), restent admissibles pour une fondation de type radier général.

Cette approche comparative met en évidence l'importance de croiser plusieurs méthodes de calcul pour affiner l'interprétation des résultats et réduire les incertitudes. Elle souligne également la pertinence des logiciels géotechniques modernes comme Geo5, qui permettent d'intégrer les effets combinés du sol, des charges et des conditions aux limites, tout en restant conformes aux normes en vigueur.

On résume les différents résultats obtenus dans le tableau suivant :

Tableau III- 10:Récapitulatif des résultats obtenus.

Méthode	Ancrage D(m)	Contrainte admissible Q_{adm} **(bars)**	Contrainte de service établit par le B.E.T q_s **(bars)**	Tassement (Cm)
A partir des essais pressiométrique	13,5	10,23	3,7	3 à 4
A partir des essais de laboratoire	13,5	14,6	3,7	7,61
A partir des résultats obtenus par GEO5	13,5	6,7	3,7	8,25

CHAPITRE *IV :*

Etude de Dimensionnement d'un blindage.

IV.

IV.1 Introduction :

Le dimensionnement d'un système de blindage est une phase cruciale pour assurer la stabilité d'une fouille. Le défi majeur de cette phase est de veiller à ce que le sol autour de la fouille reste stable, sans porter atteinte à la sécurité des structures environnantes. Le blindage doit être conçu de telle sorte à résister à l'action exercée par la pression latérale du sol, sans faire subir à celui-ci le moindre mouvement susceptible de déstabiliser l'intégrité de l'ouvrage.

Nous avons pour objectif de détailler les différentes étapes de dimensionnement d'un blindage, avec prise en compte de chaque niveau de construction.

IV.2 Dimensionnement de l'écran de soutènement :

La fouille en question atteint une profondeur de 13,5 mètres, ce qui la classe parmi les excavations profondes nécessitant un soutènement spécifique, capable de résister aux importantes pressions exercées par le terrain environnant. À cela s'ajoute la présence d'une nappe phréatique localisée à environ 6 mètres de profondeur, générant une pression hydrostatique supplémentaire sur la paroi de soutènement. Dans ce contexte, il devient impératif d'assurer à la fois la stabilité globale du sol et une certaine imperméabilité de l'enceinte de fouille afin de garantir des conditions optimales pour l'exécution des travaux.

Dans cette optique, l'option des pieux sécants se révèle la plus pertinente : elle combine l'étanchéité indispensable et une excellente résistance face aux poussées latérales importantes à grande profondeur. Par ailleurs, afin de consolider d'avantage le rideau de pieux et de limiter au maximum les déplacements horizontaux susceptibles d'apparaître, l'installation de tirants d'ancrage est également envisagée.

Le diamètre des pieux ainsi que le dimensionnement des tirants d'ancrage seront définis ultérieurement dans ce chapitre, après avoir déterminé les contraintes qui s'appliquent sur le rideau de soutènement.

IV.2.1 Estimation des poussées et de butées :

Dans cette étape, nous allons procéder à la construction des diagrammes de poussée et de butée. Cependant, avant de commencer, il est nécessaire de définir les paramètres géotechniques du sol qui sont essentiels pour nos calculs. Ces données, obtenues à partir des études géotechniques, nous permettront de choisir les formules de calcul adéquates pour déterminer les pressions latérales agissant sur le blindage.

Une fois ces paramètres établis, nous utiliserons les formules de calcul appropriées pour la poussée active et passive, qui nous permettront de tracer les diagrammes de poussée et de butée à chaque phase de la construction.

Les formules utilisées sont les suivantes [1] :

- Calcul de poussée : $\sigma a(Z) = (K_{a\gamma} \times \gamma \times Z + K_{aq} \times Q - K_{ac} \times C) \times \cos\delta + U$.(1)
- Calcul de butée : $\sigma p\ (Z) = (K_{p\gamma} \times \gamma \times Z + K_{pq} \times Q + K_{pc} \times C) \times \cos\delta/s + U$.(2)

Tel que :

U = 0 pour un état non saturé

U = $\gamma w \times z$: poussée hydrostatique et γw=10$kNm3$⁄: Poids volumique de l'eau.

S : coefficient de sécurité de la butée.

S= 2 pour le cas d'un écran simplement buté.

S= 1 pour le cas d'un écran encastré et a un ou plusieurs ancrages.

Q est la surcharge appliquée au sol

Les coefficients de poussées et butées :

$K_{a\gamma}$: Coefficients de poussées des terres normales à l'écran.

$K_{p\gamma}$: Coefficient de butées des terres normales à l'écran.

K_{aq} : Coefficients de poussées dues à la surcharge normale à l'écran.

K_{pq}: Coefficients de butées dues à la surcharge normale à l'écran.

K_{ac} : Coefficients de poussées normales à l'écran pour un massif cohérent.

K_{pc} : Coefficients de butées normales à l'écran pour un massif cohérent.

Ses coefficients sont déterminés en utilisant 'les tables de J. Kérisel et E. Absi' (Tableau1 ANNEXE B).

$$K_{ac} = K_{a\gamma} * \frac{Cos(\delta)}{Tan(\varphi)}. \qquad K_{pc} = K_{p\gamma} * \frac{Cos(\delta)}{Tan(\varphi)}$$

Pour ce qui est de la valeur de l'angle de frottement sol-structure 'δ' elle est déterminer à partir du tableau suivant :

Tableau IV-1:Tableau récapitulatifs des valeurs de l'angle de frottement sol-structure.

Rugosité de l'écran	**δ**
Parfaitement lisse	0
Moyennement rugueux	±**2 /3** φ
Parfaitement rugueux	±φ

Dans ce qui suit, nous établirons un tableau récapitulatif des paramètres géotechniques extraits du rapport géotechnique (voir ANNEXE A), ainsi que des valeurs des coefficients de poussée et de butée.

Tableau IV- 2:Tableau récapitulatif des paramètres du sol.

Sols	Caractéristiques	Poussée			Butée		
		$Ka\gamma$	Kaq	Kac	$Kp\gamma$	Kpq	Kpc
Argile limoneuse 0m – 6m	φ = 26° -φ'=29° δ =13.33°-δ=19.33 C= 26 KPa - C'=19 γ d = 17.8 KN/m^3 γ h = 20.9KN/m3	0.348	0.348	1.26	3.91	3.91	8.08
Alternance de sable fin et blocs de Gres 6m – 12m	φ = 35° - φ'=31° δ = 23.33°-δ=20.66° C= 42 KPa - C'=5KPa γ d =17.65KN/m^3 γ h = 21KN/m^3	0.25	0.25	1.07	8.0	8.0	10.14
Marne >12m	φ = 25° - φ'=28° δ = 16.66°-δ=18.66° C= 45KPa - C'=45KPa γ d = 15.7 KN/m^3 γ h = 19.5 KN/m^3	0.36	0.36	1.67	3.61	3.61	7.27

Une fois les paramètres nécessaires résumés dans le tableau précédent (tableau IV.2), nous procéderons à la réalisation des diagrammes de poussée et de butée en respectant les différentes phases de construction.

Concernant les phases de construction, nous avons choisi d'implanter deux rangées de tirants d'ancrage. Pour déterminer leur profondeur, nous avons divisé la profondeur totale du fond de fouille, qui est de 13,5 m, en trois parties égales afin d'obtenir des surfaces équilibrées entre les tirants. Ainsi, la première rangée de tirants est implantée à 4,5 m de profondeur, tandis que la deuxième se situe à 9 m.

Cela nous donne une première phase avec une profondeur de fouille de 5,5 m, puis nous implantons la première rangée de tirants d'ancrage à une profondeur de 4,5 m.

a) Phase 01 : Excavation jusqu'à z=5.5m :

Lors de cette excavation, nous tenons compte de la surcharge qui est appliquée sur la périphérie. Pour notre cas, la surcharge due à la route qui est considéré comme la plus défavorable estimée à 10 kN/m².

Une fois que les surcharges ont été déterminées, nous appliquons successivement la formule de poussée et celle de butée. À partir des données fournies dans le « tableau IV.2», nous procédons aux calculs des valeurs de la poussée et de la butée.

Ces résultats sont ensuite résumés dans le diagramme suivant :

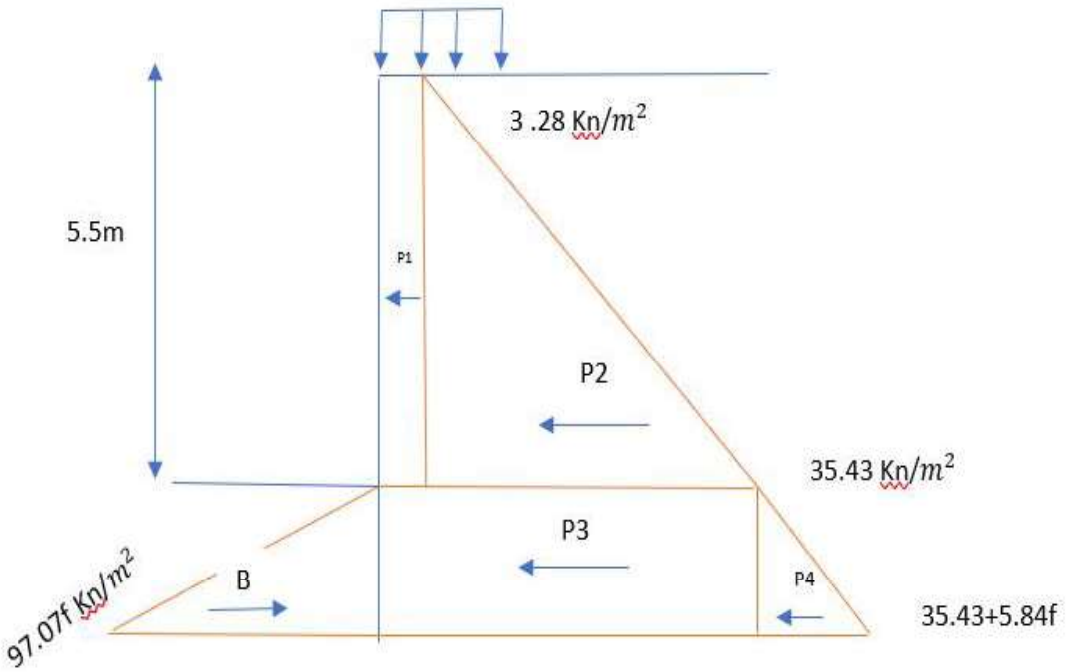


Figure IV- 1:Diagramme de poussée et butée phase 1.

- NB : La longueur située sous la profondeur du fond de fouille est considérée comme une variable inconnue, notée « f_i », qui représente la longueur de la fiche.
  « i » est l'indice du numéro de phase actuel .

Ci-joint le tableau des valeurs de poussée et de butée pour cette première phase :

Tableau IV- 3:valeurs de poussée et de butée.

Poussée	Butée
$\sigma a(Z) = (0.348 \times 17.8 \times z + 0.348 \times 10+) \times \cos 19{,}33°$	$\sigma p\ (Z) = (2.75\times 17.8 \times z +) \times \cos 19.33°$
0m<z<5.5m $\sigma a(0)$ =3.28 KN/m^2. $\sigma a(5.5)$ =35.43 KN/m^2. 5.5m<z<5.5+f $\sigma a(5.5)$ =35.43 KN/m^2. $\sigma a(5.5+f)$ =35.43+5.84f	0m<z<f $\sigma p(0)$ =0 KN/m^2. $\sigma p(Z)$ =97.07f KN/m^2.

Tableau IV- 4:valeurs des pressions.

Fi (KN /ml).	Bras de levier « Yi ».	Valeurs de Fi.
P1	2.75+f_1	18.04
P2	1.83+f_1	88.42
P3	f_1/2	35.43f_1
P4	f_1/3	7.74f_1^2
B	f_1/3	48.534 f_1^2

Calcul de la fiche de soutènement « f » :

$\Sigma\, M/O = 0 \Rightarrow \Sigma\, Bi \times Yi - \Sigma\, Pi \times Yi.$

$\Sigma\, M/O$ =13.59f_1^3-17.72f_1^2-106.46f_1 -211.42 =0.

Après la résolution de notre équation on trouve que f =3.5m.

Dans ce qui suit on va introduire le schéma ou on applique une force 'T1'due à la mise de la première rangée des tirants d'ancrage.

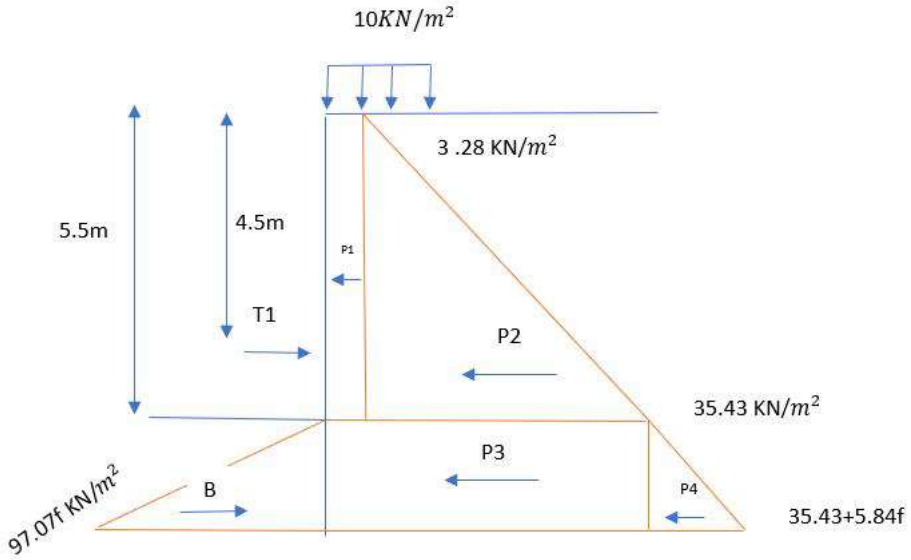


Figure IV- 2:Diagramme de poussée et butée phase01+T1.

La valeur de 'T1' ne sera pas déterminée lors de cette phase car lors de la première vérification on a eu un résultat de longueur de fiche de 3,5m qui est déjà satisfaite car la longueur de notre pieux sera de « 13.5+f » mètres ce qui nous laisse largement en sécurité lors de cette phase.

b) Phase 02 : Excavation jusqu'à z=10m :

Dans cette deuxième phase, l'excavation atteint une profondeur de z = 10 m.

Nous procédons de la même manière que lors de la phase précédente, en appliquant les mêmes étapes pour le calcul de la poussée et de la butée, tout en ajustant les valeurs en fonction de la nouvelle profondeur d'excavation. Il est important de prendre en compte la nappe d'eau, située à une profondeur de 6 m, car elle influence la pression exercée sur les

parois.Dans ce qui suit on va mettre le digramme de poussée et de butée pour pouvoir déterminer les forces exercées sur notre paroi.

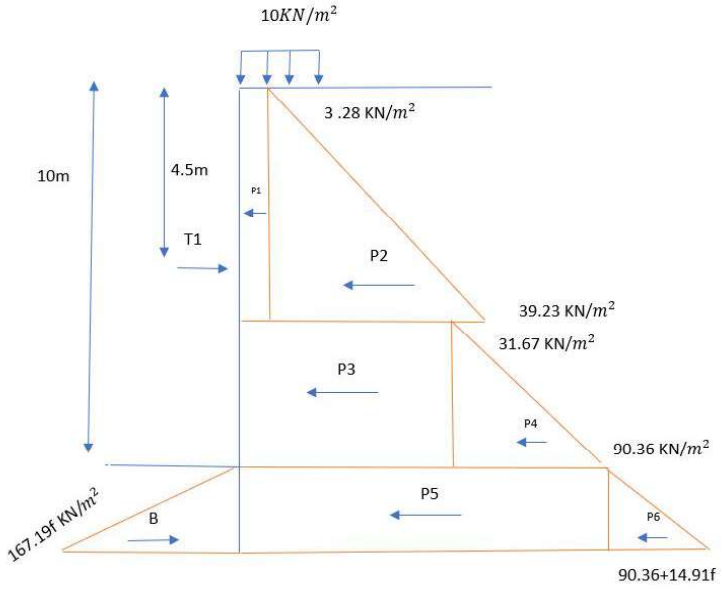


Figure IV- 3:Diagramme de poussée et butée phase02.

Voici le tableau des valeurs de poussée et de butée de cette deuxième phase qui reflètent les résultats illustrer dans la figure précédente

Tableau IV- 5:Valeurs de poussée et butée phase 2.

Poussée	Butée
0m<z<6m σa (0) =3.28 KN/m^2. σa (6) =39.23 KN/m^2. 6m<z<10m σa (6) =31.67 KN/m^2. σa(10) =90.36 KN/m^2. 10m<z<10+f σa (10) =90.36 KN/m^2. σa (10+f) =90.36+14.91f KN/m^2.	0m<z<f σp(0) = 0KN/m^2. σp(f) = 167.19f KN/m^2.

Tableau IV- 6:Valeurs des pressions phase 2.

Fi (KN/ml)	Bras de levier « Yi »	Valeurs de Fi
P1	8+f_2	19.68
P2	7+f_2	109.79
P3	2.5+f_2	199.3
P4	1.67+f_2	126.25
P5	f_2/2	90.36f_2
P6	f_2/3	7.46f_2^2
B	f_2/3	48.53f_2^2

Calcul de la fiche de soutènement « f » :

$\Sigma M/O = 0 \Rightarrow \Sigma Bi \times Yi - \Sigma Pi \times Yi.$

$\Sigma M/O$ =13.69f_2^3-45.18f_2^2-455.02f_2 -1635.06 =0.

Après la résolution de notre équation on trouve que f_2 =9m.

Dans ce qui suit nous allons introduire un schéma détaillant les forces exercées par les tirants d'ancrage sur le rideau de soutènement. Plus précisément, nous allons représenter la force T1 générée par la mise en tension de la première rangée de tirants d'ancrage, ainsi que la force T2 associée à la mise en tension de la deuxième rangée. Ce schéma est essentiel pour mieux comprendre l'évolution des forces et leur impact sur la stabilité du système de soutènement tout au long de l'exécution du projet.

Le schéma initial, qui avait été présenté ne prenait pas en compte la force T1 . En effet, à ce moment-là, cette force n'avait pas encore été déterminée, ce qui rendait impossible son inclusion dans les calculs préliminaires. Ainsi, le schéma précédemment proposé avait été conçu de manière simplifiée. Ce choix visait à éviter des complications inutiles dans les premières phases de calcul, étant donné que T1était une inconnue à ce stade des calculs.

Il est important de souligner que la force T1 , bien qu'initialement omise, joue un rôle crucial dans l'équilibre global du système de soutènement.

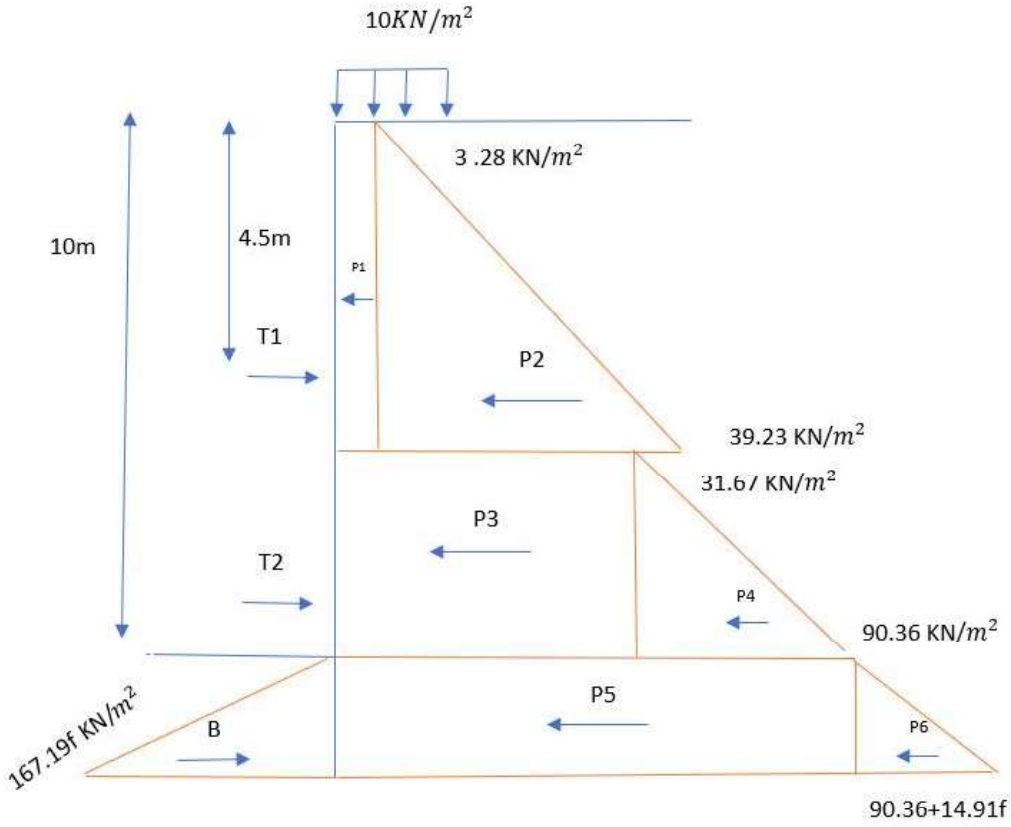


Figure IV- 4:Diagramme de poussée et butée phase02+'T1'et'T2'

Durant cette phase, il est indispensable de déterminer précisément les forces T1 et T2 , sachant que la longueur de fiche f2 est fixée à 9 mètres, tandis que la longueur totale du pieu correspond à 13,5+f mètres. Cette étape est essentielle pour permettre le calcul de la force de mise en tension des tirants d'ancrage, dans l'objectif de limiter la longueur de fiche, qui, sans ajustement, risquerait d'être excessive au regard de la profondeur de la fouille.

Nous posons comme hypothèse que T1=T2=200 kN.

À partir de l'intégration de ces deux valeurs dans nos calculs, nous obtenons le tableau suivant, qui synthétise les forces considérées au cours de cette phase d'analyse.

Tableau IV- 7:Valeurs des pressions phase 2 partie 2.

Fi (KN/ml)	Bras de levier « Yi »	Valeurs de Fi
P1	$8+f_2$	19.68
P2	$7+f_2$	109.79
P3	$2.5+f_2$	199.3
P4	$1.67+f_2$	126.25
P5	$f_2/2$	$90.36f_2$
P6	$f_2/3$	$7.46{f_2}^2$
B	$f_2/3$	$48.53{f_2}^2$
T1	5.5+f	200
T2	1+f	200

Calcul de la fiche de soutènement « f » :

$\Sigma M/O = 0 \Rightarrow \Sigma Bi \times Yi + \Sigma Ti \times Yi - \Sigma Pi \times Yi.$

$\Sigma M/O = 13.69{f_2}^3 - 45.18{f_2}^2 - 5.02f_2 - 35.05.$

Ce qui nous fait une longueur de fiche de $f_2 = 3.59$m.

c) Phase 03 : Excavation jusqu'à une profondeur de z=13.5m.

Dans cette troisième phase d'excavation, l'objectif principal est d'atteindre la profondeur finale de la fouille, soit environ 13,5 mètres, correspondant au niveau le plus bas des futurs sous-sols du bâtiment. Cette étape est particulièrement critique, car elle représente le moment où les contraintes exercées sur la paroi de soutènement sont les plus importantes, du fait de l'absence quasi totale de confinement latéral.

Une fois cette profondeur atteinte, il est indispensable de procéder à une vérification rigoureuse de la stabilité globale du système de soutènement. Cette vérification doit tenir compte de l'ensemble des sollicitations auxquelles la paroi est soumise, notamment les pressions latérales du sol, les effets de la nappe phréatique, et les forces induites par les charges permanentes et les surcharges en surface.

Pour cela, nous avons établi un diagramme de poussée et de butée qui permet de représenter de manière graphique et quantitative la répartition des pressions latérales sur toute la hauteur de la paroi. Ce diagramme est un outil fondamental pour visualiser l'évolution des efforts en fonction de la profondeur, et pour identifier les zones les plus sollicitées de l'ouvrage. Il tient également compte des différentes phases de creusement et de la mise en place progressive des tirants d'ancrage.

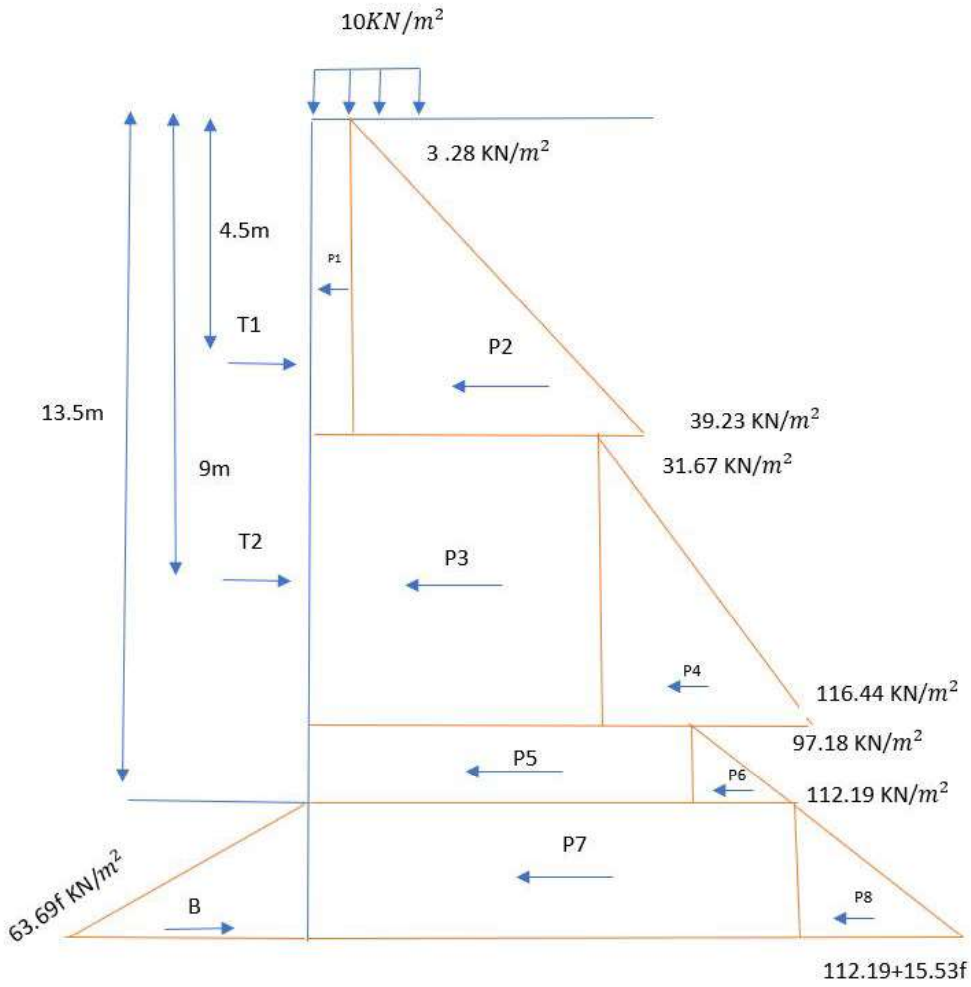


Figure IV-5 : Diagramme de poussée et de butée pahse03.

Dans le tableau suivant on résume les valeurs de poussée et butée indique sur le diagramme « figure 51 »

Tableau IV-8:Valeurs poussée et butée phase 3

Poussée.		Butée.
0m<z<6m. σa (0) =3.28 KN/m^2 σa (6) =39.23 KN/m^2 6m<z<12m σa (6) =31.67 KN/m^2 σa (12) =116.44 KN/m^2 12m<z<13.5m σa (12) =97.18 KN/m^2 σa(6) =112.19 KN/m^2	13.5m<z<13.5+f σa(13.5) =112.19 KN/m^2 σa(13.5+f) =112.19+15.35f KN/m^2	0<z<f σp (0) =0 KN/m^2 σa(f) =63.69f KN/m^2

Tableau IV-9:Valeurs des pressions phase03.

Fi (KN/ml)	Bras de levier « Yi »	Valeurs de Fi
P1	10.5+f	19.68
P2	9.5+f	109.78
P3	4.5+f	190.02
P4	3.5+f	254.32
P5	0.75+f	145.77
P6	0.5+f	20.01
P7	f/2	112.19f
P8	f/3	$7.68f^2$
B	f/3	$31.85f^2$
T1	9+f	200
T2	4.5+f	200

En appliquant l'équilibre des moments on détermine la longueur de fiche de soutènement « f » :

$\Sigma M/O = 0 \Rightarrow \Sigma Bi \times Yi + \Sigma Ti \times Yi - \Sigma Pi \times Yi.$

$\Sigma M/O = 9.06f^3 - 46.09f^2 - 9.58f - 44.09 = 0.$

Après la résolution de notre équation on trouve que f = 5.44 m.

On prend 5.5m pour avoir une longueur de pieux de 19 m.

À l'issue des calculs réalisés selon la méthode graphique, fondée sur l'équilibre des forces et des moments exercés par les poussées latérales, nous avons déterminé que la mise en œuvre de deux niveaux de tirants d'ancrage, chacun dimensionné pour reprendre une force de 200 kN, permettrait d'assurer la stabilité de notre paroi de soutènement.

En tenant compte des poussées actives et passives, ainsi que des effets liés aux charges appliquées et à la nappe phréatique, la longueur de fiche nécessaire a été estimée à 5,5 mètres, soit la partie encastrée de la paroi dans le sol résistant. Cette valeur garantit un ancrage suffisant pour résister aux efforts de basculement et d'arrachement.

Toutefois, la méthode graphique, bien qu'efficace pour une première approche, ne permet pas à elle seule de vérifier l'ensemble des mécanismes de rupture potentiels, ni d'évaluer les contraintes internes dans les éléments de soutènement. Il est donc indispensable de compléter cette analyse par des vérifications supplémentaires par une modélisation numérique.

Cette modélisation nous permettra de simuler les différentes phases d'excavation, d'analyser les déformations de la paroi, et de confirmer que les contraintes internes restent dans les limites admissibles. GEO5 nous servira ainsi à valider les résultats obtenus par les méthodes manuelles et à garantir la conformité de notre conception aux exigences de stabilité et de sécurité du chantier.

IV.2.2 Détermination manuelle de la longueur libre et scellé des tirants (vérification de l'arrachement) :

a) Calcul longueur scellé :

Pour que le scellement joue son rôle, il faut tout d'abord que les aciers ne puissent pas glisser à l'intérieur du coulis et la plupart des ciments fabrique actuellement peuvent être utilisé dans ce cas [2]. La résistance externe est définie comme suit :

$$R_{d,t} = Fr * \frac{T_L}{\gamma_m}$$

$$T_L = Ds * Ls * q_s * \pi.$$

- T_L : Traction limite du tirant d'ancrage.
- γm : Coefficient de sécurité partielle = 1,1.
- Fr : Facteur de réduction = 0,75.
- Ds : Diamètre moyenne du bulbe de scellement. La valeur Ds dépend :
  Diamètre de forage Dd ;
  Nature et de la compacité des sols ;
  Mode de scellement.

Cette valeur est évaluée avec la formule en introduisant un coefficient de majoration α

$$Ds = \alpha \times Dd$$

Ls : Longueur de scellement. La valeur de la longueur de scellement se calcule à partir de l'équation précédente.

Ls = 8 m (pour les deux profils).

qs : Frottement latérale unitaire s'exercent le long de la surface latérale du bulbe, dépend de la nature du sol, de sa consistance ou de sa compacité et bien évidemment du mode de scellement choisi (IGU pour notre cas) pour réaliser les tirants. Ces valeurs sont données par les abaques de M.Bustamante.(ANNEXE C).

Avec une force de traction de 200KN pour nos tirants d'ancrage, on a utilisé la fiche technique du fournisseur DYWIDAG type Tirant d'ancrage câble, et le choix s'est porté sur 2T15 après avoir vérifié les valeurs de résistance a la rupture de ces câbles qui s'évalue à 372KN et avoir respecté la condition que $P < 0.65\ P_{t,k}$.

P : Force d'ancrage.

$P_{t,k}$:Valeur caractéristique de la force rupture des armatures.

Pour ce qui est de l'inclinaison d'après la norme 'TA95'pour nos conditions de terrain spécifier dans l'ANNEXE C on se doit de choisir une protection de classe P2 pour la partie libre du câble, et en se réfèrent à la fiche technique du fournisseur DYWIDAG on prend une inclinaison de 20°.

Tableau IV- 10:Evaluation de la résistance externe selon la longueur de scellement.

Couche	D_d (mm)	α	D_s (mm)	L_s (m)	q_s (MPa)	T_L (KN)	$R_{d,t}$ (KN)	Resistance total. (KN)	Longueur scellement Total (m).
Argile limoneuse	120	1.2	144	0.84	33	12.54	8.55	277.06	12
Alternance de sable fin et blocs de grés	120	1.2	144	11.16	78	393.81	268.51		
	120	1.2	144	2.77	78	97.74	66.64	227.95	7
Marne.	120	1.2	144	4.23	100	236.59	161.31		

D'après le tableau précèdent les longueurs de scellement de la première et deuxième rangée de tirants d'ancrages sont respectivement « 12m » et « 7m ».

Les résistances totales précédentes restent à vérifier par les valeurs réelles du travail des tirants même si elles sont supérieures à 200KN applique au par avant.

b) Calcul de la longueur libre :

La longueur libre requise sera positionnée de manière à maintenir le scellement à l'extérieur de la zone théorique de rupture des écrans. Dans une première estimation, nous considérons que le scellement se situe en dehors de la cale de poussée active $(45-\varphi/2)$, offrant ainsi un niveau de sécurité supplémentaire. La détermination de la longueur libre se fait de manière graphique, comme indiqué sur la figure suivante.

L'intérêt d'avoir une longueur libre assez longue pour maintenir le scellement en dehors de la zone théorique de rupture est d'assurer la stabilité de notre écran en garantissant que notre tirant d'ancrage n'arrache pas le sol dont il est scellé donc garantir que notre scellement est théoriquement scellé dans un sol qui ne risque pas de s'arrache (un sol théoriquement stable).

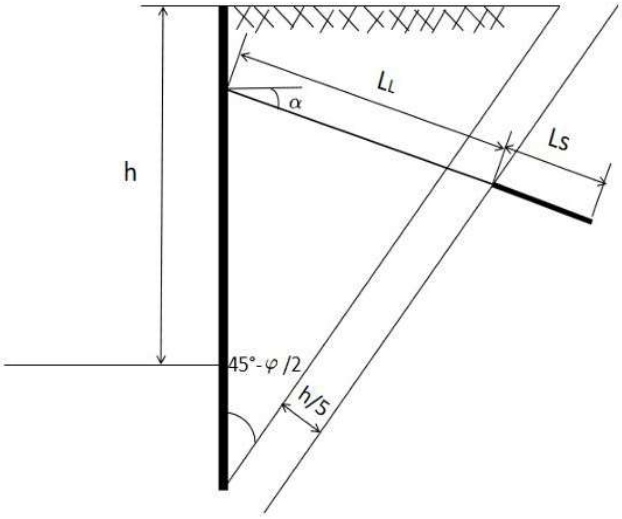


Figure IV- 6:Schéma graphique pour la détermination de la longueur libre.

La longueur libre est définie en fonction du plan de glissement du sol, lequel se base sur la dernière couche de sol à laquelle le pieu est ancré. De plus, un facteur de sécurité, supposé égal à H/5 [3] , est pris en compte. En appliquant ces paramètres, nous obtenons :

Tableau IV- 11:Valeurs de la longueur libre.

Profondeur Zi (m)	Longueur libre (m)
4.5	7
9	6

Après avoir effectué les calculs manuels précédents, il a été constaté que les tirants ainsi que l'écran de soutènement satisfont aux critères de stabilité conformément aux vérifications établies. Afin de renforcer la fiabilité du prédimensionnement des tirants et de garantir la sécurité globale de l'ouvrage, une modélisation numérique est introduite dans la suite de l'étude. Celle-ci permettra de valider l'ensemble des hypothèses par des analyses plus approfondies et de procéder à toutes les vérifications complémentaires nécessaires.

IV.2.3 Analyse numérique :

Pour ce qui est de notre Analyse numérique en utilisant le logiciel GEO 5 on se doit de commencer par une saisi précise des données du sol et du réglage des paramètres et des normes avec lesquels notre logiciel considéra ses facteurs de sécurité, on a aussi introduit les valeurs du module Menard pour avoir une meilleure appréciation du terrain pour ce qui est des détails de nos réglages ils seront disponibles dans la note de calcul donné par le logiciel (ANNEXE D)

a) Phase 1 : Mise en place de l'écran de soutènement.

Les pieux sécants sont mis en place avant l'excavation on les met en préalable avant d'entamé les excavations, pour notre modèle on a pris des pieux de diamètre 800mm, de longueur de 19 mètres on admet que la longueur de fiche est de 5,5m comme elle a été détermine au par avant, les images qui vont suivre mettrons en évidence les détails nécessaires.

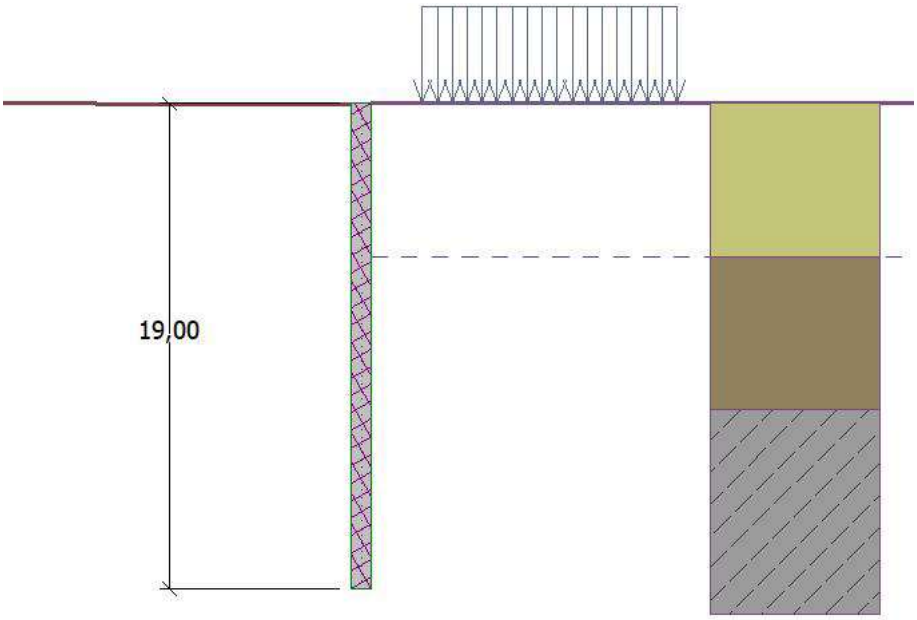


Figure IV- 7:Phase0 de l'excavation.

Comme illustré à la figure IV-7, cette phase tient compte d'une charge routière appliquée à une distance de 2 mètres du rideau de pieux. Cette configuration correspond à la plus défavorable parmi les quatre façades du terrain étudié. Bien que les écarts entre les différentes configurations ne soient pas significatifs, cette façade demeure la plus critique du point de vue géotechnique.

Par ailleurs, les trois couches de sol identifiées dans le rapport géotechnique (voir **Annexe A**) ont été modélisées conformément aux données fournies. Les caractéristiques mécaniques et les épaisseurs de ces couches sont récapitulées dans le « tableau IV.2 ».

Enfin, le rideau de pieux, d'une longueur de 19 mètres, a été intégré au modèle dès la Phase 1, soit avant le début de l'excavation, conformément à la séquence d'exécution prévue.

b) Phase 2 : Excavation a une profondeur z=5,5m.

Lors de cette phase on commence l'excavation et on va jusqu'à la profondeur de 5,5m cette profondeur est spécifier car on devrait implanter une rangée de tirants d'ancrage a 4,5m, qui seront espacées de 1,4m dans la 2eme partie de cette phase d'excavation.

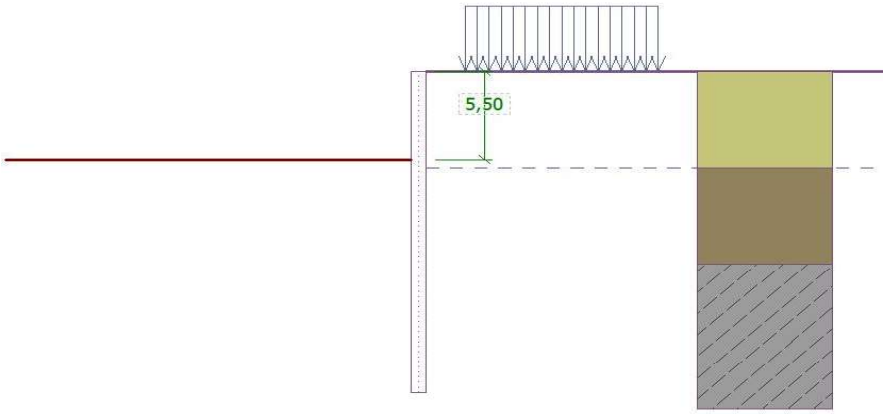


Figure IV- 8:Phase01 de l'excavation.

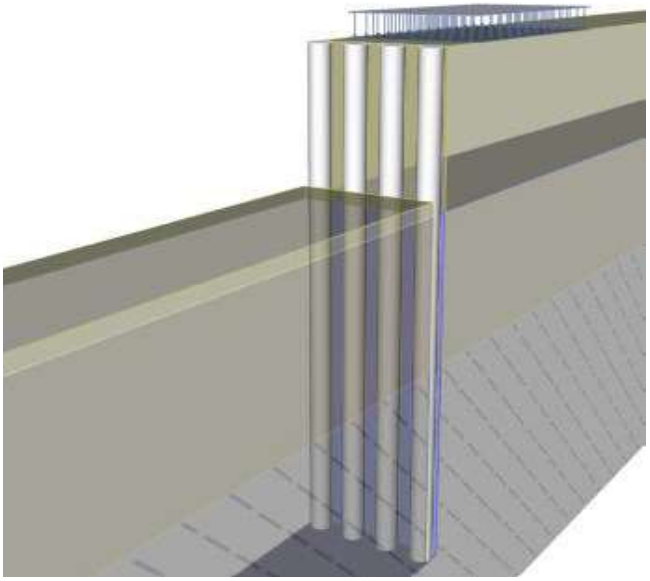


Figure IV- 9:modele 3D de la Phase 01 d'excavation.

Les deux figures précédentes nous montrent respectivement un modèle 2D et 3D de la phase 1 de notre excavation en spécifiant qu'on allait à une profondeur de 5.5m dans ce qui suit on va mettre en évidence les vérifications faites lors de cette étape

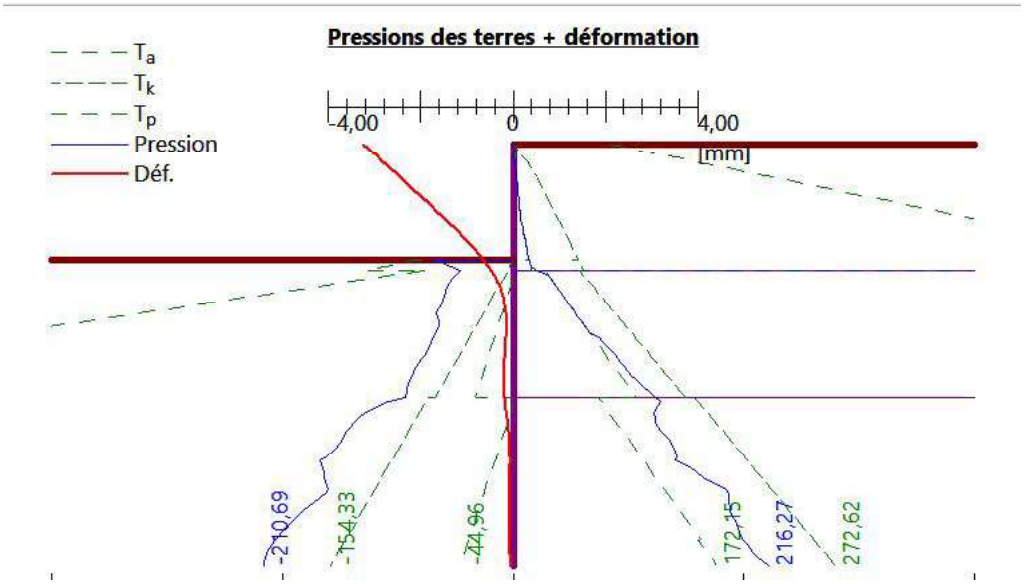


Figure IV- 10:pressions et déformations applique à l'écran de soutènement Phase01

La figure IV- 10 présente les déformations enregistrées lors de la première phase d'excavation. La déformation maximale observée est de 3,3 mm, une valeur largement admissible au regard des tolérances usuelles en matière de soutènement.

Une vérification de la stabilité globale de l'ouvrage a ensuite été effectuée, prenant en compte les risques de glissement et de renversement du rideau de pieux. L'analyse a été conduite selon la méthode de Bishop, et a permis d'obtenir un facteur de sécurité de 6,21, témoignant d'une situation largement sécurisée (voir Annexe D).

Dans la seconde partie de cette phase, un tirant d'ancrage est mis en œuvre. Celui-ci est implanté à une profondeur de 4,5 m, avec une longueur libre de 7 m et une longueur scellée de 12 m. Le tirant est incliné selon un angle de 20° par rapport à l'horizontale, conformément aux prescriptions techniques du projet.

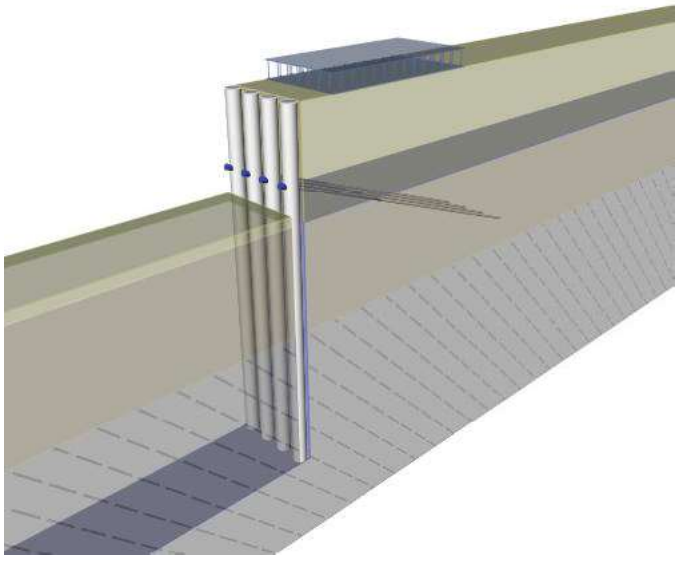


Figure IV- 12 : modèle 3D de la 2eme partie phase01

Comme établi lors du calcul manuel, l'écran de soutènement présente une stabilité suffisante sans l'apport de tirants durant cette phase. Par conséquent, la mise en place du tirant n'a pas entraîné de variation notable des déplacements observés. La déformation maximale reste donc de 3,3 mm, celle-ci étant principalement liée à la stabilité interne des pieux plutôt qu'à des sollicitations externes.

c) Phase 3 : Excavation a une profondeur de z=10m.

Au cours de cette phase, l'excavation se poursuit progressivement jusqu'à atteindre une profondeur de 10 mètres. Cette cote a été définie en fonction de la stratégie d'ancrage retenue pour notre système de soutènement. En effet, une deuxième rangée de tirants d'ancrage est prévue à une profondeur d'environ 9 mètres, afin de renforcer la stabilité de la paroi dans sa partie inférieure, soumise à des sollicitations plus importantes à mesure que l'excavation progresse.

Ces tirants sont espacés de 1,4 mètre, ce qui permet d'assurer une répartition homogène des efforts sur la paroi et de limiter les déformations latérales. La mise en place de cette rangée d'ancrages est prévue dans la seconde partie de cette phase d'excavation, une fois que le terrain aura été déblayé jusqu'à un niveau permettant leur installation en toute sécurité.

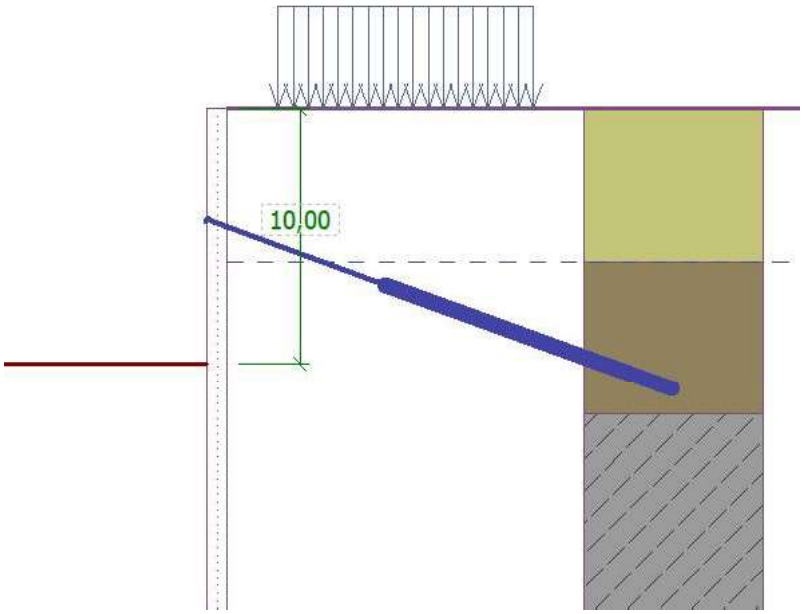


Figure IV- 13:Phase02 d'excavation.

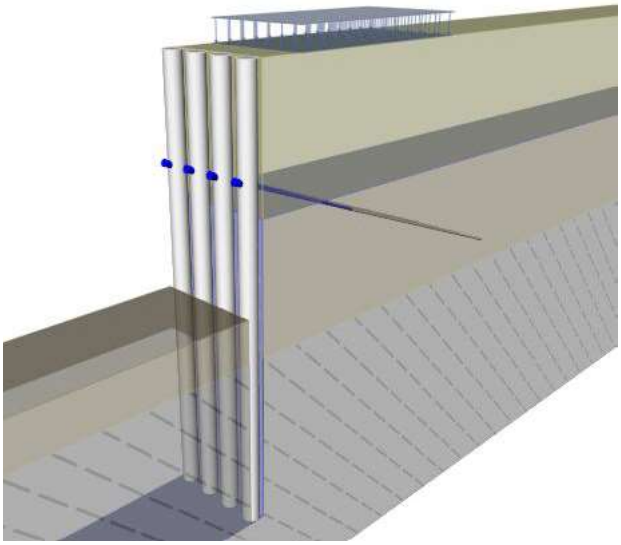


Figure IV- 14:modèle 3D de la 2eme phase

Les deux figures précédentes illustrent respectivement la modélisation 2D et 3D de la phase **01** de l'excavation, correspondant à une profondeur de 10 mètres. Dans ce qui suit, nous présenterons de manière détaillée les vérifications de stabilité et de déformation effectuées au cours de cette étape.

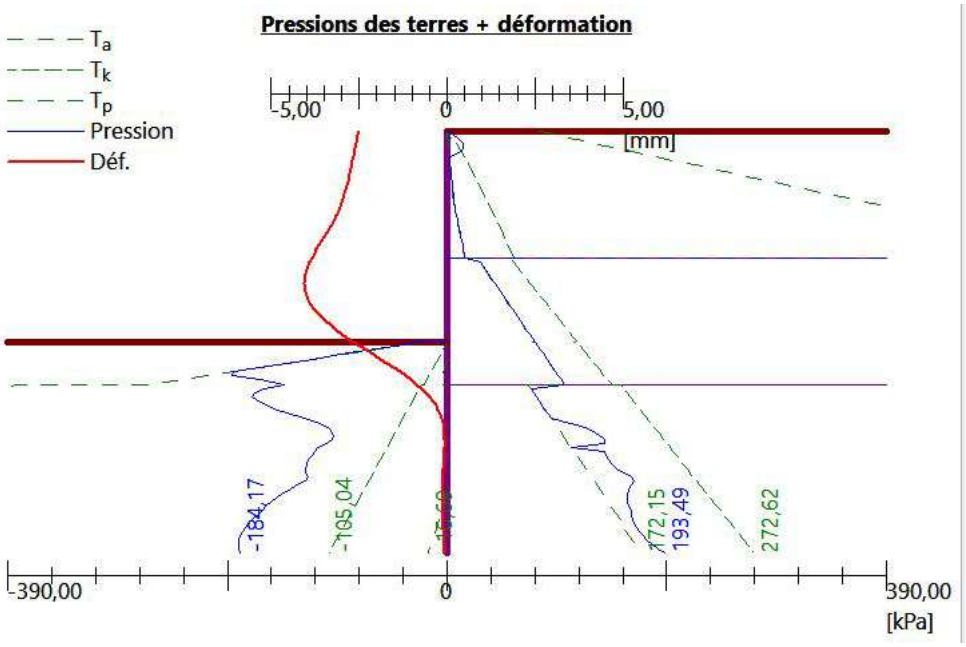


Figure IV- 15:Pressions et Déformations applique à l'écran de soutènement phase 02

La figure IV- *15* présente les déformations relevées lors de la deuxième phase d'excavation. La déformation maximale enregistrée est de 4,1 mm, une valeur jugée admissible.

Une vérification de la stabilité de pente a également été réalisée afin d'évaluer les risques de glissement global. L'analyse, menée à l'aide de la méthode de Bishop, a permis d'obtenir un

facteur de sécurité de 3,46, confirmant une situation hautement stable (voir Annexe D) et assurant ainsi la stabilité externe de l'ouvrage.

Une fois la stabilité externe confirmée, l'étude s'est poursuivie par la vérification de la capacité portante des tirants d'ancrage. Lors de cette phase, seule la première rangée de tirants est mise en œuvre. Le Figure ci-dessous présente un tableau qui synthèse des vérifications effectuées à ce stade.

Tableau IV- 12:Vérification de la capacité portante des tirants d'ancrages.

Profondeur z [m]	Nom	Force maximale F [kN]	Rupture de l'ancrage R_t [kN]	Arrachement du sol R_e [kN]	Arrachement du coulis de ciment R_c [kN]	Utilisation [%]	Vérification
4,50	DYWIDAG ancrage perma	200,00	372,00	252,27	425,61	79,28	Admissible

Le tableau précédent résume les résultats de vérifications faites pour assure la stabilité de nos tirants d'ancrages et les vérifications sont porte sur la vérification de rupture de l'ancrage qui est une valeur standard qui dépend du constructeur , vérification de l'arrachement du sol et aussi l'arrachement du colis de ciment , après que toute les vérifications soient admissibles c'est-à-dire supérieur à la valeur de la force maximal de traction on peut conclure de notre premier rangée de tirants est stable.

Lors de la deuxième partie de cette phase on a prévu de mettre en place la deuxième rangée de tirants d'ancrages a 9m de profondeur avec une longueur libre de 6m et longueur scelle de 7m.

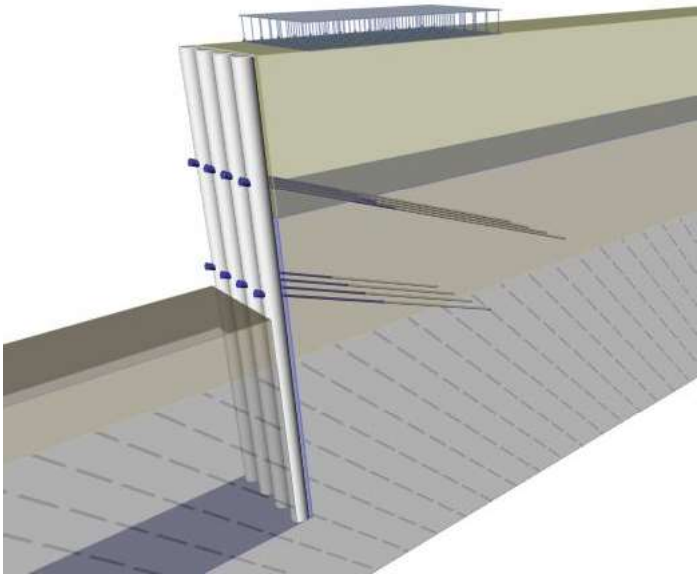


Figure IV- 17:Modele 3D de la 2eme partie de la phase02

Au cours de cette étape, le déplacement maximal observé a légèrement diminué, passant de 4,1 mm à 4,0 mm**,** soit une variation négligeable du point de vue technique. La stabilité externe de l'ouvrage demeure admissible et conforme aux exigences de sécurité.

L'introduction d'une deuxième rangée de tirants d'ancrage nécessite une nouvelle série de vérifications spécifiques afin de confirmer leur efficacité. Après analyse, il est constaté que

l'ensemble des tirants mis en place reste stable**,** ce qui valide la conception adoptée pour cette phase de l'excavation.

Tableau IV- 13:: Vérification de la capacite portante des tirants d'ancrages.

Profondeur z [m]	Nom	Force maximale F [kN]	Rupture de l'ancrage R_t [kN]	Arrachement du sol R_c [kN]	Arrachement du coulis de ciment R_c [kN]	Utilisation [%]	Vérification
4,50	DYWIDAG ancrage perma	200,20	372,00	252,27	425,61	79,36	Admissible
9,00	DYWIDAG ancrage perma	200,00	372,00	263,89	288,10	75,79	Admissible

Le tableau précèdent résume les résultats des vérifications dans un tableau, faites pour assurer la stabilité de nos deux rangées de tirants d'ancrages et les vérifications faites sont les mêmes que dans la figure 63 et les résultats donnés sont admissible ce qui nous mène à conclure que les deux rangées de tirants d'ancrages sont stables pour cette phase.

d) Phase 4 : Excavation a une profondeur de z=13,5m.

Lors de cette phase on finit notre excavation sur une profondeur de 13.5m, sans rangée supplémentaire de tirants d'ancrage lors de cette phase on vérifie seulement si l'ensemble de notre écran est stable puis une fois fini on passe à la stabilité interne de nos pieux c'est-à-dire calcul béton armée.

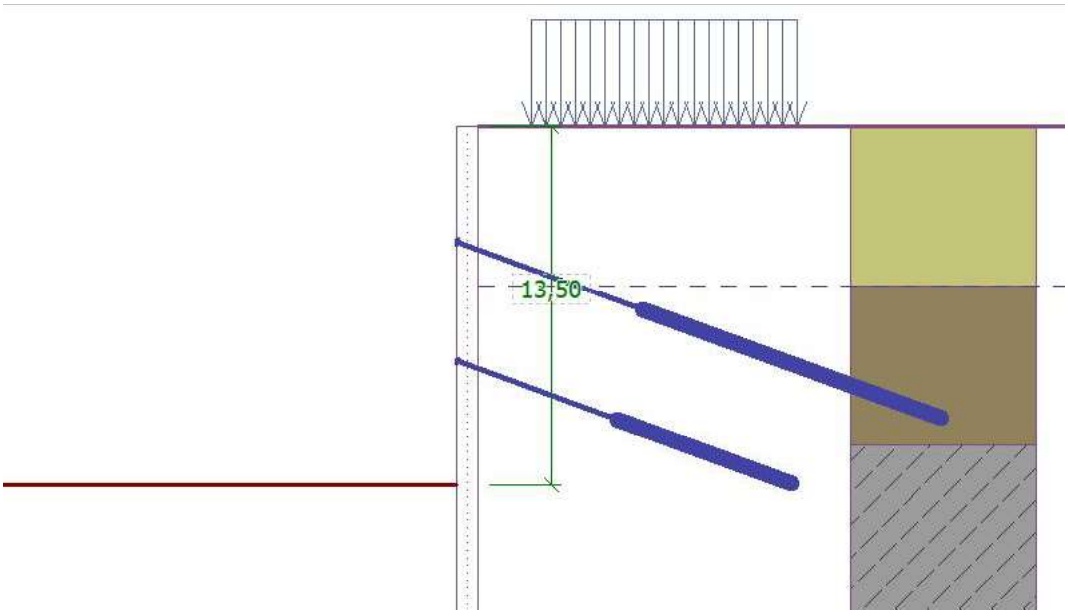


Figure IV- 18:Phase04 d'excavation.

Dans la figure qui suit on va introduire un modèle 3D qui donne une meilleure image de notre écran de soutènement, puis on passe à faire toutes les vérifications nécessaires pour assurer la stabilité externe de notre écran de soutènement, les tirants d'ancrages inclus.

Pour ce qui est de la stabilité interne dans ce qui précède on a vérifié la stabilité des tirants d'ancrages qui était admissible, mais vu que la profondeur d'excavation a augmenté les forces applique sur l'écran aussi augmentent ce qui nous mène à revérifier aussi la stabilité de nos tirants d'ancrage lors de cette phase.

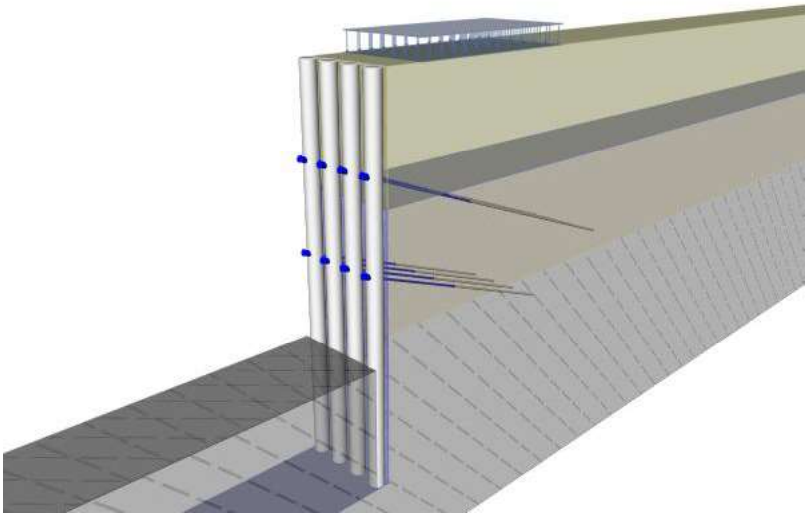


Figure IV- 19:modèle 3D de la 3eme phase.

Lors de cette partie le déplacement maximal est passé à 10.7mm se déplacement se positionne a environs 9m, et pour ce qui est des déplacements en tête le déplacement maximal est de 2,3mm qui on peut juger comme déplacement admissible, pour ce qui est de la stabilité externe de notre écran le coefficient de sécurité est évaluer a 2,03, une valeur qui nous laisse dans la sécurité vis-à-vis la stabilité externe.

Dans ce qui suit on passe à la vérification de la stabilité des tirants d'ancrages dont la vérification sera résumée dans la figure suivante :

Tableau IV- 14:Stabilité de tirants d'ancrages.

Profondeur z [m]	Nom	Force maximale F [kN]	Rupture de l'ancrage R_t [kN]	Arrachement du sol R_e [kN]	Arrachement du coulis de ciment R_c [kN]	Utilisation [%]	Vérification
4,50	DYWIDAG ancrage perma	232,03	372,00	252,27	425,61	91,98	Admissible
9,00	DYWIDAG ancrage perma	200,00	372,00	263,89	288,10	75,79	Admissible

D'après les résultats du tableau nos deux rangées de tirants d'ancrage sont stables et admissibles et on ajoute aussi à ça un coefficient d'utilisation de 91,98% pour la première rangée de tirants ce qui rend notre dimensionnement de tirants admissible et aussi optimal car nos tirants travaillent à presque leurs capacite maximal.

Après avoir assuré la stabilité externe et avoir assurer que notre dimensionnement d'écran de soutènement est admissible en phase permanente on lance une analyse sismique pour savoir si oui ou non, notre écran de soutènement est apte à travailler dans une zone a haute sismicité qui est le cas de notre lieu de projet.

Donc pour entame cette phase on a commencé par la détermination des coefficients Kh et Kv qui a leurs tours seront saisie sur le logiciel pour entamer les vérifications nécessaires, tel que :

- Kh : Coefficient de force sismique horizontale
- Kv : Coefficient de force sismique verticale.

Et d'après le RPA2024, ses coefficients sont calculés comme suite :

Kh=A*I*S (Pour les ouvrages de soutènement Rigide.)

Kv=1/2*Kh.(Pour situation sismique de type 01.)

Tel que :

- A : est le coefficient d'accélération de zone
- I : est le coefficient d'importance de l'ouvrage
- S : est le coefficient de site

Et leurs valeurs sont comme suite :

Tableau IV- 15:Valeurs de coefficients sismiques selon RPA2024.

Coefficient.	Valeur.
A	0.3
I	1 (Groupe 02)
S	1.3

Donc :

Kh= 0.3*1*1.3 = 0.39 ⟶ Kh= 0.39.

Kv=1/2*0.39 = 0.195 ⟶ Kv=0.195.

Une fois ses paramètres déterminer on passe à notre analyse dynamique sur Geo5 qui nous donne les résultats suivants :

- Un déplacement maximal de 3.6 cm.
- Un coefficient de sécurité de 1.66 > 1.15.
- Tous les tirants d'ancrages sont admissibles .

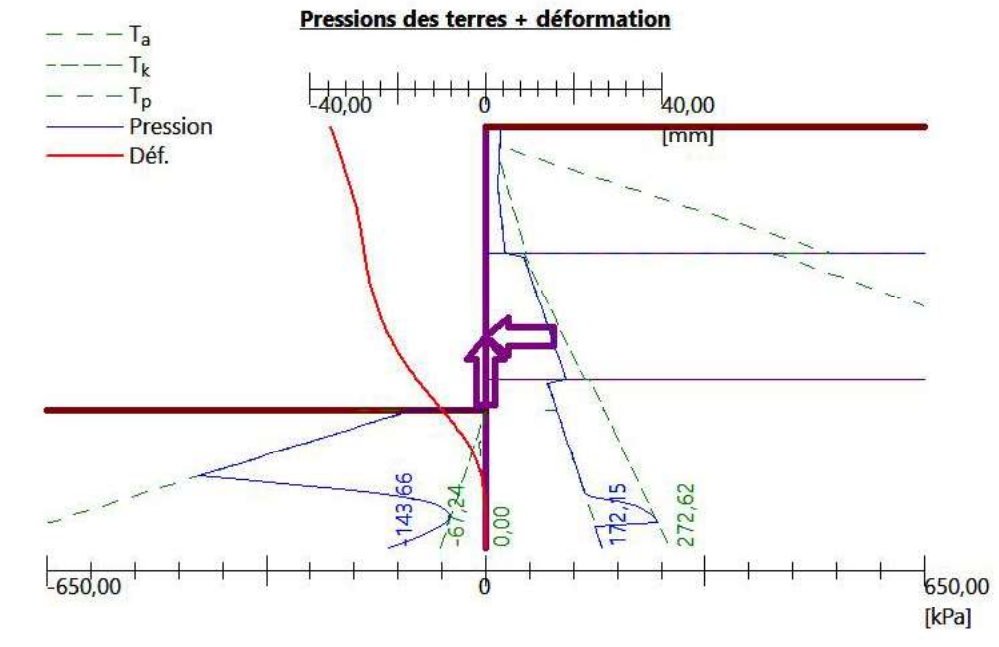


Figure IV- 20:Pressions et déformations applique a l'écran de soutènement cas sismique.

La vérification de la phase sismique est admissible, ce qui laisse notre conception sécurise et optimal et dans le cadre du respect des normes adéquat.

IV.2.4 Vérification de la stabilité interne :

Cependant on passe à la vérification de la stabilité interne des pieux et pour ce qui est de la stabilité internes des tirants elle a déjà été vérifier.

Nous pieux travaillent en flexion simple,pour notre cas et reprennent les efforts suivants :

- M_{max}= 731.9 KN.m.
- Q_{max}= 522.57 KN.

Tel que :

- M_{max} : est le moment maximal due à la flexion.
- Q_{max} : est la valeur maximale due à l'effort tranchant.

La vérification de la section d'acier longitudinaux se fera à l'aide du logiciel Socotec ses résultats seront ensuite compare à celle calcule sur Geo5.

Pour les données d'entre on a :

- Béton : $f_{C_{28}} = 30\ MPa$
- Aciers : HAE500
- Diamètre circulaire du pieux : 800mm
- Fissuration préjudiciable.

Après avoir insérer les donnes sur « SOCOTEC » on trouver le résultat suivant :

$$A_S = 58.06\ cm^2$$

Ce résultat concorde avec 8HA32 d'après le tableau suivant :

Diamètre nominal (mm)		5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Section nominale et multiples (cm^2)	1	0.19	0.28	0.50	0.78	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.56
	2	0.39	0.56	1.00	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
	3	0.59	0.85	1.50	2.35	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.12	37.70
	4	0.78	1.13	2.01	3.14	4.52	6.15	8.04	12.56	19.63	32.17	50.26
	5	0.98	1.41	2.51	3.92	5.65	7.67	10.05	15.70	24.54	40.21	62.83
	6	1.17	1.70	3.01	4.71	6.78	9.23	12.06	18.84	29.45	48.25	75.33
	7	1.37	1.98	3.51	5.49	7.92	10.70	14.07	21.99	34.36	56.28	87.96
	8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
	9	1.76	2.54	4.52	7.06	10.18	13.85	18.09	28.27	44.08	72.38	113.08
	10	1.96	2.82	5.02	7.85	11.31	15.39	20.10	31.41	49.09	80.42	125.64

Figure IV- 21:Tableau des sections nominales d'aciers.

Pour ce qui est du ferraillage transversal avec Q_{max}=522.57KN on passe aux vérifications suivantes :

- $\overline{\tau}_{max} = \frac{v_u^{max}}{b_0 * d}$ (On fait une corrélation avec la section circulaire et on prend « 0.8*0.8 ») tel que Q_{max}=v_u^{max}.

$$\overline{\tau}_{max} = 907.24\ KPa$$

- $\overline{\tau}_b > \overline{\tau}_{max}$ Est vérifier donc le dosage de ciment et les sections sont admissibles.

Pour le choix du diamètre des barres transversales Φ_t on fais la vérification suivante :

$\Phi_t \leq \min\{\Phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}\}$.

Tel que :

Φ_l : Diamètre des aciers longitudinales.

Pour le choix on prend $\Phi_t = 10mm$ comme aciers transversal, et pour ce qui est de l'espacement on procède aux vérifications des trois conditions suivantes :

- Espacement mécanique nécessaire
- L'espacement minimale (BAEL A.5.1,22)
- L'espacement minimale correspondant à la section minimale d'At

L'espacement retenue est la valeur maximum qui respecte les 03 conditions.

Après avoir effectué les calculs nécessaires on trouve un espacement de 18cm tout au long de la structure.

Donc en conclusion pour ce qui est du ferraillage des pieux on doit prendre en compte les dispositions suivantes :

- Aciers longitudinaux : 8 barres de diamètre $\phi_l = 32mm$ (8HA32).
- Aciers transversaux : barre de diamètre $\phi_t = 10mm$ en forme de cerce espacées de 18cm.
- Enrobage de c= 6 cm.

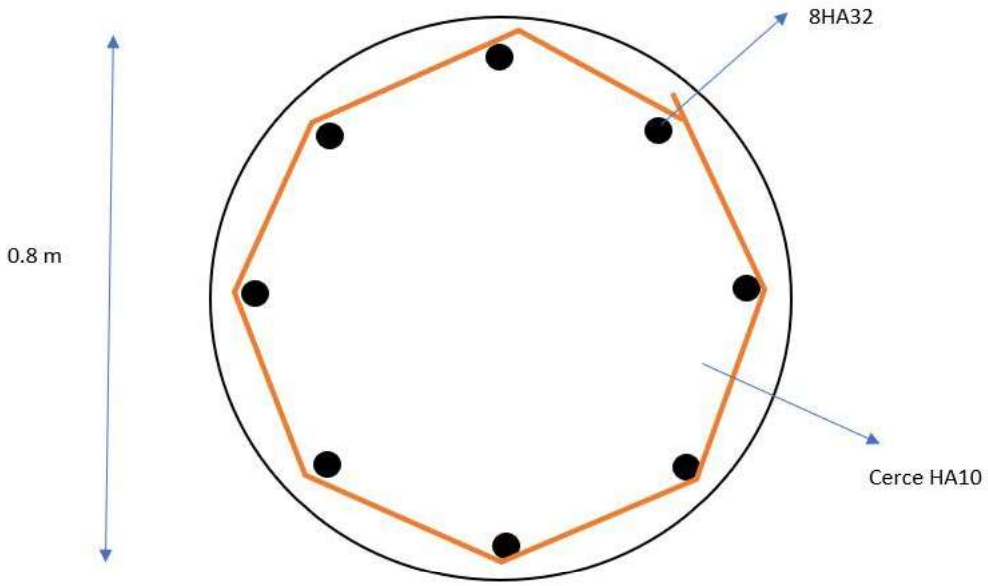


Figure IV- 22:croquis de ferraillage des pieux vue en plan

Une fois que le ferraillage des pieux saisie on prévois une poutre de couronnement a la tête des pieux.

IV.2.5 Dimensionnement de la Poutre de couronnement :

La poutre de couronnement ou aussi dite poutre de tête est un élément structurel essentiel dans les ouvrages de soutènement surtout dans notre cas « un rideau de pieux sécants », son rôle est principalement base pour assurer ce qui suit :

- **Liaison structurelle :**
  Elle relie entre elles les têtes des éléments verticaux (pieux) afin d'assurer une répartition uniforme des efforts et un comportement solidaire de l'ensemble de l'écran de soutènement.
- **Répartition des charges :**
  Elle permet de distribuer les efforts horizontaux entre les différents éléments verticaux.
- **Stabilisation et alignement :**
  Elle aide à stabiliser les têtes des pieux pendant l'excavation, et à maintenir un alignement précis de la paroi, ce qui est important pour les performances structurelles et l'étanchéité.



Figure IV- 23:Ferraillage d'une poutre de couronnement en tête de pieux.

On sait que la poutre de couronnement a pour rôle d'assurer les points d'ont qu'on a précédemment cité, et aucune charge ou force n'est appliqué sur elle a par l'effort a la tête des pieux qui est un effort négligeable pour une poutre qui travaille en flexion simple.

Pour assurer la stabilité de la poutre en interne suffit de satisfaire la condition de non-fragilité d'une poutre en section (carre et/ou rectangulaire) qui travaille en flexion simple. Les données sont les suivantes :

- On a opté pour une section carre de 0.8*0.8m
- Béton :$f_{c28} = 30MPa.$
- Aciers HAE400
- Fissuration peu préjudiciable.

Pour le calcul de la section d'aciers longitudinale on a la formule suivante :

$$A_s \leq 0.23 * \frac{f_{t_j}}{f_e} * b * d$$

- As = section des armatures tendues
- b = largeur de la section
- ftj = résistance caractéristique à la traction du béton
- fe = limite d'élasticité garantie des armatures.

Tel que :

$f_{t_j} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$. =2.4MPa.

$$f_e = \frac{400}{1.15}$$

Et donc :

$$A_s \leq 0.23 * \frac{348}{2.4} * 0.8 * 0.8 * 0.9 = 19.2cm^2$$

Celon le tableau dans la « figure 62 » la section de $19.2cm^2$ équivalent à 10 barres de Φ_l =16mm

Pour ce qui est du ferraillage transversal, comme il a été dit au par avant les efforts applique sur la poutre sont négligeable donc on prend le ferraillage minimal pour notre cas :

$\Phi_t \leq \min\{\Phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}\}$.

Donc $\Phi_t = 8mm$.

Et pour ce qui est de l'espacement on prend l'espacement minimal qui est de 40cm.

En conclusion pour le ferraillage de la poutre de couronnement faut prévoir les dispositions suivantes :

- Aciers longitudinaux : 10HA16.
- Aciers transversaux : 3 cadres et 2 épingles de diamètre 8mm et espacées de 40cm
- Armatures de peau : on prévoit 6HA12 pour respecte la règle d'armature de peau qui est de $3cm^2/ml$.

Ils seront disposés comme sur le croquis suivant :

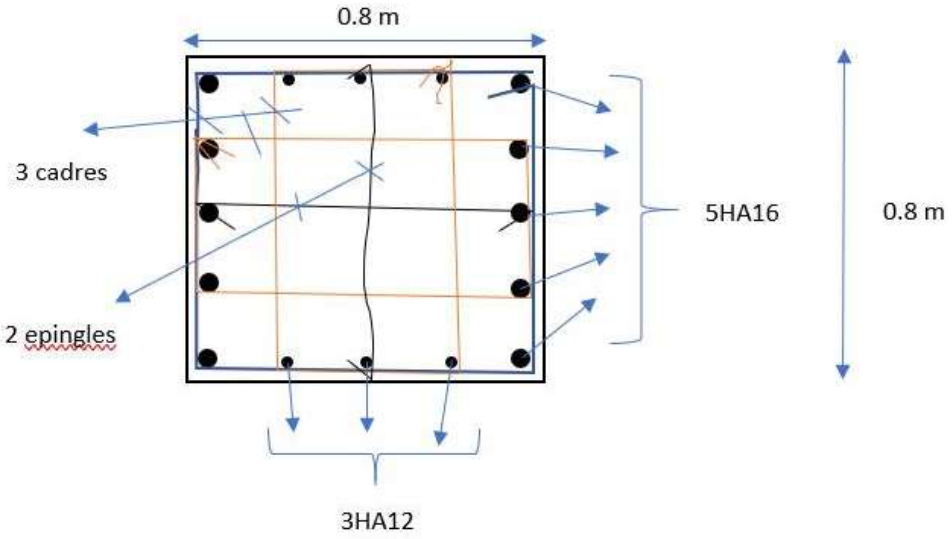


Figure IV- 24:Croquis du ferraillage de la poutre de couronnement.

IV.2.6 **Dimensionnement des liernes :**

Un lierne est une poutre horizontale (généralement en acier) placée à une profondeur intermédiaire entre pieux pour les solidariser et mieux répartir les efforts produit par les tirants d'ancrage qui sont ancrée seulement dans les pieux primaires**.**

Leur rôle est principalement de transmettre les efforts produit par les tirants d'ancrages implante dans les pieux primaires aux pieux secondaire, ce qui nous mène a avoir une répartition uniforme des efforts sur l'ensemble du rideau de pieux.

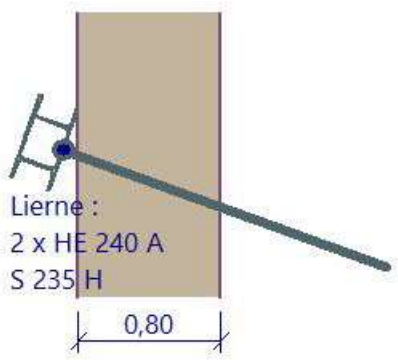


Figure IV-25:disposition d'un lierne sur un rideau de pieux soutenue par des tirants d'ancrage.

Pour le choix du matériau on a opté sur :

- Acier de construction : S 235 H
- Section : 2*HE240 A
- Rotation : selon l'angle de l'écran de soutènement.
- Type de charge : Ponctuel
- Longueur de la poutre : 1.4m

On procède a la vérification de la section d'acier selon la norme EN-1993-1-1, avec les donnée d'entrée suivantes :

$$M_{max} = 109{,}64\ KN.m.$$

$$Q_{max} = 156.62\ KN.$$

$$Q = 156.62\ KN.$$

$$M = 109.64\ KN.m$$

On passe à la vérification :

- De l'état de contrainte plane.
- Du cisaillement.
- De la flexion.

La vérification sera faire avec les deux combinaisons suivantes

- $M_{max} + Q.$
- $Q_{max} + M.$

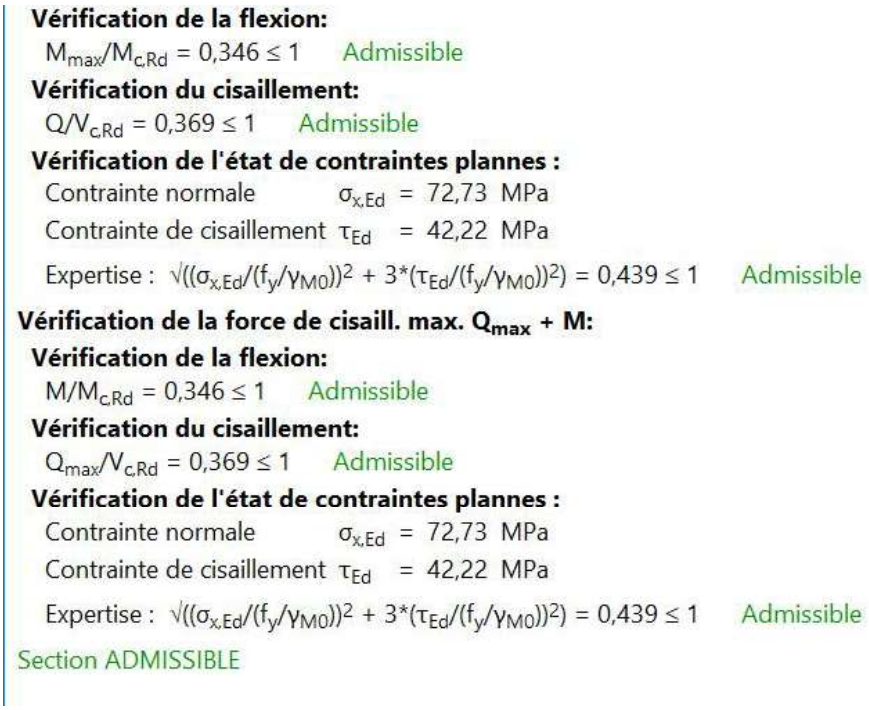


Figure IV- 26:vérifications de la section d'acier avec GEO5

D'après les vérifications faites la section d'acier choisis initialement est admissible pour notre cas de projet, donc pour le lierne on opte pour :

- Aciers de construction : S235 H
- Section : 2*HE240 A
- Longueur : 1.4m

Les liernes seront mis avec les tirants d'ancrage de façon a ce que la force des tirants soit applique au milieu de la poutre en aciers.

Une fois toutes les vérifications nécessaires sont faites et que tous les éléments de notre écran de soutènement sont admissibles, on peut dire que notre dimensionnement est admissible et sécurise la fouille qui sera exécuté, et pour clôture ce chapitre on sera mène a faire un bilan estimative quantitative des matériaux nécessaire (aciers, béton).

IV.2.7 **Devis estimative quantitative :**

On commencera notre bilan par la détermination du ferraillage nécessaire pour les pieux, avec un pieux de ϕ800 et de 19m de longueur

Avec une section de A=0.503m^2 et un périmètre de P=2.51m, et une longueur de scellement de ls=80cm on aura besoin de :

19m*8(barres) =152m d'aciers de diamètre ϕ3 2 ce qui nous donne approximativement 152/12=12.66 barres≈13barres de ϕ32 pour un seul pieux

Avec un périmètre de 2.51 m et un espacement de 18 cm sur une longueur de 19 m, en admettons que les cerceaux n'aillent pas à l'extrémité du pied et de la tête du pieux on aura besoin de « 18/0.18=100 cerceau » avec 100*2.51m =251 m d'aciers de diamètre $\phi 10$ ce qui nous donne approximativement 21 barres de $\phi 10$

Et pour ce qui est du Béton nécessaire pour les pieux avec un longueur de 19m et une section de $0.503m^2$on aura besoin d'approximativement $10m^3$de béton par pieu.

Pour ce qui est de la poutre de couronnement, avec un terrain de périmètre qui est égal à 175.68m avec une longueur de scellement de 20cm, on en aura besoin de 15 barres pour avoir cette distance. Et selon le croquis de ferraillage de la poutre de couronnement on aura besoin de 15*10=150barres de $\phi 16$ et aussi 15*6=90 barres de $\phi 12$ et aussi 300 barres de $\phi 8$, et pour ce qui est du béton avec un périmètre de 175.68m et une section de 0.8*0.8m ça nous fera approximativement $112.43m^3$ de béton.

Et pour le lierne avec un HEA240 de longueur commerciale standard de 12m on en aura besoin de 30 profilés

Pour ce qui est des tirants d'ancrage son approvisionnement sera standard selon notre dimensionnement on en aura besoin de 6750 de câble 2T15 et aussi pour 250 emplacements on aura besoin de prévoir pour chaque emplacement sa propre plaque plane qui sera en contact avec le lierne et aussi la chaise qui assure l'inclinaison de 20degres ajoutant a ce un disque d'ancrage et une plaque plane qui sert d'intermédiaire entre la chaise et le disque d'ancrage.

Pour résumer tout ce qui a été dit précédemment on met en place le tableau suivant qui définis les besoins nécessaires :

Tableau IV- 16:Tableau quantitatif du poids nécessaire d'aciers.

Type aciers		Nombre de barres	Poids total
HAE400	HAE500		
8		300	1422Kg.
	10	2625	19425Kg.
12		90	959.4Kg.
16		150	2842Kg.
	32	1625	123321Kg.

Tableau IV- 17:Tableau estimatif du cout d'acier

Section nominale aciers	Poids total (q)	Prix unitaire HT	TVA (19%)	Prix unitaire TTC	Prix total.
HA8	14.22	9550 DA	1814.5DA	11 364.5 DA	159 109 DA
HA10	195	9450 DA	1795,5 DA	11 245.5 DA	2 192 872 DA
HA12	9.6	9760 DA	1854,4 DA	11 614.4 DA	111 490,9 DA
HA16	28.4	9670 DA	19837,3 DA	11 503.3 DA	325 671,32 DA
HA32	1233.2	9830 DA	1867,7 DA	11 697.7 DA	14 425 603,63 DA
				Total	17 214 745 DA

Tableau IV- 18:Tableau quantité du volume nécessaire de béton.

Type Béton	Volume nécessaire.
C25/30 (400kg /m^3.)	112.43m^3.
C30/37 (300Kg/m^3.)	2500m^3.

Tableau IV- 19:Tableau estimatif du cout de béton.

Type de béton	Volume	Prix unitaire	Prix total
C25/30 (300Kg/m^3)	112.3 m^3	6600 DA/m^3	741 180 DA
C30/37 (350Kg/m^3)	2500 m^3	7000 DA/m^3	17 500 000 DA
		Total	18 241 180 DA

D'après les estimations faites dans le « Tableau IV-17 » et le « Tableau-19 », le cout total des matériaux utilise pour les pieux est de : **35 455 925 DA.**

Pour l'estimation du cout des tirants d'ancrages elle n'a pas été faite par la cause suivante :

- Les prix disponibles sur le marché sont très fluctuants et dépendent de facteurs externes tels que le contexte économique, la disponibilité des matériaux (notamment les câbles en acier à haute résistance), les taux de change, et le recours quasi systématique à des entreprises spécialisées dont les tarifs varient d'un projet à l'autre selon les contraintes du site et les exigences techniques imposées.

IV.3 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons entrepris le dimensionnement complet d'un écran de soutènement destiné à assurer la stabilité et la sécurité d'une fouille profonde de 13,5 mètres, réalisée dans un contexte géotechnique complexe marqué par la présence d'une nappe phréatique à partir de 6 mètres de profondeur.

Cette contrainte hydraulique a été prise en compte dès les premières étapes de conception afin de garantir la tenue de l'ouvrage en phase provisoire comme en phase définitive.

L'analyse des conditions de stabilité globale et des efforts transmis par les terres et les eaux souterraines nous a menés à retenir une solution par pieux sécants, permettant d'assurer à la fois l'étanchéité et la résistance mécanique de l'écran. Ce type de soutènement a l'avantage de former une paroi continue, particulièrement adaptée aux environnements saturés ou sujets aux circulations d'eau, ce qui est le cas dans notre projet.

Afin de renforcer la tenue de l'écran vis-à-vis des sollicitations horizontales, deux rangées de tirants d'ancrage ont été introduites, implantées respectivement à 4,5 mètres et 9 mètres de profondeur. Ces tirants assurent le transfert des efforts vers le terrain en arrière de l'écran, limitant ainsi les déplacements et les moments fléchissant dans les pieux. Le dimensionnement de ces tirants (en nombre, espacement, inclinaison et force admissible) a été réalisé conformément aux normes en vigueur, en tenant compte des caractéristiques mécaniques du sol et de la configuration de l'ouvrage.

Les vérifications de stabilité ont été menées à l'aide des méthodes analytiques et des équilibres de forces, et ont montré que la solution retenue répondait favorablement aux exigences de sécurité, tant en ce qui concerne la résistance au glissement, le renversement, que les limites admissibles de déformation.

En complément de cette étude géotechnique, nous avons assuré la vérification de la stabilité interne de l'ouvrage à travers un calcul en béton armé. Cela inclut la détermination des armatures longitudinales et transversales nécessaires pour les pieux de l'écran ainsi que pour la poutre de couronnement, qui joue un rôle essentiel dans la répartition des efforts et l'unification des têtes de pieux. Ce dimensionnement a été réalisé en conformité avec les règles BAEL, selon les hypothèses du projet.

Enfin, pour donner une vision plus concrète et pratique du projet, nous avons établi un devis quantitatif estimatif des matériaux, incluant les volumes de béton requis pour les pieux, la poutre de couronnement, ainsi que les quantités d'acier d'armature nécessaires.

Ce document constitue une base pour l'estimation du coût du projet et pour la planification des approvisionnements en phase d'exécution.

Chapitre V :
Conclusion Générale

V. Conclusion générale :

Dans le cadre de notre travail, nous avons analysé une étude complète étude de fondation et blindage d'un futur projet immobilier à usage d'habitation et commerces blocs en R+15, avec attique, comble et quatre sous-sols.

Ce travail a été structuré en plusieurs parties. Dans le Chapitre I, une revue bibliographique approfondie a permis d'aborder les différents types de fondations (superficielles et profondes) et systèmes de blindage (palplanches, parois moulées, pieux sécants, etc.), ainsi que les méthodes classiques de calcul de la capacité portante et de la stabilité des parois. Cette base théorique a permis d'orienter nos choix techniques selon les contraintes du site étudié.

La phase géotechnique a été au cœur du Chapitre III, où nous avons interprété les résultats des essais pressiométriques et de laboratoire pour déterminer la capacité portante du sol et les tassements prévisionnels. Les calculs ont été réalisés manuellement à l'aide des méthodes de Terzaghi et Menard, puis modélisés numériquement via le logiciel GEO5, ce qui a permis de comparer et valider les résultats obtenus. Ces analyses ont conduit à proposer une fondation de type radier général, jugée suffisante pour reprendre les charges de la superstructure sans nécessiter de pieux profonds. Ce choix, cohérent avec les caractéristiques mécaniques du sol, permet de réduire les coûts tout en garantissant la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

Dans le Chapitre IV, nous avons mené une étude détaillée du blindage de la fouilles d'excavation. Le dimensionnement des écrans de soutènement a été effectué manuellement, selon plusieurs méthodes (méthode graphique, Bishop), et numériquement à l'aide de GEO5. Cette double approche a permis de vérifier la stabilité des parois, notamment face aux poussées latérales générées par la nappe phréatique ou les sols meubles. Une attention particulière a été portée au ferraillage des pieux sécants et des poutres de couronnement, éléments indispensables à la bonne tenue du blindage, dans une logique de sécurité et de durabilité de l'excavation.

Ce mémoire nous a offert l'opportunité de renforcer nos compétences et de les mettre en pratique dans le cadre d'un projet concret portant sur des fondations et du blindage, mobilisant à la fois nos acquis en géotechnique, nos compétences en modélisation numérique, et notre capacité d'analyse critique dans la prise de décision technique. Il a été aussi une opportunité de maîtriser des outils professionnels comme GEO5, utilisés à la fois pour l'analyse des tassement et estimation de la capacite portante et aussi pour la conception du système de soutènement, avec des résultats fiables et conformes aux normes en vigueur.

Enfin, ce travail représente une synthèse concrète des compétences acquises au cours de notre formation en Travaux Publics, et constitue un tremplin vers l'exercice du métier d'ingénieur dans des environnements à fort enjeu technique.

Bibliographie :

Chapitre I :

[1] Aissaoui, T. « corrélations géotechniques entre différents types d'essais, projet gare centrale dar el Beida » encadré par Mr MENOUAR.M, I.N.FOR.BA, 1990-1991.

[2] BOUARIOUA, R. Règles parasismiques algériennes 2024.

[3] DAHMANE, Amal. « Etude de blindage et structure intérieure du puit de ventilation N°06 de l'extension du Métro d'Alger El-Harrach – Aéroport » encadre par Mr CHERCHALI M. A. et Mr HAMMADI K. ENSTP, 2023 2022.

[4] DOUBBAKHE, R. 'Contribution a l'étude des fondations superficielles par une approche probabiliste'. Faculté des sciences et de la technologie, Mohamed KHIDAR, Biskra, 2020.

[5] GRAND PILLING. Photo disponible sur l'adresse URL : *https://www.palplanches-acier.fr/knowledge/au-pugu-sheet-piles* ,Consulté le 3 février 2025

[6] Hello Pro. Photo disponible sur l'adresse URL : *Https://Conseils.Hellopro.Fr/Quel-Est-Le-Prix-d-Une-Palplanche-1448.Html* ,Consulter le 4 février 2025.

[7] GUIDE DE SÉLECTION DES BLINDAGES, Disponible sur l'adresse URL : https://intranet.canalisateurs.com/uploads/newsletters/documents/201411-guide-blindage-a4-006-web-1--2.pdf , Consulté le 16 février 2025.

[8] KHEMISSA, MOHAMMED. « Méthodes d'analyse de stabilité de pentes. » Laboratoire de Développement des Géo matériaux, Université de M'sila, Algérie, 2006.

[9] NEMISSI, OMAR FEKHR EL ISLAM. « ETUDE DE DIFFERENTS TYPE DE BLINDAGE DE FOUILLE. » encadre par BOUTAHIR NEE BENCHEIKH MESSAOUDA, Université 8 mai 1954 GUELMA, septembre 2020.

[10] Revue Prevention BTP, Article disponible à l'adresse URL : https://intranet.canalisateurs.com/uploads/newsletters/documents/201411-guide-blindage-a4-006-web-1--2.pdf. Consulté le 12 février 2025.

[11] Comite français de mécanique des sols et de géotechnique, *TIRANTS D'ANCRAGE TA 2020 RÈGLES PROFESSIONNELLES relatives à la conception, au calcul, à l'exécution, au contrôle et à la surveillance,* Agence de qualité de construction.

[12] Méthodes de calcul de la stabilité de talus, Disponible sur l'adresse URL : https://www.univ-chlef.dz/FGCA/wp-content/uploads/2019/06/cours-STABILITE-DES-TALUS-barrage-en-terre.pdf , consulter le 24 février 2025.

[13] Gilbert Gedeon, P.E. *Slope Stability Course No: 2025-31-12 Credit: 4 PDH,*Document disponible a l'adresse URL: PDH Courses Online. PDH for Professional Engineers. PDH Engineering. , Consulter le 3 mars 2025.

[14] GASC, Y. *fondation spéciale et reprise en sous œuvre*, s. d.

[15] AISSAOUI, TAHAR. « étude géotechnique de ENSEMBLE IMMOBILIER A USAGE D'HABITATION ET COMMERCES : BLOC A, B ET C EN R+15 +ATTIQUE +COMBLE +4S/S ». belouizdad, wilaya d'Alger, 2025.

[16] Tebbal, F. « DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE DTR-BC 2.331 », s. d.

[17] Constructeur.fr. (2021). *Ferraillage d'un radier en béton armé*. https://www.be-gph.fr/blog/115-le-radier-un-systeme-de-fondation-avec-beaucoup-de-prejuges.html

[18] Fondation isolée (semelle + armature circulaire),Batiment-mag.com. (2022). *Ferraillage d'une semelle isolée pour poteau circulaire*.

[19] Fondation filante en béton armé avec ferraillage de poteaux ,Chantierfacile.net. (2020). *Construction d'une semelle filante avec armatures*.

[20] Roger, Frank. *Fondation superficielle*. Techniques de l'ingénieur, s. d.

Chapitre II :

[1] A, BOUDIAF. Étude sismotectonique de la région d'Alger et de la Kabylie. Université de Montpellier, 1996.

[2] AISSAOUI, TAHAR. « étude géotechnique de ENSEMBLE IMMOBILIER A USAGE D'HABITATION ET COMMERCES : BLOC A, B ET C EN R+15 +ATTIQUE +COMBLE +4S/S ». belouizdad, wilaya d'alger, 2025.

[3] A, Leprêtre. « Journal of Geophysical Research: Solid Earth. », 2013.

[4] BOUARIOUA, R. Règles parasismiques algériennes 2024

[5] DAHMANE, Amal. « Etude de blindage et structure intérieure du puit de ventilation N°06 de l'extension du Métro d'Alger El-Harrach - Aéroport » » encadre par Mr CHERCHALI M. A. et Mr HAMMADI K. ENSTP, 2023.

[6] Djamel Eddine, A. *Domaines Géologiques et Structuraux de l'Algérie (ASGA-2020)*, Photo disponible à l'adresse URL : Researchgate.net, Consulter le 6 mars 2025

[7] https://www.craag.dz/index.php/seisme-de-boumerdes/?utm. Centre de recherche en astronomie, astrophysique et géophysique.

Chapitre Ⅲ :

[1] AISSAOUI, TAHAR. « étude géotechnique de ENSEMBLE IMMOBILIER A USAGE D'HABITATION ET COMMERCES : BLOC A, B ET C EN R+15 +ATTIQUE +COMBLE +4S/S ». belouizdad, wilaya d'Alger, 2025.

[2] Tebbal, F. « DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE DTR-BC 2.331 », s. d.

[3] Roger, Frank. *Fondation superficielle*. Techniques de l'ingénieur, s. d.

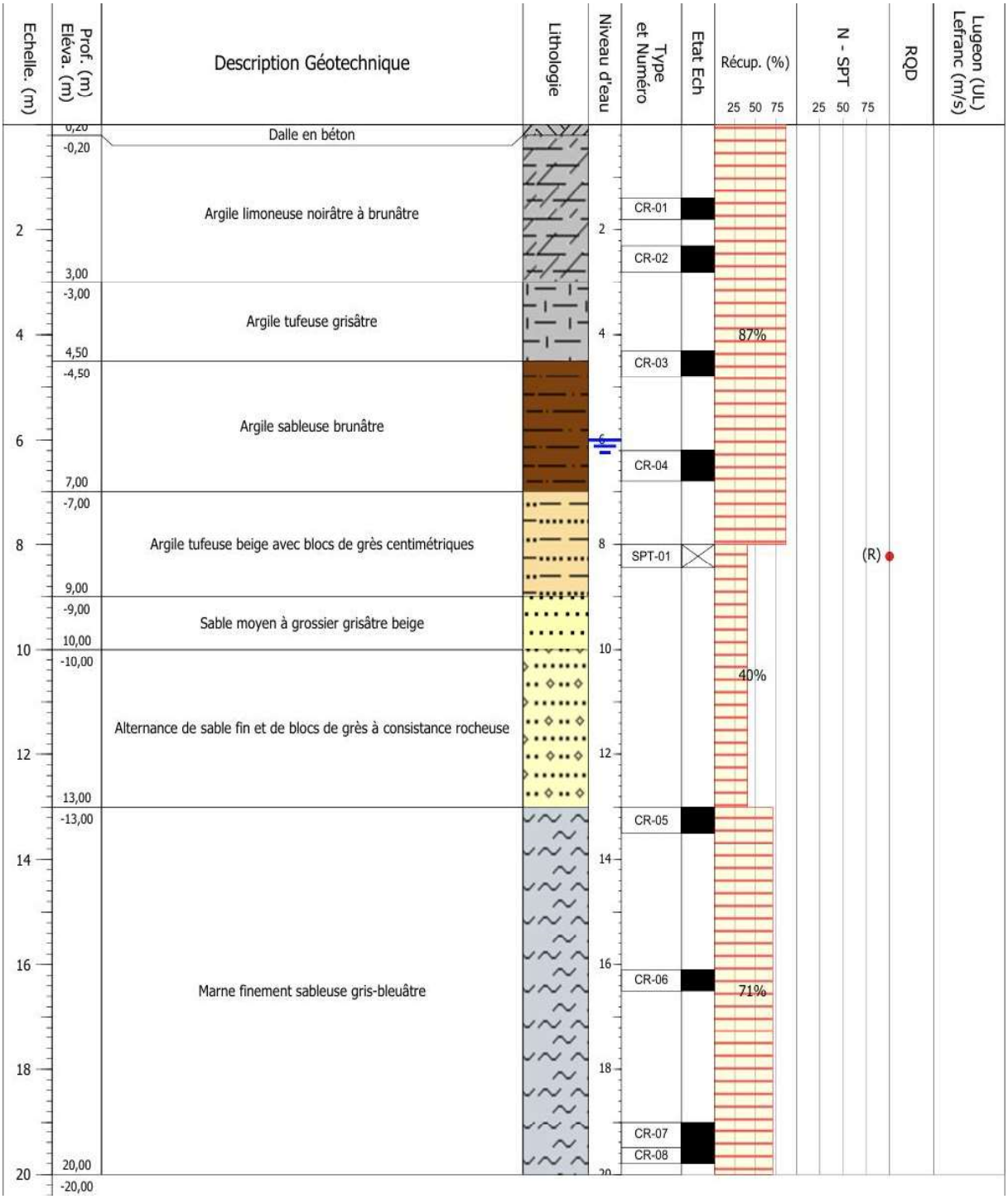
Chapitre lV :

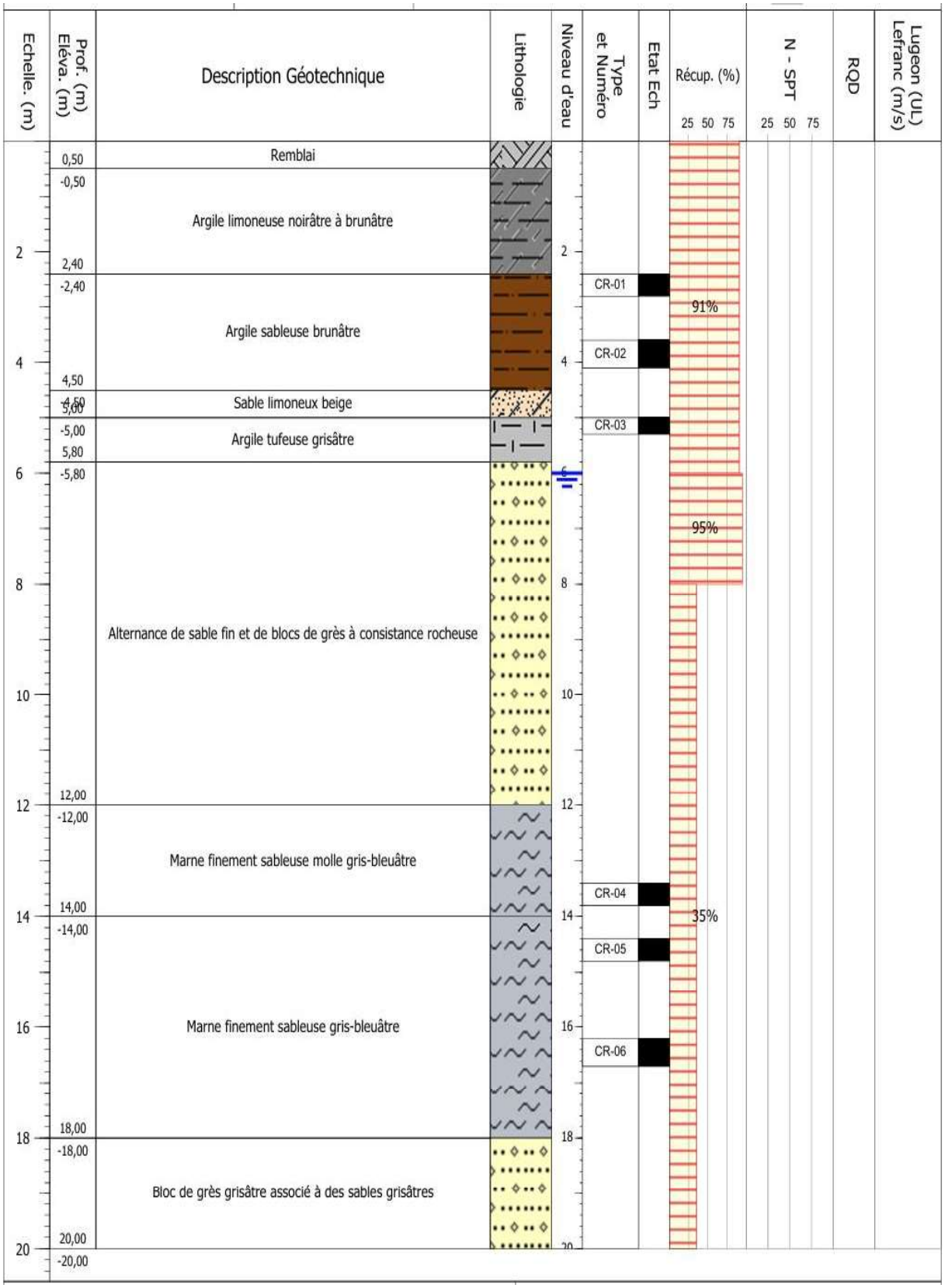
[1] Méthodes de calcul de la stabilité de talus, Disponible sur l'adresse URL : https://www.univ-chlef.dz/FGCA/wp-content/uploads/2019/06/cours-STABILITE-DES-TALUS-barrage-en-terre.pdf , consulter le 24 février 2025.

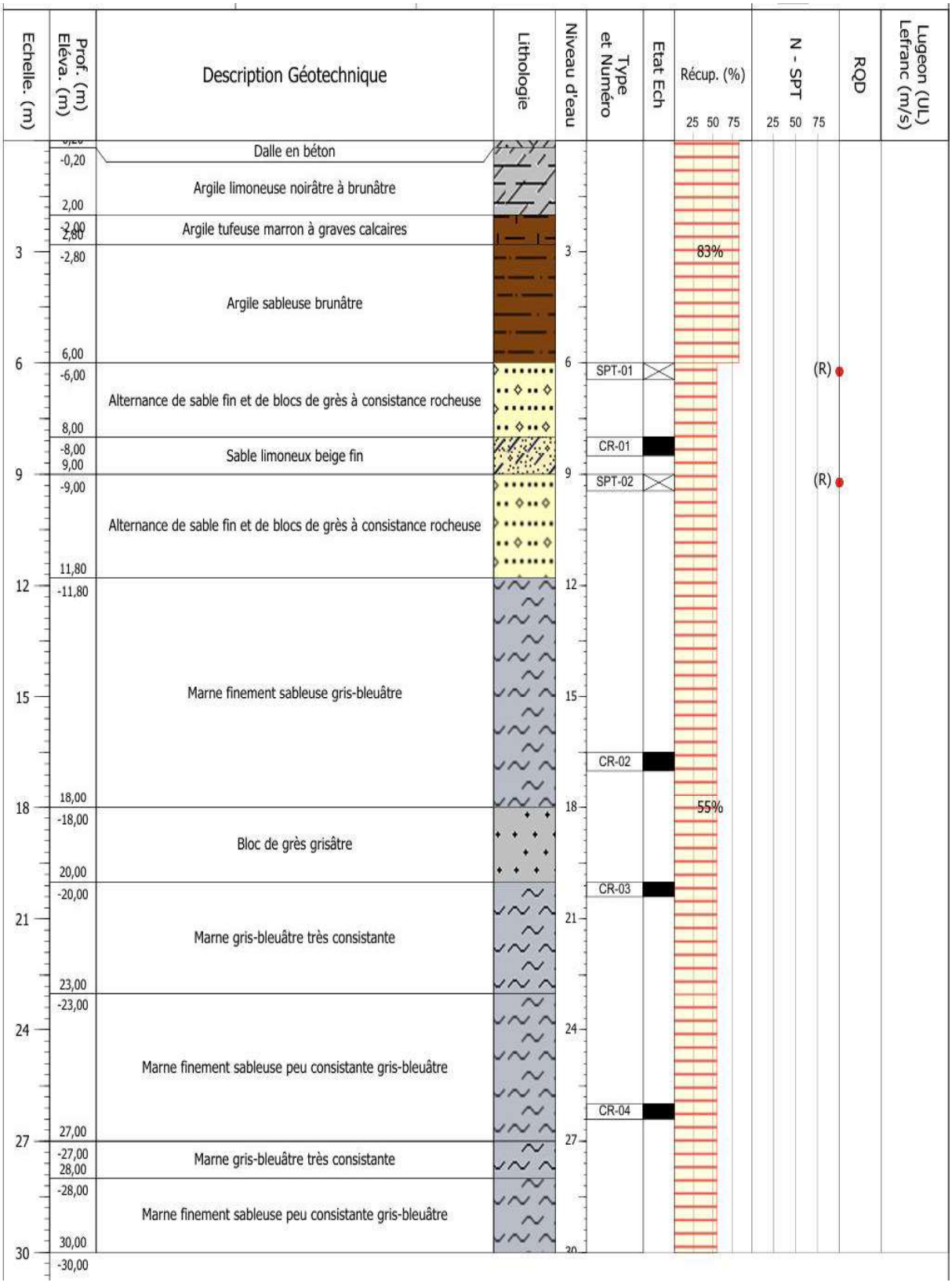
[2] Comite français de mécanique des sols et de géotechnique, *RECOMMANDATIONS T.A 95 RÈGLES PROFESSIONNELLES relatives à la conception, au calcul, à l'exécution, au contrôle et à la surveillance,* Agence de qualité de construction.

[3] Calcul Géotechnique, Ouvrages de soutènement Ecrans, Justification des ouvrages Géotechniques, Norme NF P94-282.

ANNEXES :


Echelle. (m)
Prof. (m)
Eléva. (m)
Description Géotechnique
Lithologie
Niveau d'eau
Type et Numéro
Etat Ech
Récup. (%)
25 50 75
N - SPT
25 50 75
RQD
Lugeon (UL)
Lefranc (m/s)
0,20
-0,20
Dalle en béton
Argile limoneuse noirâtre à brunâtre
3,00
-3,00
Argile tufeuse grisâtre
4,50
-4,50
Argile sableuse brunâtre
7,00
-7,00
Argile tufeuse beige avec blocs de grès centimétriques
9,00
-9,00
Sable moyen à grossier grisâtre beige
10,00
-10,00
Alternance de sable fin et de blocs de grès à consistance rocheuse
13,00
-13,00
Marne finement sableuse gris-bleuâtre
20,00
-20,00
CR-01
CR-02
CR-03
CR-04
SPT-01
CR-05
CR-06
CR-07
CR-08
87%
40%
71%
(R)


Echelle. (m)
Prof. (m)
Eléva. (m)
Description Géotechnique
Lithologie
Niveau d'eau
Type et Numéro
Etat Ech
Récup. (%)
25 50 75
N - SPT
25 50 75
RQD
Lugeon (UL)
Lefranc (m/s)
0,50
Remblai
-0,50
Argile limoneuse noirâtre à brunâtre
2,40
-2,40
Argile sableuse brunâtre
4,50
-4,50
Sable limoneux beige
5,00
-5,00
Argile tufeuse grisâtre
5,80
-5,80
Alternance de sable fin et de blocs de grès à consistance rocheuse
12,00
-12,00
Marne finement sableuse molle gris-bleuâtre
14,00
-14,00
Marne finement sableuse gris-bleuâtre
18,00
-18,00
Bloc de grès grisâtre associé à des sables grisâtres
20,00
-20,00
CR-01
CR-02
CR-03
CR-04
CR-05
CR-06
91%
95%
35%


Echelle. (m)
Prof. (m) Eléva. (m)
Description Géotechnique
Lithologie
Niveau d'eau
Type et Numéro
Etat Ech
Récup. (%)
25 50 75
N - SPT
25 50 75
RQD
Lugeon (UL) Lefranc (m/s)
Dalle en béton
-0,20
Argile limoneuse noirâtre à brunâtre
2,00
-2,00
Argile tufeuse marron à graves calcaires
2,80
-2,80
Argile sableuse brunâtre
6,00
-6,00
Alternance de sable fin et de blocs de grès à consistance rocheuse
8,00
-8,00
Sable limoneux beige fin
9,00
-9,00
Alternance de sable fin et de blocs de grès à consistance rocheuse
11,80
-11,80
Marne finement sableuse gris-bleuâtre
18,00
-18,00
Bloc de grès grisâtre
20,00
-20,00
Marne gris-bleuâtre très consistante
23,00
-23,00
Marne finement sableuse peu consistante gris-bleuâtre
27,00
-27,00
Marne gris-bleuâtre très consistante
28,00
-28,00
Marne finement sableuse peu consistante gris-bleuâtre
30,00
-30,00
83%
SPT-01
(R)
CR-01
SPT-02
(R)
CR-02
55%
CR-03
CR-04

Sondage	Profondeur (m)	Description
SC-01	0.00-0.20	Dalle en béton
	0.20-3.00	Argile limoneuse noirâtre à brunâtre
	3.00-4.50	Argile tufeuse grisâtre
	4.50-7.00	Argile sableuse brunâtre
	7.00-9.00	Argile tufeuse beige avec blocs de grès centimétriques
	9.00-10.00	Sable moyen à grossier grisâtre beige
	10.00-13.00	Alternance de sable fin et de blocs de grès à consistance rocheuse
	13.00-20.00	Marne finement sableuse gris-bleuâtre
SC-02	0.00-0.50	Remblai
	0.50-2.40	Argile limoneuse noirâtre à brunâtre
	2.40-4.50	Argile sableuse brunâtre
	4.50-5.00	Sable limoneux beige
	5.00-5.80	Argile tufeuse grisâtre
	5.80-12.00	Alternance de sable fin et de blocs de grès à consistance rocheuse
	12.00-14.00	Marne finement sableuse molle gris-bleuâtre
	14.00-18.00	Marne finement sableuse gris-bleuâtre
	18.00-20.00	Bloc de grès grisâtre associé à des sables grisâtres
SC-03	0.00-0.20	Dalle en béton
	0.20-2.00	Argile limoneuse noirâtre à brunâtre
	2.00-2.80	Argile tufeuse marron à graves calcaires
	2.80-6.00	Argile sableuse brunâtre
	6.00-8.00	Alternance de sable fin et de blocs de grès à consistance rocheuse
	8.00-9.00	Sable limoneux beige fin
	9.00-11.80	Alternance de sable fin et de blocs de grès à consistance rocheuse
	11,80-18,00	Marne finement sableuse gris-bleuâtre
	18,00-20,00	Bloc de grès grisâtre
	20,00-23,00	Marne gris-bleuâtre très consistante
	23,00-27,00	Marne finement sableuse peu consistante gris-bleuâtre
	27,00-28,00	Marne gris-bleuâtre très consistante
	28,00-30.00	Marne finement sableuse peu consistante gris-bleuâtre

Sondage	Profondeur (m)	Description
SP-01	0.00-0.20	Dalle en béton
	0.20-2.00	Argile limoneuse noirâtre à brunâtre
	2.00-2.80	Argile tufeuse marron à graves calcaires
	2.80-6.00	Argile sableuse brunâtre
	6.00-8.00	Alternance de sable fin et de blocs de grès à consistance rocheuse
	8.00-9.00	Sable limoneux beige fin
	9.00-11.80	Alternance de sable fin et de blocs de grès à consistance rocheuse
	11,80-18,00	Marne finement sableuse gris-bleuâtre
	18,00-20,00	Bloc de grès grisâtre
	20,00-25,00	Marne gris-bleuâtre très consistante
SP-02	0.00-0.20	Dalle en béton
	0.20-2.00	Argile limoneuse noirâtre à brunâtre
	2.00-2.80	Argile tufeuse marron à graves calcaires
	2.80-6.00	Argile sableuse brunâtre
	6.00-8.00	Alternance de sable fin et de blocs de grès à consistance rocheuse
	8.00-9.00	Sable limoneux beige fin
	9.00-11.80	Alternance de sable fin et de blocs de grès à consistance rocheuse
	11,80-18,00	Marne finement sableuse gris-bleuâtre
	18,00-20,00	Bloc de grès grisâtre
	20,00-25,00	Marne gris-bleuâtre très consistante

Sondage	Profondeur (m)	Description
SP-03 Complémentaire (15/01/2024)	0,00 – 0,20	Dalle en béton
	0,20 – 2,00	Argile limoneuse noirâtre à brunâtre
	2,00 – 2,80	Argile tufeuse marron à graves calcaires
	2,80 – 6,00	Argile sableuse brunâtre
	6,00 – 8,00	Alternance de sable fin et de blocs de grès à consistance rocheuse
	8,00 – 9,00	Sable limoneux beige fin
	9,00 – 11,80	Alternance de sable fin et de blocs de grès à consistance rocheuse
	11,80 – 18,00	Marne finement sableuse gris-bleuâtre
	18,00 – 20,00	Bloc de grès grisâtre
	20,00 – 23,00	Marne gris-bleuâtre très consistante
	23,00 – 27,00	Marne finement sableuse peu consistante gris-bleuâtre
	27,00 – 28,00	Marne gris-bleuâtre très consistante
	28,00 – 30,00	Marne finement sableuse peu consistante gris-bleuâtre
	30,00 – 40,00	Marne gris-bleuâtre consistante alterné par un passage de sables et de grès de 32,00 à 33,50 m
SP-04 Complémentaire (15/01/2024)	0,00 – 0,20	Dalle en béton
	0,20 – 2,00	Argile limoneuse noirâtre à brunâtre
	2,00 – 2,80	Argile tufeuse marron à graves calcaires
	2,80 – 6,00	Argile sableuse brunâtre
	6,00 – 8,00	Alternance de sable fin et de blocs de grès à consistance rocheuse
	8,00 – 9,00	Sable limoneux beige fin
	9,00 – 11,80	Alternance de sable fin et de blocs de grès à consistance rocheuse
	11,80 – 18,00	Marne finement sableuse gris-bleuâtre
	18,00 – 20,00	Bloc de grès grisâtre
	20,00 – 23,00	Marne gris-bleuâtre très consistante
	23,00 – 27,00	Marne finement sableuse peu consistante gris-bleuâtre
	27,00 – 28,00	Marne gris-bleuâtre très consistante
	28,00 – 30,00	Marne finement sableuse peu consistante gris-bleuâtre
	30,00 – 40,00	Marne gris-bleuâtre consistante alterné par un passage de sables et de grès de 32,00 à 33,50 m

N° du Sondage	Profondeur (m)	Nature lithologique	E (bars)	Pl (bars)	E/Pl	Type de sol	Coefficient Rhéologique (α)
SP-03 Complémentaire (15/01/2024)	15,00	Marneuse	342,56	29,45	11,02	Surconsolidé	1
	16,50		187,54	13,15	14,26		
	18,00		248,54	15,48	16,06		
	19,50		345,13	16,58	20,82		
	21,00		405,67	30,91	13,12		
	22,50		453,20	33,42	13,56		
	24,00		649,43	36,40	17,84		
	25,50		759,55	42,73	17,78		
	27,00		348,54	23,27	14,98		
	28,50		859,20	40,23	21,36		
	30,00		1182,33	35,75	33,07		
	31,50		1153,39	34,71	33,23		
	33,00		1723,30	36,56	47,14		
	34,50		1369,81	36,86	37,16		
	36,00		838,67	34,04	24,64		
	37,50		1446,48	38,45	37,62		
	39,00		1523,41	39,43	38,64		

N° du Sondage	Profondeur (m)	Nature lithologique	E (bars)	Pl (bars)	E/Pl	Type de sol	Coefficient Rhéologique (α)
SP-02	1,50	Argileuse	64,59	8,47	7,63	Normalement consolidé	2/3
	3,00		76,71	9,26	8,28		
	4,50		77,67	6,47	12,00		
	6,00		102,56	9,11	11,25		
	8,00	Sablo-gréseuse	124,16	12,51	9,93	Normalement consolidé	1/3
	10,00		198,54	18,69	10,62		
	13,00		205,62	18,99	10,83		
	15,00	Marneuse	362,59	25,12	14,43	Surconsolidé	1
	17,00		691,69	31,61	21,88		
	19,00		602,57	35,27	17,08		
	21,00		404,64	21,85	18,52		
	24,00		539,57	30,41	17,74		

N° du Sondage	Profondeur (m)	Nature lithologique	E (bars)	Pl (bars)	E/Pl	Type de sol	Coefficient Rhéologique (α)
SP-01	1,50	Argileuse	61,03	8,36	7,30	Normalement consolidé	2/3
	3,00		75,99	9,23	8,24		
	4,50		84,12	9,76	8,62		
	6,00		50,82	6,45	7,88		
	8,00	Sablo-gréseuse	123,15	12,54	9,82	Normalement consolidé	1/3
	10,00		86,81	8,26	10,51		
	12,00		77,25	9,33	8,28		
	15,00	Marneuse	139,43	16,17	8,62	Surconsolidé	1
	18,00		172,01	15,51	11,09		
	21,00		271,05	16,30	16,63		
	24,00		275,00	20,46	13,44		

N° du Sondage	Profondeur (m)	Nature lithologique	E (bars)	Pl (bars)	E/Pl	Type de sol	Coefficient Rhéologique (α)
SP-02	1,50	Argileuse	64,59	8,47	7,63	Normalement consolidé	2/3
	3,00		76,71	9,26	8,28		
	4,50		77,67	6,47	12,00		
	6,00		102,56	9,11	11,25		
	8,00	Sablo-gréseuse	124,16	12,51	9,93	Normalement consolidé	1/3
	10,00		198,54	18,69	10,62		
	13,00		205,62	18,99	10,83		
	15,00	Marneuse	362,59	25,12	14,43	Surconsolidé	1
	17,00		691,69	31,61	21,88		
	19,00		602,57	35,27	17,08		
	21,00		404,64	21,85	18,52		
	24,00		539,57	30,41	17,74		

N° du Sondage	Profondeur (m)	Nature lithologique	E (bars)	Pl (bars)	E/Pl	Type de sol	Coefficient Rhéologique (α)
SP-03 Complémentaire (15/01/2024)	15,00	Marneuse	342,56	29,45	11,02	Surconsolidé	1
	16,50		187,54	13,15	14,26		
	18,00		248,54	15,48	16,06		
	19,50		345,13	16,58	20,82		
	21,00		405,67	30,91	13,12		
	22,50		453,20	33,42	13,56		
	24,00		649,43	36,40	17,84		
	25,50		759,55	42,73	17,78		
	27,00		348,54	23,27	14,98		
	28,50		859,20	40,23	21,36		
	30,00		1182,33	35,75	33,07		
	31,50		1153,39	34,71	33,23		
	33,00		1723,30	36,56	47,14		
	34,50		1369,81	36,86	37,16		
	36,00		838,67	34,04	24,64		
	37,50		1446,48	38,45	37,62		
	39,00		1523,41	39,43	38,64		

N° du Sondage	Profondeur (m)	Nature lithologique	E (bars)	Pl (bars)	E/Pl	Type de sol	Coefficient Rhéologique (α)
SP-04 Complémentaire (15/01/2024)	15,00	Marneuse	404,87	31,05	13,17	Surconsolidé	1
	16,50		409,70	24,01	17,06		
	18,00		398,70	35,32	11,29		
	19,50		540,92	29,36	18,42		
	21,00		319,75	25,79	12,40		
	22,50		304,03	25,61	11,87		
	24,00		435,26	24,11	18,05		
	25,50		465,37	24,10	19,31		
	27,00		248,87	22,46	11,08		
	28,50		897,25	32,51	27,60		
	30,00		626,48	29,54	21,21		
	31,50		589,42	27,48	21,45		
	33,00		453,53	25,64	17,69		
	34,50		711,18	29,03	24,50		
	36,00		948,11	31,83	29,79		
	37,50		1454,72	39,88	36,48		
	39,00		1564,76	38,72	40,41		

Sondage	Profondeur (m)	γ_h (t/m³)	γ_d (t/m³)	W (%)	Sr (%)	Ip (%)	W_L (%)	Cg (%)	Cc (%)	Cs (%)	Pc (bars)	C_{UU} (bars)	φ_{UU} (°)	C_{CD} (bars)	φ_{CD} (°)
SC-01	**1,40-1,80**	2,06	1,71	20,61	99,36	-	-	-	-	-	-	0,26	25,91	0,19	27,92
	2,30-2,80	2,01	1,69	18,65	87,00	22	32	-	-	-	-	-	-	0,14	27,47
	4,30-4,80	2,12	1,85	14,33	87,82	-	-	-	-	-	-	-	-	0,14	31,75
	6,20-6,80	2,10	1,77	18,53	98,77	16	32	1,00	14,62	1,99	1,54	-	-	0,19	26,11
	13,00-13,50	1,89	1,51	25,32	86,11	15	43	0,68	10,12	-	1,23	0,09	34,60	0,14	37,67
	16,10-16,50	2,01	1,56	28,89	100	-	-	-	-	-	-	-	-	0,81	22,05
	19,00-19,50	1,92	1,61	19,15	76,94	-	-	0,34	7,74	-	1,61	0,64	39,53	-	-
	19,50-19,80	2,06	1,69	22,17	100	13	28	1,33	12,62	1,00	1,54	-	-	-	-
SC-02	**2,40-2,80**	2,19	1,95	12,40	91,54	-	-	-	-	-	-	-	-	0,14	28,39
	3,60-4,10	2,11	1,81	16,26	92,85	-	-	-	-	-	-	-	-	0,29	27,54
	5,00-5,30	2,05	1,69	21,44	100	-	-	-	-	-	-	-	-	0,26	33,52
	13,40-13,80	1,93	1,55	24,44	88,97	-	-	1,18	21,72	-	1,75	0,24	27,34	1,00	20,48
	14,40-14,80	1,98	1,59	24,53	97,51	11	29	-	-	-	-	0,98	11,64	0,22	36,05
	16,20-16,70	1,89	1,55	22,11	79,97	17	42	1,24	18,45	-	1,92	0,40	19,49	-	-
SC-03	**8,00-8,50**	2,10	1,76	19,16	96,84	-	-	0,28	7,14	-	1,44	0,42	36,76	0,76	35,15
	16,50-17,00	1,93	1,50	28,16	97,34	17	35	1,55	18,60	2,33	0,92	0,38	15,51	0,06	26,77
	20,00-20,40	2,02	1,62	24,58	100	15	31	1,83	11,29	1,66	1,21	-	-	-	-
	26,00-26,40	1,86	1,51	23,51	80,38	-	-	0,45	14,88	-	2,18	-	-	-	-

Tableau 4.3 : Tables des coefficients $K_{a\gamma}$ et $K_{p\gamma}$ de Caquot - Kérisel.

POUSSÉE ET BUTÉE DES TERRES

ÉQUILIBRE DE CAQUOT-KERISEL

• Coefficients de poussée et de butée

Valeurs de $K_{a\gamma}$ (sur la première ligne) et de $K_{p\gamma}$ (sur la deuxième ligne) (surface libre horizontale écran vertical) pour diverses valeurs de δ (d'après Caquot-Kérisel).

	valeurs de ϕ									
	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°
$\frac{\delta}{\phi} = 1$...	0,81	0,65	0,53	0,44	0,37	0,31	0,26	0,22	0,185	0,155
	0,99	0,98	0,97	0,95	0,93	0,90	0,86	0,80	0,73	0,64
$\frac{\delta}{\phi} = \frac{2}{3}$...	0,81	0,66	0,54	0,44	0,36	0,30	0,25	0,20	0,16	0,13
	1,08	1,16	1,24	1,33	1,44	1,56	1,68	1,8	1,7	1,6
$\frac{\delta}{\phi} = \frac{1}{3}$...	0,82	0,67	0,56	0,45	0,37	0,30	0,25	0,20	0,16	0,13
	1,15	1,30	1,49	1,70	1,93	2,20	2,5	2,8	3,2	3,6
$\frac{\delta}{\phi} = 0$...	0,84	0,70	0,59	0,49	0,41	0,33	0,27	0,22	0,17	0,13
	1,19	1,42	1,70	2,04	2,46	3	3,7	4,6	5,8	7,5
$\frac{\delta}{\phi} = \frac{1}{3}$...	0,88	0,75	0,64	0,52	0,46	0,39	0,32	0,26	0,20	0,16
	1,22	1,52	1,89	2,38	3,03	4,02	5,55	8,1	12	19
$\frac{\delta}{\phi} = -\frac{2}{3}$...	0,94	0,81	0,72	0,64	0,56	0,48	0,40	0,34	0,27	0,22
	1,24	1,59	2,06	2,72	3,61	5,25	8,0	12,8	21	41
$\frac{\delta}{\phi} = -1$...	1,04	1,06	1,05	1,04	1,02	0,98	0,94	0,88	0,82	0,75
	1,26	1,66	2,20	3,04	4,26	6,56	10,7	18,2	35	75

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

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

Tableau 1. — Valeur du coefficient α pour le calcul du diamètre du bulbe (d'après M. Bustamante)

Sols	Abaque correspondant	Technique d'injection	
		IRS (en principe $p_i \geq p_\ell$)	IGU (en principe $p_i < p_\ell$)
Graves *Graves sableuses* *Sables graveleux* *Sables grossiers* *Sables moyens* *Sables fins* *Sables limoneux*	A3. 03	SG.1	SG.2
Limons *Argiles*	A3. 04	AL. 1	AL. 2
Marnes *Marno-calcaires* *Craie altérée ou fragmentée*	A3. 05	MC. 1	MC. 2
Rocher altéré ou fragmenté	A3. 06	≥ R. 1	≥ R. 2

Tableau 2. — Abaques pour la détermination du frottement limite qs (d'après M. Bustamante)

Fig. A3.05. — CRAIE + MARNE + MARNO-CALCAIRE

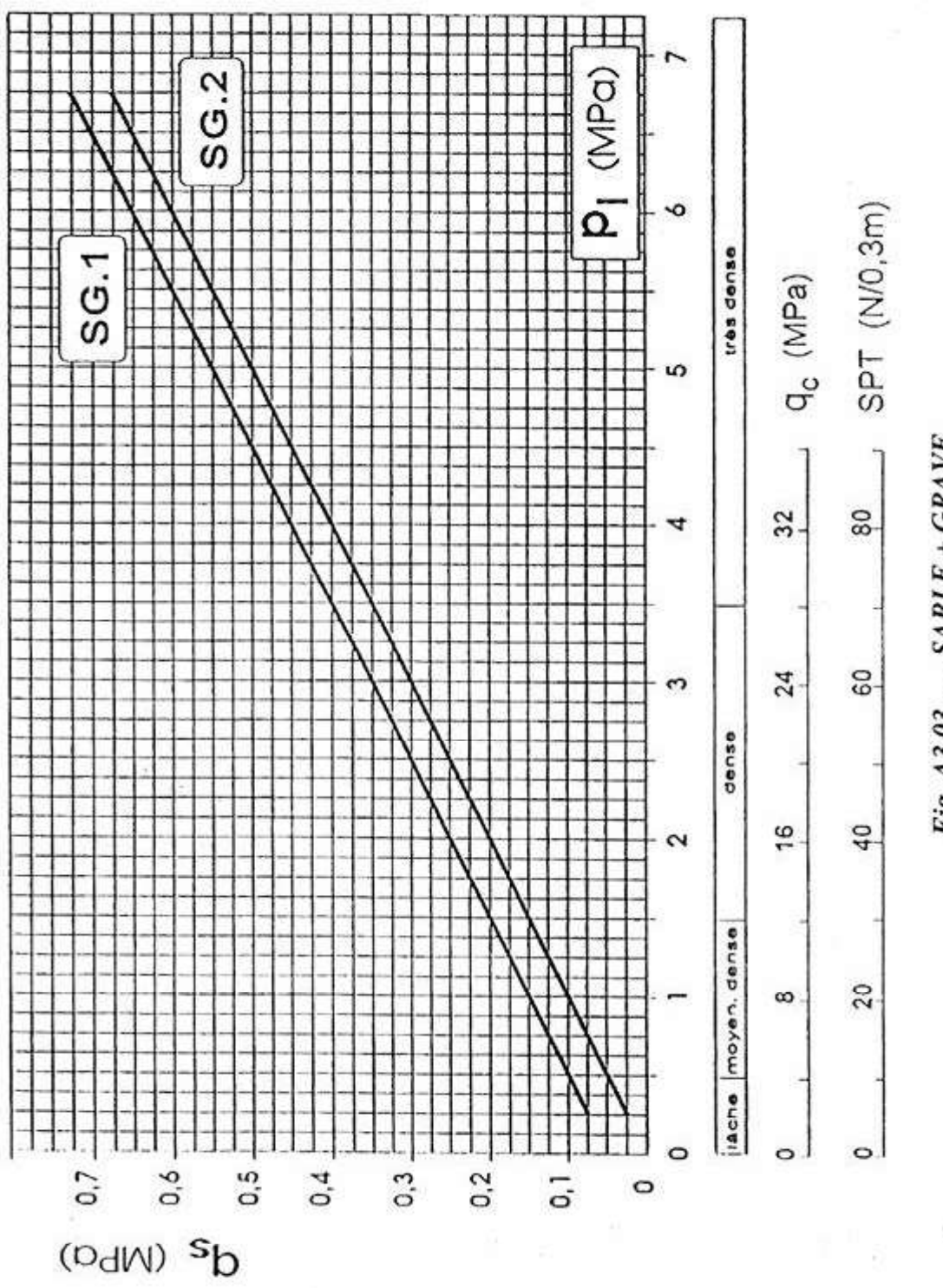


Fig. A3.03. — SABLE + GRAVE

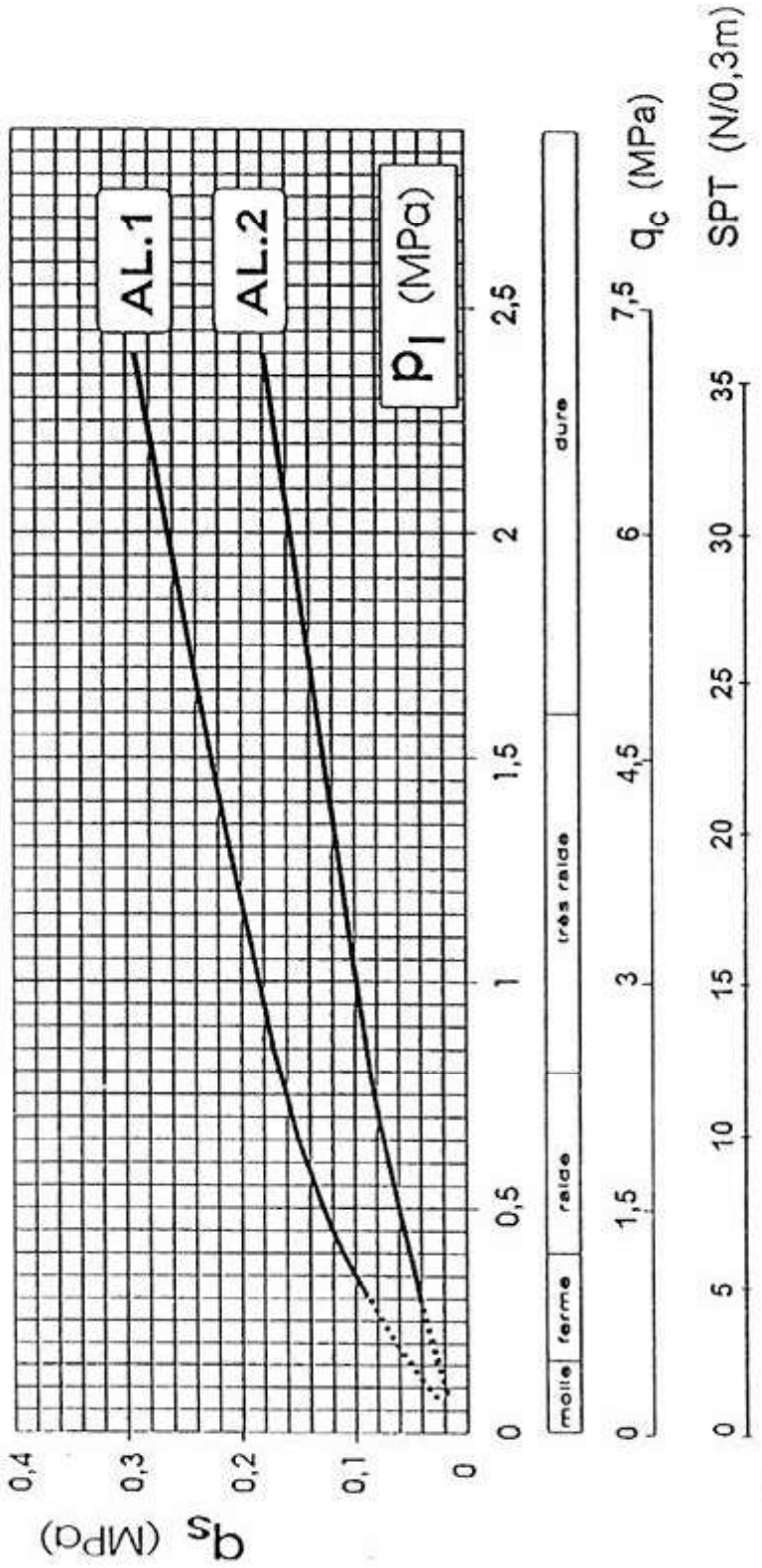


Fig. A3.04. — ARGILE + LIMON

Sols Ar+Lim / Sab+Grav :	Argiles/Limons
Profondeur de nappe =	3
Largeur B (m) =	35
Ancrage D (m) =	13.5
Longueur L (m) =	45
γh Couche d'assise =	19.5

u
Z x 10

	K0	Po
Argile/limons Sat	1	1 x σ
Sable/graviers Sat	0.5	0,5 x σ'

Z *(m)*	Pl *(bar)*	Pl *(kPa)*	γ_h *(KN/m³)*	Z' (u)	u	σ_v *(KN/m²)*	$\sigma_{v'}$ *(KN/m²)*	K_0	P_0 *(KN/m²)*	Pl* *(kPa)*
1.5	8.36	836	20			30	30	1	30	806
3	9.23	923	20			60	60	1	60	863
4.5	9.76	976	20			90	90	1	90	886
6	6.45	645	20	3	30	150	120	1	150	495
8	12.54	1254	20	5	50	210	160	1	210	1044
10	8.26	826	20	7	70	270	200	1	270	556
12	9.33	933	20	9	90	330	240	1	330	603
15	29.45	2945	20	12	120	420	300	1	420	2525
16.5	13.15	1315	20	13.5	135	465	330	1	465	850
18	15.48	1548	20	15	150	510	360	1	510	1038
19.5	16.58	1658	20	16.5	165	555	390	1	555	1103
21	30.91	3091	20	18	180	600	420	1	600	2491
22.5	33.42	3342	20	19.5	195	645	450	1	645	2697
24	36.4	3640	20	21	210	690	480	1	690	2950
25.5	42.73	4273	20	22.5	225	735	510	1	735	3538
27	23.27	2327	20	24	240	780	540	1	780	1547
28.5	40.23	4023	20	25.5	255	825	570	1	825	3198
30	35.75	3575	20	27	270	870	600	1	870	2705
31.5	34.71	3471	20	28.5	285	915	630	1	915	2556
33	36.56	3656	20	30	300	960	660	1	960	2696
34.5	36.86	3686	20	31.5	315	1005	690	1	1005	2681
36	34.04	3404	20	33	330	1050	720	1	1050	2354
37.5	38.45	3845	20	34.5	345	1095	750	1	1095	2750
39	39.43	3943	20	36	360	1140	780	1	1140	2803
42	39.43	3943	20	36	360	1140	780	1	1140	2803
45	39.43	3943	20	36	360	1140	780	1	1140	2803
48	39.43	3943	20	36	360	1140	780	1	1140	2803
51	39.43	3943	20	36	360	1140	780	1	1140	2803
54	39.43	3943	20	36	360	1140	780	1	1140	2803
57	39.43	3943	20	36	360	1140	780	1	1140	2803
60	39.43	3943	20	36	360	1140	780	1	1140	2803
63	39.43	3943	20	36	360	1140	780	1	1140	2803
66	39.43	3943	20	36	360	1140	780	1	1140	2803

	[D ;	D+ 1,5B]		[d ;	D]
Zone utile 1 :	13.5	66	Zone utile 2 :	0	13.5

Produit (Z utile 1)	N	Ple* (kPa)	1/Ple*	Pl* (Z utile 2)	De (Z utile 2)	Kp	Ql (bars) = q0 + Kp x Ple*	Qadm (bars) = q0 + Kp/3 x Ple*
8.25603E+87	26	2803	0.000356761	806	1.874063503	0.813659841	25.43938533	10.23479511
				863				
				886				
				495				
				1044				
				556				
				603				