



UNIVERSITE DE BLIDA 1

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : Géotechnique

ETUDE DES FONDATIONS SUR PIEUX D'UN PROJET DES SILOS EN BETON ARME, AHMER EL AIN, TIPAZA

Soutenu par :

Nesrine HASSENI

Aicha MESSAOUDI

Younes ABED

U. SAAD DAHLEB BLIDA

Président

Amar BOUZID

U. SAAD DAHLEB BLIDA

Examineur

Ilhem TOUMI

U. SAAD DAHLEB BLIDA

Promotrice

Blida, Décembre 2021

Résumé

L'objectif de ce travail est d'étudier la stabilité d'un silo en béton armé d'une capacité de 50,000 tonnes à TIPAZA, la structure contient 16 cellules de stockage.

Pour atteindre cet objectif, nous avons focalisé essentiellement sur : des généralités sur les fondations, choix des types de fondations, classification des fondations profondes et essais in-situ entrant le cadre de calcul des fondations sur pieux.

Pour mettre en valeur notre modeste travail, nous avons exploité quelques résultats des essais in-situ et des résultats des essais au laboratoire. Ces résultats sont utilisés dans le calcul de la capacité portante des pieux, et le tassement œnométrique.

Nous avons adopté une démarche scientifique qui consiste à modéliser le problème en utilisant le logiciel (PLAXIS 2D). La modélisation a clairement montré que les silos étaient instables avec la solution initiale (radier), ce problème résolu lorsque nous avons ajouté le groupe des pieux avec le radier.

A titre comparatif, deux différentes approches sont utilisées, telles que la méthode manuelle, le Logiciel PLAXIS 2D. Une bonne concordance des résultats déduits de ces deux approches a été notée.

Mots clés : Pieux, fondations profondes, essais in-situ, PLAXIS 2D.

Abstract

The objective of this work is to study the stability of a reinforced concrete silo with a capacity of 50,000 tons at TIPAZA; the structure contains 16 storage cells.

To achieve this objective, we have mainly focused on: generalities on foundations, choice of types of foundations, classification of deep foundations and in-situ tests entering the framework for calculating foundations on piles.

To showcase our modest work, we have used some results of in-situ tests and results of laboratory tests carried out at the Laboratory level. These results are used in the calculation of the bearing capacity of the piles, and the oenometric settlement.

We have adopted a scientific approach which consists in modeling the problem using software (PLAXIS 2D). The modeling clearly showed that the silos were unstable with the initial solution (raft), this problem solved when we added the pile group with the raft foundation.

For comparison, two different approaches are used, such as the manual method, the PLAXIS 2D software. A good agreement of the results deduced from these two approaches was noted.

Keywords: Piles, deep foundations, in-situ tests, PLAXIS 2D.

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة استقرار صومعة الخرسانة المسلحة بسعة 50000 طن في تبيازة احمر العين، يحتوي الهيكل على 16 خلية تخزين.

لتحقيق هذا الهدف، ركزنا بشكل أساسي على: العموميات على الأساسات، واختيار أنواع الأسس، وتصنيف الأساسات العميقة والاختبارات في الموقع التي تدخل في إطار حساب الأساسات على الركائز.

لعرض عملنا المتواضع، استخدمنا بعض نتائج الاختبارات في الموقع ونتائج الاختبارات المعملية التي أجريت على مستوى المختبر. يتم استخدام هذه النتائج في حساب قدرة تحمل الأكوام ، والتسوية اومترك.

لقد اعتمدنا نهجًا علميًا يتمثل في نمذجة المشكلة باستخدام البرنامج (PLAXIS 2D). أظهرت النمذجة بوضوح أن الصوامع كانت غير مستقرة مع المحلول الأولي (الطوافة)، تم حل هذه المشكلة عندما أضفنا مجموعة من الخوازيق مع اساس الطوافة.

للمقارنة ، تم استخدام طريقتين مختلفتين ، مثل الطريقة اليدوية ، برنامج PLAXIS 2D ، ولوحظ اتفاق جيد على النتائج المستخلصة من هذين النهجين.

الكلمات المفتاحية: الركائز ، الأساسات العميقة ، الاختبارات في الموقع ، PLAXIS 2D

Remerciements

Nous tenons à remercier, en premier lieu, notre Dieu qui nous a donné la volonté et le courage pour bien mener ce modeste travail.

On adresse notre remerciement distingué et notre gratitude aux personnes qui ont contribué et aidé à la réalisation de ce mémoire.

Tout d'abord, je tiens à remercier chaleureusement notre promotrice **Mme.IhemTOUMI** pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils.

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordé en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui a contribué à notre formation de master en géotechnique, spécialement **Pr. Amar BOUZID** pour sa disponibilité, pour le grand intérêt qu'il a porté à cette étude et pour toute la documentation et les renseignements qu'il nous a fournis concernant la partie de la modélisation de ce travail.

Nous voulons exprimer nos remerciements envers notre famille qui nous a apporté leur soutien moral et intellectuel tout le long de notre démarche.

Un grand merci vers tous nos collègues, camarades et amis, avec qui nous avons passé d'excellents moments.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

A mon cher père qui a toujours su me soutenir, me conseiller, m'assister et m'indiquer le bon chemin. L'amour qu'il me voue est irremplaçable, ses sacrifices pour mon éducation et mes études sont énormes. Je lui dois beaucoup.

A ma chère mère, toujours serviable et dévouée, tout mon amour sans limites, pour sa douceur, sa tendresse et toute l'affection qu'elle m'a donné tout au long de ma vie. Je lui dois beaucoup.

A ma chère sœur KHEIRA et mon cher frère SID AHMED, celui qui n'as pas de fraternité est seul et finira par être piétiné, et mes petites nièces NADA et MARAM et mon petit neveu ISHAK, puisse Dieu le Tout puissant, les garde en bonne santé.

A tous mes tantes, oncles e cousins, les deux familles HASSENI et BENAÏSSA que le grand Dieu les gardes pour moi.

Sans oublier mon binôme AÏCHA pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet elle a partagé avec moi tous les moments d'émotion lors de la réalisation de ce travail.

A mes aimables amies : NAHLA, RANIA, DOUNIA, HANIA, HANA et ANISSA, en souvenir de notre amitié et des moments agréables que nous avons passés ensemble.

Toutes les personnes que j'aime et qui m'aiment.

HASSENI NESRINE

Dédicaces

Je dédie ce travail

A mes chers parents qui m'ont toujours poussé et motivé dans mes études sans eux je n'aurais certainement pas atteint ce niveau

A mes frères (Mohamed elsadike et Younes) et ma sœurs (Sarah) qui m'avez toujours soutenu et encouragé durant ces années d'études.

A ma famille, spatialement mes tantes (Fatima, Zahra et Fouzia) mes proches et à ceux qui me donnent de l'amour et de la vivacité Ils m'ont chaleureusement supporté et encouragé tout au long de mon parcours

Sans oublier mon binôme Nesrine pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet elle a partagé avec moi tous les moments d'émotion lors de la réalisation de ce travail.

A tous mes amis (Imene, Razika, Chérifa, Khaoula, Hanaa, Anissa) qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite plus de succès.

A.M THOURI Nabil qui a nous a aidés à trouver le rapport géotechnique

TABLE DE MATIERE

RESUME

ABSTRACT

ملخص

REMERCIEMENT

DEDICACE

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES SYMBOLES

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE 01 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 Introduction.....	19
1.2 Définition des pieux.....	20
1.3 Bref Historique sur les pieux	20
1.4 Principes de fonctionnement d'un pieu isolé.....	21
1.5 Classification des pieux	23
1.5.1 Classification des pieux par rapport au type de matériau	24
1.5.2 Classification des pieux par rapport au mode d'installation	27
1.5.2.1 Les pieux refoulant le sol à la mise en place	28
1.5.2.2 Les pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place	29
1.6 Choix du type de pieu	37
1.7 Capacité portante d'un pieu isolé.....	38
1.7.1 Notion de la capacité portante.....	38
1.7.2 Notion de la charge critique	38
1.7.3 Calcul de la capacité portante à partir des essais in situ	39
1.7.3.1 Essai pressiométrique PMT	39

1.7.3.2 Essai SPT.....	39
1.7.3.3 Essai pénétrométrique CPT	39
1.7.3.4 Essai de chargement statique.....	39
1.8 Essai œdométrique	40
1.9 Tassement œdométrique	41
1.10 Conclusion	42

CHAPITRE 02 : ETUDE ET RECONNAISSANCE DE SITE

2.1 Présentation du projet	44
2.1.1 Situation du projet.....	44
2.1.2 Aperçu géologie du site	44
2.1.3 Stratigraphie	45
2.1.4 Sismicité de la région	45
2.2 Reconnaissance géotechnique.....	46
2.2.1 Les essais in situ.....	46
2.2.2 Essais de laboratoire.....	47
2.2.2.1 Essais physiques	47
2.2.2.2 Essais mécaniques	47
2.3 Résultats de la reconnaissance géotechnique.....	48
2.3.1 Les essais in situ.....	48
2.3.1.1 Sondage carottés	48
2.3.1.2 Mesures piézométriques	49
2.3.1.3 Profils géologique.....	51
2.3.1.4 Pénétrömètre au carottier SPT.....	58
2.3.1.4.1 Principe de l'essai.....	58
2.3.1.5 Sondages préssiométriques.....	59
2.3.1.5.1 Essais préssiométriques	59
2.3.1.5.2 Résultats des essais pressiométriques.....	61
2.3.2 Les essais au laboratoire.....	66

2.3.2.1 Essais physique.....	66
2.3.2.2 Essais mécanique.....	67
2.4 Classification des échantillons étudiés	69
2.4.1 Méthode de classification.....	69
2.4.2 Etude l'homogénéité du sol.....	75
2.5 Conclusion	81

CHAPITRE 03 : CALCUL DES FONDATIONS SUR PIEUX

3.1 Introduction.....	83
3.2 Dimensionnement des fondations profondes	83
3.2.1 Calcul de la capacité portante	83
3.2.2 Méthode pressiométriques	83
3.3 Cas d'étude	88
3.4 Calcul de nombre des pieux.....	93
3.5 Calcul de tassement du radier	96
3.6 Conclusion	101

CHAPITRE 04 : MODILISATION PAR ELEMENTS FINIS

4.1 Introduction.....	103
4.2 Présentation du logiciel PLAXIS 2D[25]	103
4.3 Présentation du code de calcul PLAXIS 2D.....	103
4.3.1 La démarche de modélisation avec PLAXIS	103
4.3.2 Lois de comportement dans PLAXIS	106
4.3.2.1 Modèle de Mohr-Coulomb.....	106
4.3.3 Les types de comportement des matériaux (Material type)	108
4.3.3.1 Comportement drainé (Drained behavior).....	108
4.3.3.2 Comportement non drainé (Undrained behavior).....	108
4.3.3.3 Le comportement non poreux (Non-porous behavior).....	108
4.4 Calculs	109
4.4.1 Le programme de calcul.....	110

4.4.2Types de calculs	111
4.4.3 Paramètres de contrôle du calcul	113
4.5 Principe de travaille	114
4.5.1 Introduction	114
4.5.2 Effetd’installation.....	114
4.5.3 Interaction sol-structure	115
4.6 Matériau fictif (déformation plan)	116
4.7Présentation des résultats	116
4.7.1 Interprétation des résultats	116
4.8Conclusion	125

CONCLUSION GENERALE

REFERENCES

ANNEXES

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Classification des pieux (MCIF ,2006) [6]	23
Tableau 1.2 : Classification des pieux (DTU 13.2) [7].....	24
Tableau 1.3 : Tassement uniforme admissible selon le SNIP-62[3].....	42
Tableau 2.1 : Description des sondages carottés (Annexe 1).	48
Tableau 2.2 : Résultats des essais piézométriques (Annexe 1).....	50
Tableau 2.3:Essai pressiométrique PMT 01(Annexe 1).	61
Tableau 2.4:Essai pressiométrique PMT 02 (Annexe 1).	62
Tableau 2.5: Essai pressiométrique PMT03 (Annexe 1).	63
Tableau 2.6:Essai pressiométrique PMT04 (Annexe 1).	64
Tableau 2.7:Essai pressiométrique PMT05 (Annexe 1).	65
Tableau 2.8: résultat des essais de laboratoire (Annexe 1).	66
Tableau 2.9: Résultat des essais de cisaillement (Annexe 1).	67
Tableau 2.10: Résultat des Essais de compressibilité a l’Odomètre (Annexe 1).	68
Tableau 2.11 : représentation du résultat de classification du sol (radier 1).	74
Tableau 2.12 : représentation du résultat de classification du sol (radier 2).	74
Tableau 2.13 : Résultats de l’homogénéisation (Radier1-Radier2).	79
Tableau 2.14: Résultats des caractéristiques physiques de la Coupe lithologique final.	81
Tableau3. 1 : Valeurs du facteur de portance pressiométrique.	85
Tableau 3. 2 : Classification des sols selon leurs propriétés mécaniques.	85
Tableau3. 3 : Courbes de frottement latéral limite.	87
Tableau 3.4 : Récapitulation des résultats pressiométrique.	89
Tableau 3.5 : Résultats de calcul de la résistance au frottement latéral.....	91
Tableau 3.6 : Récapitulation des résultats pressiométrique.	92
Tableau 3.7: Récapitule des essais pressiométrique.	93
Tableau 3.8 : Combinaisons de charges.....	93
Tableau 3.9 : Récapitule des nombre des pieux.....	94
Tableau 3.10 : Influence de choix de la largeur sur le nombre des pieux.	95
Tableau 3.11 : maillage étudié.....	96
Tableau 3.12 : Récapitule les tassementsdes tranches.	99
Tableau 3.13 : Récapitule les tassements des tranches	101

Tableau 4.1 : Les résultats des déplacements des points d'extrémités et au milieu la base de radier.	119
Tableau 4.2 : Les résultats du tassement du radier de la modélisation et le tassement	119
Tableau 4.3 : Les résultats des déplacements des points d'extrémités et au milieu à la base de radier avec les pieux	124
Tableau 4.4 : Les résultats des déplacements des pieux coté est et ouest d'extrémités et au milieu.	124

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : (b) Des pieux préservés de 3600 ans d'âge (a) la première mise en œuvre des pieux en bois dans le sol [24].....	21
Figure 1.2 : Illustration des pieux en pointe, flottant et intermédiaire respectivement.	22
Figure 1.3 : Pieux en bois [16].....	25
Figure 1.4 : Pieux en béton armé [16].	26
Figure 1.5 : (a : Pieux en acier -b : en profilé H ou I, b) : palplanche.	27
Figure 1.6 : Effet de pieu sur le terrain [25]	28
Figure 1.7 : La tarière [9].....	29
Figure 1.8 : Lebucket [9].	30
Figure 1.9 : L'hammergrab [9]	31
Figure 1.10 : Le trépan [9].	31
Figure 1.11 : Lecarottier [9].....	32
Figure 1.12 : Pieux forés simple [9].	32
Figure 1.13 : Pieux forés à la boue [9].....	33
Figure 1.14 : Le pieu foré tubé [11].....	34
Figure 1.15 : PieuxForés à la tarière creuse [9].	35
Figure 1.16 : Les micros pieux [9].....	36
Figure 1.17 : Schéma d'équilibre du pieu sous une force verticale [15].	38
Figure 1.18 : Appareil œdométrique [20]	40
Figure 2.1 : Situation du projet.	44
Figure 2.2 : Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPA 99/version 2003).	46
Figure 2.3 : Carte d'implantation des sondages carottés.	47
Figure 2.4 : Exemple d'échantillon on prélève du SC 03 profondeurs [5-10] m.	49
Figure 2.5: La coupe lithologique du radier1 (SC 01-SC 02-SC 03) et du radier 2	57
Figure 2.6 : Emplacement des essais pressiometriques.	60
Figure 2.7 : Coupe lithologique final.....	80
Figure : 3.1 réaction de sol sur un pieu isolé [17].....	83
Figure 3.2 : Schéma de calcul de la pression limite équivalente.	84
Figure3.3: Contrainte de frottement latéral limite q_s en fonction de Pl^*	86
Figure3.5 : Disposition des pieux.	96

Figure3.6 : Les tranches de calculs de tassement, cas ou le point Z se trouve sur l'axe passant par l'extrémité de radier.	97
Figure3.7: Les tranches de calculs de tassement, cas ou le point Z se trouve sur l'axe passant par le milieu de radier (l'axe médian).	100
Figure 4.1 : Fenêtre principale du programme de calcul.	110
Figure 4.2 : réalité 3D vs modèle 2D [28]	115
Figure 4.3 :Le profil de model du sol avec le radier.	116
Figure 4.4 : Déformation de maillage du sol.	117
Figure 4.5:Déplacement total du sol(U_{tot}).....	117
Figure 4.6: Déplacement verticaleUY.....	118
Figure 4.7:La coupe transversal (A-A') de déplacement total (U_{tot}) a la base de radier. .	118
Figure 4.8:Le profil de model du sol avec le radier avec un groupe des pieux.	120
Figure 4.9 : Déformation de maillage du sol avec le radier et le groupe des pieux.....	120
Figure 4.10 : Déplacement total du sol(U_{tot}).....	121
Figure 4.11 : Déplacement verticaleUY.....	121
Figure 4.12: Déformation de maillage du sol avec le radier et le groupe de pieux.	122
Figure 4.13 : Déplacement total du sol(U_{tot}).	122
Figure 4.14 :Déplacement verticaleUY.....	123
Figure 4.15:La coupe transversal (A-A') de déplacement total (U_{tot}) a la base de radier.	123

LISTE DES SYMBOLES

Z : profondeur

ω_L : Limite de liquidité

ω_P : Limite de plasticité

I_P : l'indice de plasticité

γ_d : La densité sèche

γ_h : La densité humide

γ_w : Poids volumique de l'eau

γ_s : Poids volumique des grains

γ' : Poids volumique déjaugé de sol

γ_{sat} : Poids volumique saturé

ω : La teneur en eau naturel

ω_{sat} : La teneur de saturation

S_r : Le degré de saturation

e : Indice des vides

e_0 : Indice des vides initiaux

C : la cohésion

C_u : la cohésion non drainé

ϕ : L'angle de frottement

C_c : Coefficient de tassement

E : Module pressiométrique ou module de Menard. ou le module de déformation

q : pression verticale transmise au sol

N : nombre de coups mesuré à l'essai de SPT

N_{spt}^e : nombre de coups équivalent

P_{le}^{*} : pression pressiométrique limite équivalente

P_l : pression pressiométrique limite mesuré

λ : Coefficient fonction de la longueur du pieu

δ'_v : La contrainte effective finale

δ'_{v0} : La contrainte effective initiale

p_l : Pression verticale ultime

S : tassement du sol à la base de la fondation

d : espacement des pieux

ν : Coefficient de poisson

ξ : Coefficient empirique

k_p : le facteur de portance pressiométrique

E : Module d'élasticité

E_p : le module d'élasticité de pieu

D_e : Diamètre d'influence

E_A : La rigidité normale

E_I : La rigidité de flexion

Les fondations sont des éléments structuraux qui assurent la liaison entre l'ouvrage et le sol sur lequel il se repose. Elles permettent et assurent le transfert et la répartition des charges de la superstructure au sol support. Le type de fondation ainsi que leurs dimensions nécessaires pour assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage dépend d'un certain nombre de facteurs, y compris la résistance du sol, le type de sol et la charge appliquée, etc. Une étude géotechnique préalable au dimensionnement est indispensable pour le bon choix du type de fondation.

Les fondations sont généralement classées comme profondes et superficielles. Bien que les fondations superficielles sont généralement adéquates où les sols sous les fondations sont à la fois résistant ou bien le chargement est faible, ils peuvent ne pas convenir dans les sols faibles ou dans des situations où les charges imposées sont élevées. Dans de telles situations, il est courant de faire appel aux fondations plus profondes. Cela a deux effets bénéfiques, tout d'abord, les sols en général deviennent plus résistants et plus rigides avec la profondeur donc la capacité portante augmente, et d'autre part des contraintes latérales et de cisaillement peuvent être mobilisées sur les côtés de la fondation, ce qui offre une résistance supplémentaire pour supporter les charges appliquées.

On s'intéresse dans ce travail au comportement des pieux des silos d'AHMAR EL AIN (TIPZA). Un pieu est une fondation élancée en acier, béton ou en bois, mis en place par fonçage, battage ou forge sur place et qui transfère les charges de la structure à des couches de terrain où le sol est capable de supporter cette charge sans subir des déformations à l'ouvrage.

Dans le but de bien comprendre le comportement de ce type de fondations, nous avons établi un travail qui va être présenté en quatre chapitres.

Le premier chapitre est dédié à la présentation des pieux dans un contexte générale, les diverses méthodes de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé et l'analyse du tassement des fondations sur pieux.

Le deuxième chapitre rassemble diverses données collectées sur le terrain. Ce chapitre contient l'interprétation des caractéristiques géotechniques, une synthèse détaillée sur les couches, ainsi que le profil géotechnique finale proposée pour le sol étudié.

Le troisième chapitre est une étude détaillée de dimensionnement des fondations, l'étude de la capacité portante et le tassement des pieux réalisés.

Le dernier chapitre présente les résultats de la modélisation numérique d'un groupe des pieux sous un radier à l'aide du logiciel PLAXIS 2D par la méthode des éléments finis, et enfin comparé les résultats.

À la fin, une conclusion générale synthétisant l'essentiel des éléments et des résultats du travail élaboré.

CHAPITRE 01

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 Introduction

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure qui ont pour rôle de transmettre les charges provenant de la superstructure au sol dans les meilleures conditions et sans le moindre risque d'instabilité sur le sol et sur le type de fondation qu'il faut. On distingue plusieurs types de fondations le critère suivant [2]

Pour le choix de type de fondation à prévoir ; on est amenée prendre en considération :

- Fondation superficielles si l'élanement $\frac{D}{B} < 4$ (semelles isolée, semelles filantes et radiers).
- Fondation semi profondes si $4 < \frac{D}{B} < 10$ (puits).
- Fondation profondes si $\frac{D}{B} < 10$ (pieux).
 - D : L'encrage de la fondation (profondeur de la base de la fondation par rapport au terrain naturel).
 - B : largeur ou diamètre de la fondation.

Lorsque la qualité du sol est médiocre ou les ouvrages transmettant une surcharge lourde au sol, les ingénieurs optent comme solution les fondations profondes pour accéder aux couches de sol de meilleure portance.

Parmi celles-ci les fondations sur pieux constituent une solution souvent préconisée en construction. Le dimensionnement des pieux est fortement dominé par le calcul de leur capacité avec des essais in situ.

On présente dans cette partie les éléments bibliographiques essentiels qui ont guidés nos travaux .Ceux-ci englobent des généralités sur les pieux les méthodes existantes de calcul de la résistance en pointe, le frottement latéral et le calcul de tassement des pieux [2].

1.2 Définition des pieux

Les pieux ou aussi appelés inclusions verticales sont des ouvrages géotechniques fréquemment rencontrés dans les projets de construction. Les pieux sont des éléments de fondation apparentés à des colonnes minces installées dans le sol qui ont pour but de reprendre les charges pour les transmettre à des couches compactes et profondes susceptibles de les supporter dans des conditions satisfaisantes de stabilité et de tassement donc on a recourt à ce type de fondation lorsque [3][4].

- Les couches superficielles de faible force portance.
- Les fondations doivent supporter un soulèvement excessif (cas des grands bâtiments soumis au vent ou un séisme, éolienne, etc....).
- Pour limiter le tassement de la structure.

1.3 Bref Historique sur les pieux

L'utilisation des fondations sur pieux dans les travaux de construction peut être retracée au début de la civilisation. Herodotus, l'écrivain grec du 4^{ème} siècle aussi connu «*père de l'histoire*», a proposé le 1^{er} document historique sur les pieux qui mentionne que les 1^{ers} pieux dans le monde sont fabriqués par les Egyptiens, les Romains, les Grecs et autres qui ont utilisé des pieux pour ériger des clôtures pour se protéger des envahisseurs, soutenir les routes et les structures. Les pieux étaient généralement fabriqués à partir de pierres et de bois. Certains éléments de construction de pile dans les civilisations du passé peuvent encore être vus dans diverses régions à travers le monde.

Dans le lac de Constance, située entre la Suisse et l'Allemagne, les archéologues ont trouvé des restes de pieux en bois préservés, qui sont estimés à être de 2000 à 4000 ans d'âge. Ces pieux supportent les maisons des habitants du lac pour les protéger des attaques. Un deuxième exemple qui est le Pont Sublimion (Rome, Italie) qui représente un des ponts Romains les plus anciens, et il est supporté par un ensemble de pieux tout le long de la rivière de Rhine. Il se situe en aval de l'île Tibérine, entre le Forum Boarium et le Transtiberim. La conception des pieux était liée à la technologie disponible à ce moment. Quand la civilisation a progressé, il a permis de nouvelles approches innovantes dans la conception de pieux et le processus d'installation des pieux. Les pieux sont encore utilisables comme fondation profonde pour supporter les différents types de structures dans les variantes conditions géotechniques et géologiques. [19][23][26].

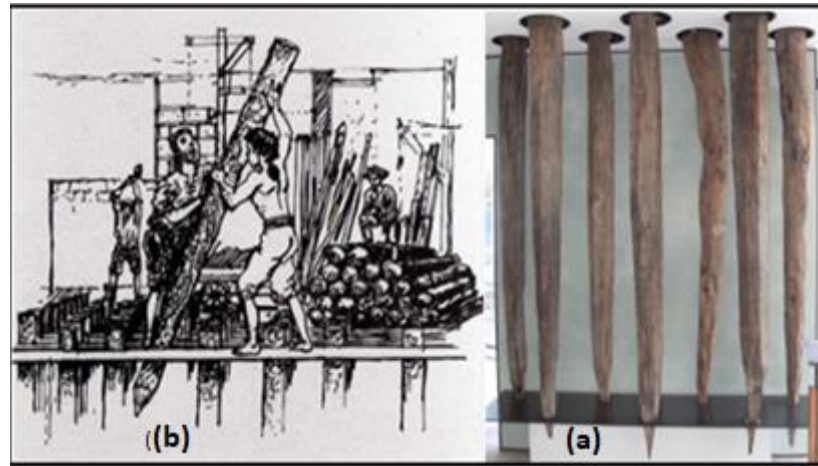


Figure 1.1 : (b) Des pieux préservés de 3600 ans d'âge (a) la première mise en œuvre des pieux en bois dans le sol [24].

1.4 Principes de fonctionnement d'un pieu isolé

- les charges de structure sont constituées de charges latérales, des moments,

Et les forces de soulèvement, seuls ou en combinaison donc, on peut résumer d'une façon générale que Les pieux sont utilisés lorsque le sol n'est pas suffisamment résistant, stable ou homogène pour assurer une stabilité à la structure. Le pieu comprend principalement trois parties essentielles : **la tête** qui reçoit la charge de la superstructure, **La pointe** qui délivre cette charge au sol qui se trouve en bas et **le fut** qui partage une partie de la charge sur le sol adjacent

Un pieu transmet au sol les charges qu'il supporte par :

- L'appui de sa base sur sol résistant ('effort de pointe Q_p), ces types de pieux sont nommés les pieux en pointe ou les pieux colonnes. Ces pieux transfèrent leur charge à un substratum situé à une profondeur considérable en dessous de la base de la structure et la partie essentielle de la charge est dérivée à partir de la résistance à la pénétration à la tête du pieu. Le pieu se comporte comme une colonne ordinaire et doit être conçu en tant que telle. Même dans les sols de faible résistance, le pieu ne se déformera pas par flambement et cet effet ne doit pas être considéré que si une partie du pieu n'est pas supportée, c'est à dire si elle est dans l'air ou l'eau. La charge est transmise au sol par frottement ou cohésion. Mais parfois, le sol environnant le pieu peut adhérer à la surface du pieu et provoque le frottement négatif sur le pieu. Cela résulte parfois un effet considérable sur la

capacité portante du pieu. Le frottement négatif sur le périmètre du pieu est causé par l'écoulement de l'eau souterraine et la consolidation du sol.

- Le frottement latéral entre le sol et pieu (l'effort de frottement latéral Q_s), ce 2^{ème} type De pieux sont appelés pieux flottants. Il existe une autre école qui dit que les pieux peuvent résister pas forcément avec le frottement mais peut être avec la cohésion, donc la capacité portante provient Principalement de l'adhérence ou de frottement du sol en contact avec le périmètre du pieu. Les pieux qui résistent par cohésion transmettent plus de leur charge au sol par la surface de contact du pieu. Ce processus de placer tels peux proches les uns des autres dans les groupes réduit fortement la porosité et la compressibilité du sol à l'intérieur et autour des groupes. Par conséquent, les pieux de cette catégorie sont parfois appelés pieux de compactage. Pendant le processus de battage du pieu dans le sol, le sol devient moulé et, par conséquent perd une partie de sa force portante. Par conséquent, le pieu n'aura pas la capacité de transférer le montant exact de la charge transmise par l'ouvrage. Habituellement, le sol retrouve un peu de sa force de trois à cinq mois après qu'il a été conduit [2].

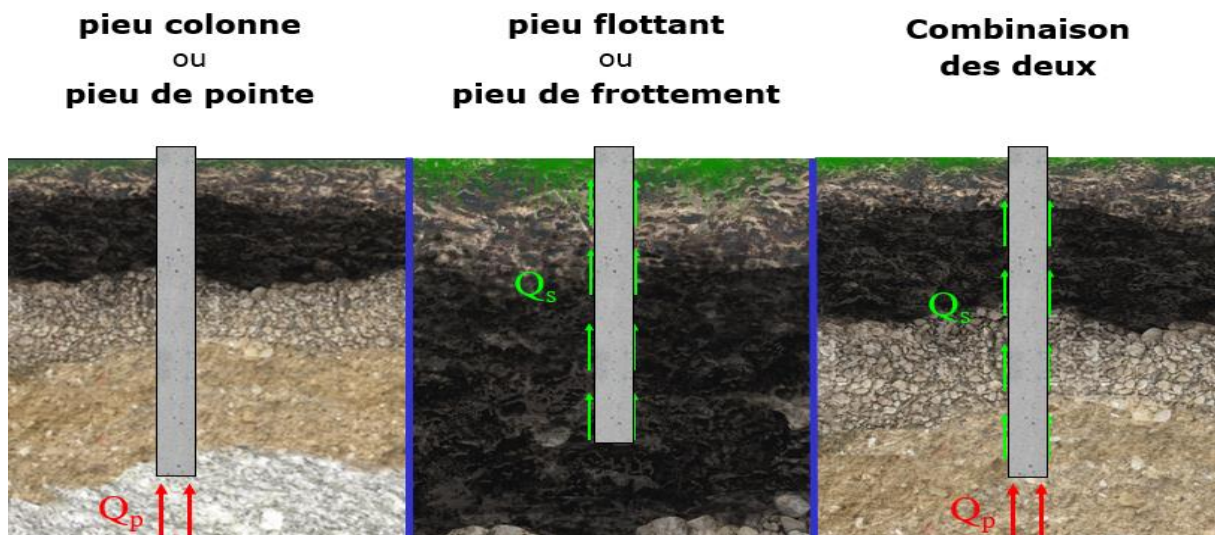


Figure 1.2 : Illustration des pieux en pointe, flottant et intermédiaire respectivement.

1.5 Classification des pieux

Les différents types de pieux ont des avantages et des inconvénients qui rendent chaque pieu plus approprié et concurrentiel pour des tels situations particulières de conditions du sol. Il est donc, une nécessité de comprendre les différents types de pieux et leurs meilleures applications afin de fournir de bonnes solutions pour la conception. La section suivante est consacrée pour décrire ces différents types. [3]

Les pieux sont couramment classés de différentes façons selon les paramètres d'intérêt. Le tableau 1.1 adapté du manuel canadien d'ingénierie de la fondation (MCIF, 2006) regroupe ces différents paramètres. Le tableau 1.2 décrits la classification des pieux par le mode d'exécution des fondations selon le document technique unifié (DTU13.2) [6][7]

Tableau 1.1 : Classification des pieux (MCIF ,2006) [6]

Facteur	Sous-groupe
Installation	Battu, foré, tubé, vissé, moulé
Déplacement du sol	Subissant un grand déplacement, un faible déplacement, ne subissant pas de déplacement
Matériau de construction	Béton, acier, bois
Mode de fonctionnement	Résistance en pointe, résistance en frottement latéral combinaison des deux
Portance	Grande ; moyenne faible
Forme géométrique de la section	Carré, cercle, hexagonal, octogonal, pieu en H, conique
Environnement	Terre, marine, off-shore
Inclinaison	Vertical, incliné
Longueur et rigidité	Long (flexible), court (rigide), intermédiaire
Type de structure	Pont, bâtiment, plate-forme, tour, machine

Tableau 1.2 : Classification des pieux (DTU 13.2) [7].

Différentes catégories	Types de pieux
Pieux préfabriqués	<ul style="list-style-type: none"> • Battu préfabriqué • Métal battu • Tubulaire précontraint • Battu enrobé ou vibro foncé
Pieux à tube battu exécuté en place	<ul style="list-style-type: none"> • Battu pilonné • Battu moulé
Pieux forés	<ul style="list-style-type: none"> • Foré simple • Foré tubé • Foré boue • Tarière creuse • Visé moulé • Injecté haute – pression
Pieux foncé	<ul style="list-style-type: none"> • Béton foncé • Métal foncé
Micropieux de diamètre inférieur à 250 mm	<ul style="list-style-type: none"> • Type I • Type II • Type III • Type IV

1.5.1 Classification des pieux par rapport au type de matériau

a). Pieux en bois

Les pieux en bois ont été utilisés depuis l'antiquité. Les pieux en bois sont faits de troncs d'arbres avec des branches coupées et les longueurs des pieux en sont des types d'arbres utilisés pour récolter des pieux.



Figure 1.3 : Pieux en bois [16].

❖ **Avantages des pieux en bois [2]**

- Les pieux sont faciles à manipuler
- Relativement peu coûteux ou le bois abondant
- La section peut être entre elles et la longue en excès est facilement enlevée.

❖ **L'inconvénient des pieux en bois**

- Les pieux vont pourrir au-dessus du niveau de la nappe phréatique. Avoir une capacité portante limitée
- Peuvent être facilement endommagées pendant la conduite par des pierres et des rochers
- Les pieux sont difficiles à s'attaquer par les tarets dans les eaux salées

b). Pieux en béton :

Les pieux préfabriqués en béton armé sont exécutés sur des aires appropriées. Le délai de durcissement est normalement d'un mois. Leurs principales caractéristiques sont :

- Leur longueur ne dépasse pas 20 à 30m.
- On emploie des ciments portland 325 de dosage 400kg /m³.
- Armature longitudinal d'une seule longueur dont les diamètres habituels varient de 16 à 32 mm
- La contrainte de compression admise pour les pieux en béton armé est de 60 à 70 bars.

- Leur section est carrée circulaire ou polygonale dont la dimension transversale varie de 25 à 60 cm



Figure 1.4 : Pieux en béton armé [16].

❖ **Avantages et inconvénients des pieux en béton préfabriqué [5][14][22]**

- Sont faciles à raccorder relativement peu coûteux.
- Peuvent augmenter la densité relative d'une couche de fondation granulaire.

❖ **inconvénients des pieux en béton préfabriqué**

- déplacement et la perturbation du sol pendant la mise en place.
- peuvent être endommagés pendant le battage donc des pieux de rechange peuvent être nécessaires.

c).Pieux en acier

Les pieux en acier de différentes formes et tailles et sont cylindrique, conique, et sous forme de H sont profilés laminés et sont proportionnés à résister à de fortes contraintes lors de l'installation. Les pieux tubulaires en acier sont soudés ou tubes sans soudure qui peuvent être soudés pour donner une longueur maximale de 70 m et ils sont généralement conduits avec des extrémités ouvertes dans le sol. Une pointe conique est utilisée lorsque les pieux doivent pénétrer des rochers et des pierres. Pour augmenter la portance des pieux tubulaires en acier, la terre est excavée par le béton bien que dans certains cas ; ce n'est pas nécessaire. La gamme optimale de la charge sur des pieux en acier est de 400 à 1200KN.



Figure 1.5 : (a : Pieux en acier -b : en profilé H ou I, c) : palplanche.

❖ **Avantages des pieux en acier [2]**

- ☑ Les pieux sont faciles à manipuler et peuvent facilement être coupés à la longueur désirée
- ☑ Peuvent être enfoncés à travers les couches denses le déplacement latéral du sol pendant l'installation est faible (les pieux en acier de section en H ou de section en I) peuvent être assez facilement épaissés ou boulonnés
- ☑ Peut transporter des charges importantes

❖ **Les inconvénients des pieux en acier :**

- ☒ Les pieux peuvent corroder.
- ☒ Déviation relativement facile pendant la mise en place.
- ☒ Sont relativement coûteux.

1.5.2 Classification des pieux par rapport au mode d'installation

Les pieux sont utilisés pour un seul objectif qui est l'assurance de bonne résistance, Ces différents pieux peuvent être classés en deux grandes catégories :

- Des pieux refoulant le sol.
- Des pieux sans refoulement du sol.

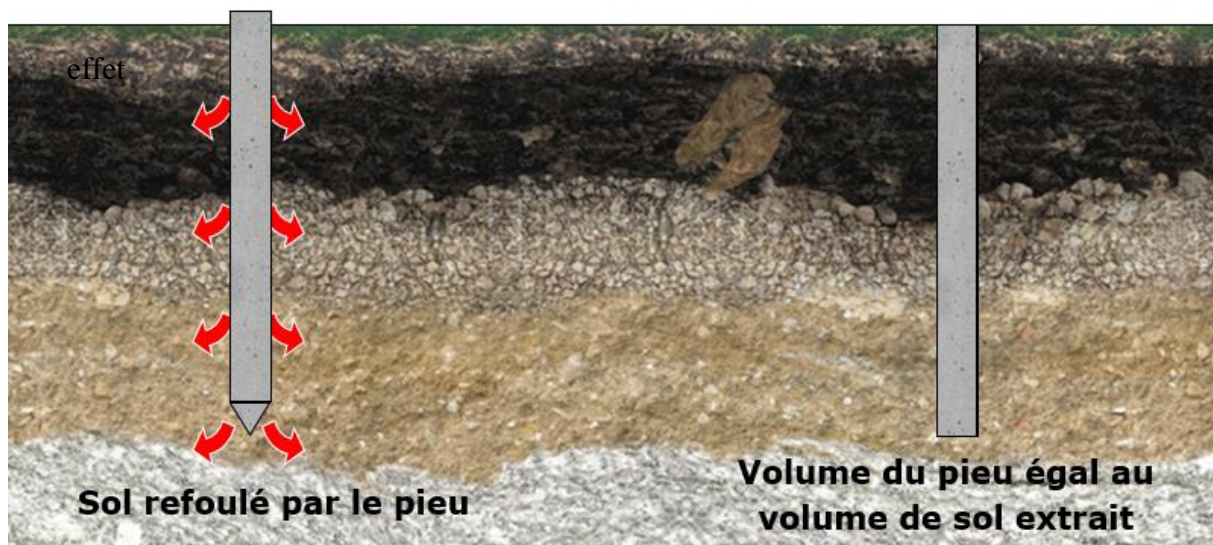
- **Pieu à refoulement**- **Pieu sans refoulement**

Figure 1.6 : Effet de pieu sur le terrain [25]

1.5.2.1 Les pieux refoulant le sol à la mise en place

Ils peuvent être battus, forcés, vibro-forcés, pilonnés. Leur constitutif peut être : béton, le béton armé, le métal, le bois.

On distingue :

- a). **Les pieux battus** : sont réalisés à partir d'éléments préfabriqués en béton armé ou précontraint ou qui sont ensuite battus en force dans le sol ou enfoncés par vibration ou battage en tête.
- b). **Les pieux en métal battu** : sont réalisés à l'aide d'un tube métallique creux fermé à la base, battu en force dans le sol et qui sert ensuite à couler du béton dans le sol à mesure de la remontée du tube. Ils se rapprochent des tubes battus par l'absence d'extraction de matériaux, mais le pieu lui-même est réalisé en place dans le terrain, comme le cas des pieux forés.
- c). **Les pieux en béton forcés** : mis en place à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction, le point d'appui doit pouvoir fournir une réaction au moins égale à la force du vérin et le système de calage du vérin doit éviter de communiquer des efforts horizontaux aux pieux.

1.5.2.2 Les pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place

Dans ce groupe, on peut citer les pieux forés dont l'exécution nécessite un préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage. Après mise en place nécessaire de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu.

a). Pieux forés : Ces pieux sont réalisés par extraction du sol, puis par mise en place d'une cage d'armatures et bétonnage de l'excavation. Diverses techniques de forage :

- La tarière qui fonctionne comme un tire-bouchon pour s'enfoncer dans le sol par rotation et remonte le sol par cisaillement. Une fois remontée on "vide" la tarière en la frappant sur le sol. Utilisable pour des sols tendres.



Figure 1.7 : La tarière [9].

- Le bucket ou benne qui fonctionne comme un taille-crayon à réservoir en "coupant" le sol par rotation et en le stockant directement dans sa partie supérieure. Le bucket se vide par un système de trappe situé à sa base. Utilisable pour des sols tendres.

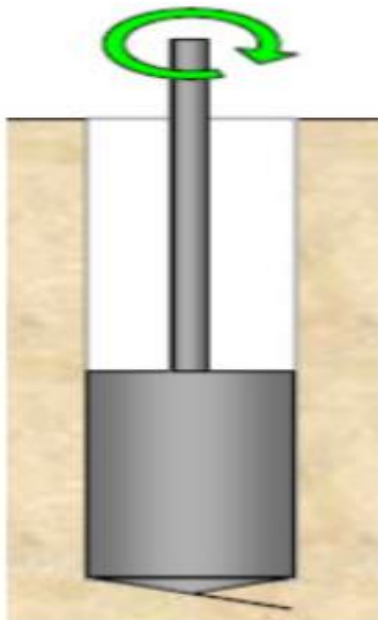
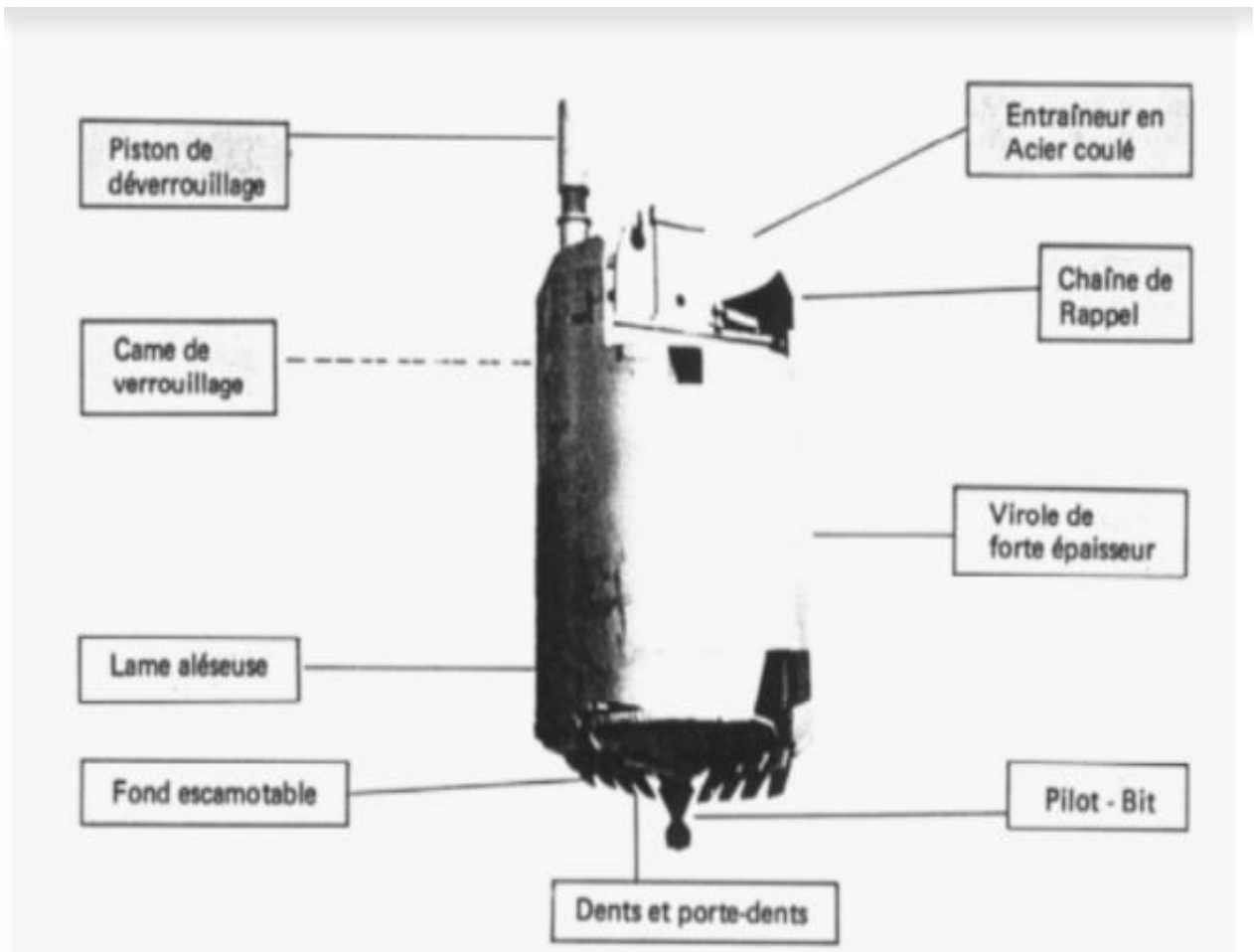


Figure 1.8 : Le bucket [9].

- L'hammergrab ou grappin c'est une mâchoire métallique qui détruit le sol par son poids. L'hammergrab est laissé tomber en chute libre dans le forage, arrivé au fond du forage la mâchoire se referme sur le sol qui est en suit remonté. Utilisable pour des terrains durs.

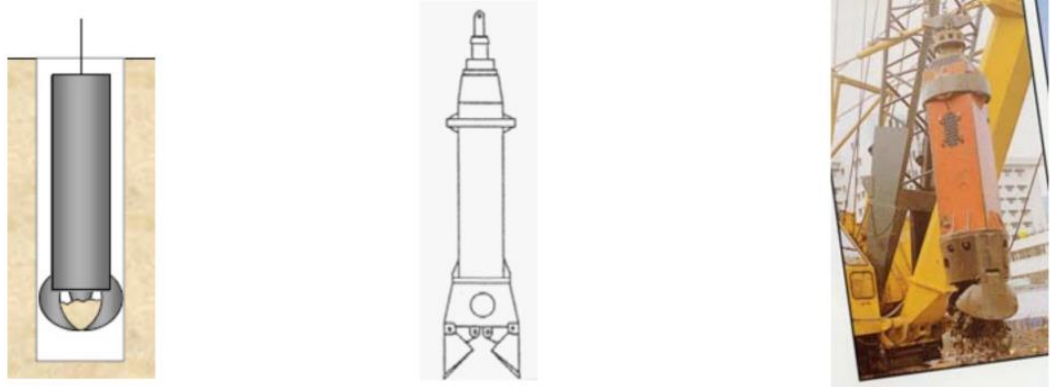


Figure 1.9 : L'hammergrab [9]

- Le trépan fonctionne comme le précédent mais ne peut pas remonter le sol, sert donc en général pour détruire des passages rocheux dans le terrain.



Figure 1.10 : Le trépan [9].

- Le carottier fonctionne comme un poinçon en cisillant le sol par rotation et en le remontant par adhérence. Utilisable en terrains tendres et adhérents (argileux).

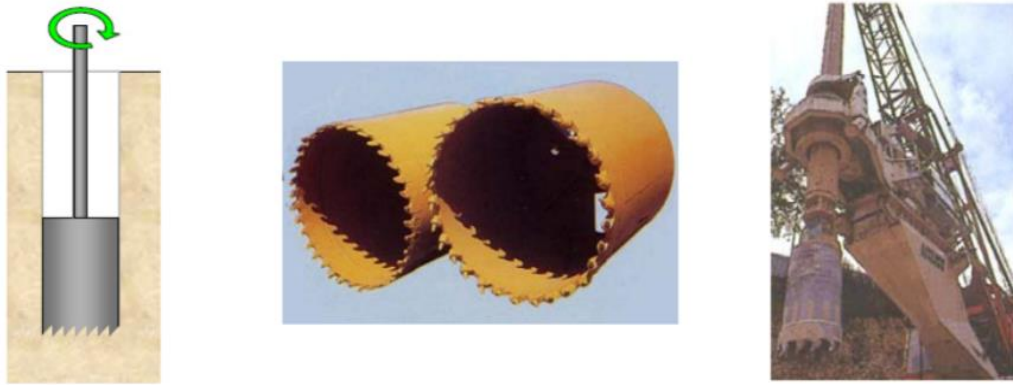


Figure 1.11 : Le carottier [9].

b). Pieux forés simple : Si le sol est suffisamment cohérent (c'est-à-dire non bouillant), on peut envisager les pieux forés simples, ces pieux forés simples sont réalisés sans soutènement du sol, c'est à dire directement dans le trou creusé à l'aide d'outils spéciaux [11].

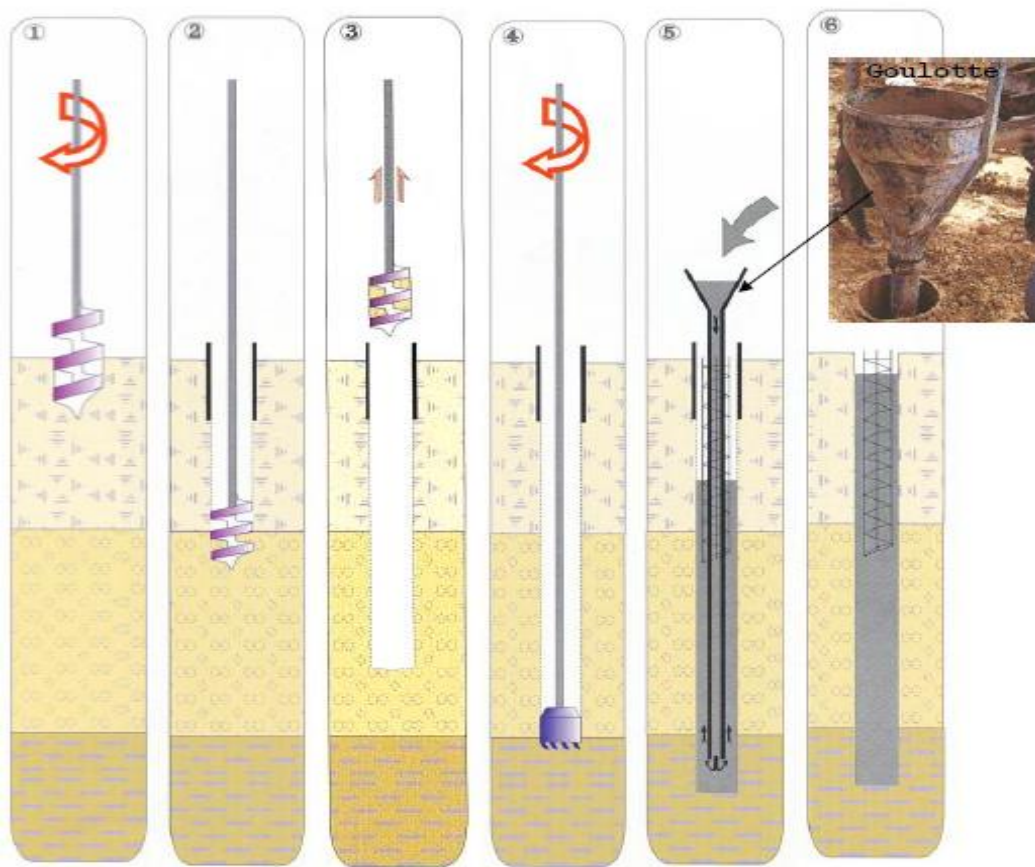


Figure 1.12 : Pieux forés simple [9].

- 1 - Mise en fiche, réglage, prés forage.
- 2 - Mise en place de la virole.
- 3 - Forage à la tarière sans tubage de soutènement des parois.
- 4 - Ancrage au carottier.
- 5 - Mise en place d'armatures partielles ou totales et bétonnage à la goulotte et à la colonne avec une garde minimum de 1 mètre.
- 6 - Contrôle de l'arase de béton.

c). **Pieux forés à la boue** : Les parois sont maintenues par un éboue qui remplit le forage. Cette boue a pour fonctions :

- de refroidir les outils de perforation,
- de remonter les sédiments,
- de maintenir les parois du forage,
- d'éviter les infiltrations d'eau dans le forage.

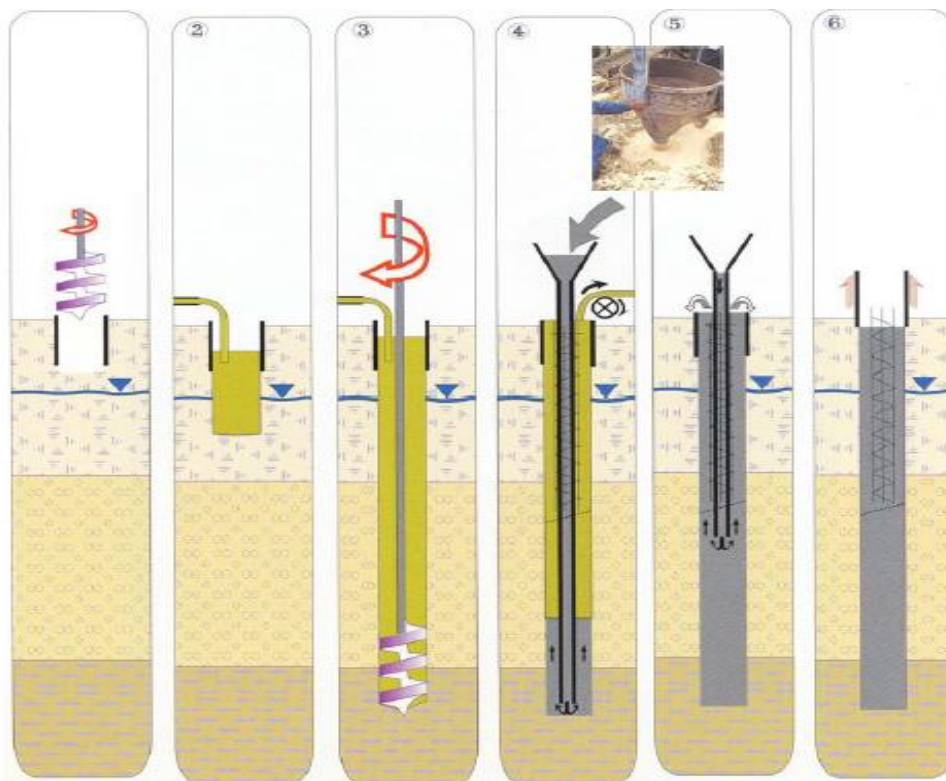


Figure 1.13 : Pieux forés à la boue [9].

- 1 - Implantation, prés forage, mise en place de la virole.
 - 2 - Mise en œuvre de la boue.
 - 3 - Forage sous charge de boue.
 - 4 - Recyclage de la boue, mise en place d'armature partielles ou totales, bétonnage
- Au tube plongeur.
- 5- Tube Plongeur relevé par élément, fin du bétonnage.
 - 6- Extraction de la virole, contrôle de l'arase béton.

d).Pieux forés tubé : Le tubage peut être enfoncé jusqu'à la profondeur finale par vibration ou foncé avec louvoiement au fur et à mesure de l'avancement du forage. Le forage est rempli partiellement ou totalement d'un béton de grande ouvrabilité, puis le tubage est extrait sans que le pied du tubage puisse se trouver à moins de 1 m sous le niveau du béton, sauf au niveau de la cote d'arase [18].

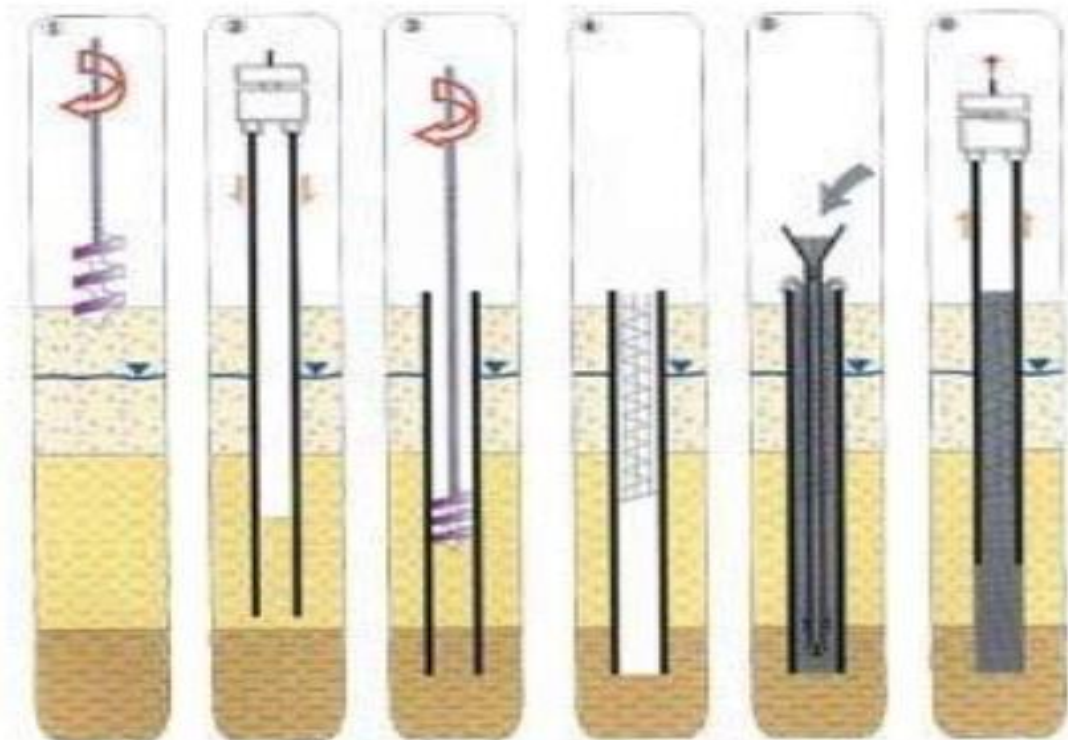


Figure 1.14 : Le pieu foré tubé [11].

- 1) Mise en fiche, réglage pré forage.
- 2) Vibro-fonçage du tubage de travail.
- 3) Forage et extraction des terres.
- 4) Mise en place d'armature partielles ou totales
- 5) Bétonnage au tube plongeur
- 6) Extraction du tube de travail.

e). Pieux Forés à la tarière creuse : Mis en œuvre avec une tarière à axe creux, d'une longueur totale au moins égale à la profondeur des pieux à exécuter, vissée dans le sol sans extraction notable de terrain. La tarière est extraite du sol sans tourner pendant que, simultanément, du béton est injecté dans l'axe creux de la tarière, prenant la place du sol extrait [12].

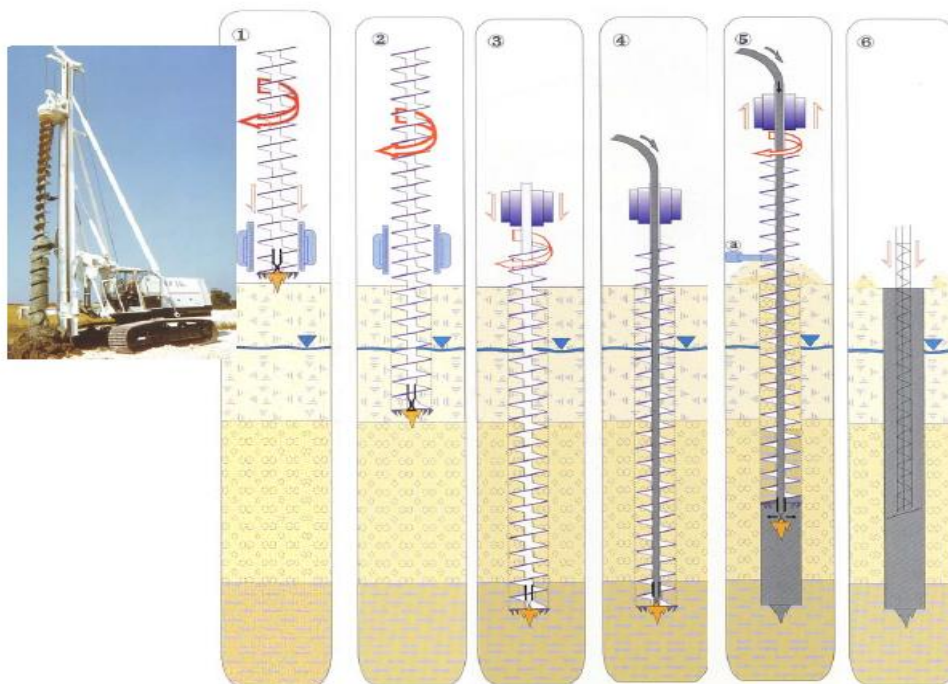


Figure 1.15 : Pieux Forés à la tarière creuse [9].

- 1 - Mise en fiche, réglage des guides de forage.
- 2 – Forage.
- 3 - Ancrage par rotation avec poussée sur l'outil.

4 - Injection du béton dans l'axe creux de la tarière.

5 - Descente du tube plongeur, remontée de la tarière en rotation lente, nettoyage de la tarière, bétonnage contrôlé en continu.

6- Mise en place d'armatures

f). Micro pieu : La technique des micros pieux a été développée dans les années soixante : initialement, ils ont été utilisés en Italie sous l'appellation de pieux racines qui sont des pieux de petits diamètre scellés au terrain par un mortier. Par la suite, sont apparus du micro pieux injecté sous forte pression qui a permis d'obtenir des portances plus élevées. Pendant longtemps, cette technique n'a été employée que dans la reprise en sous-œuvre de bâtiments et d'ouvrages. Par la suite le domaine d'application de cette technique s'est élargi aux fondations d'ouvrages neufs dans certains cas de terrains difficiles ou contenant des obstacles durs divers tels que : anciennes fondations, blocs, couche dure, etc., qu'il serait très onéreux de traverser en forage de grande section [20].

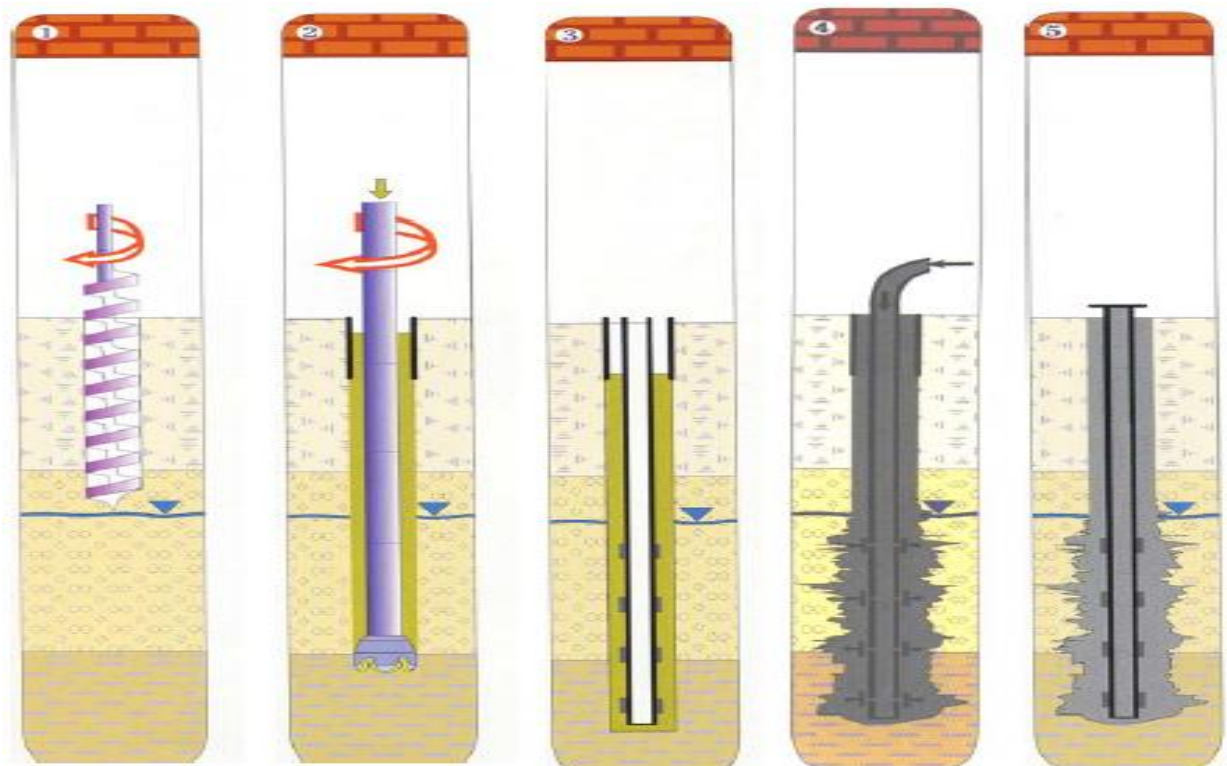


Figure 1.16 : Les micros pieux [9].

- 1- Mise en fiche, réglage et forage.
- 2- Forage sous tubage, boue, coulis ou mortier.
- 3- Mise en place d'une armature pouvant être équipée de manchettes pour l'injection sous pression.
- 4- Scellement au coulis, ou au mortier de l'armature.
- 5- Recépage et soudage d'une plaque.

1.6 Choix du type de pieu

Le choix de pieu dépend de [22] :

- La structure qui va supporter la fondation : La structure s'imposera à la fondation un système de charge auxquelles le sol devra résister à court et à long terme sans trop se déformer. Le projet de fondation doit donc prendre en compte :
 - La nature des charges statique ou dynamiques ;
 - L'intensité, la répartition et la direction des efforts ;
 - Les déformations (tassements des fondations).
- La nature du sol : Le sol intervient par la constitution et la disposition de ses différentes couches, par les caractéristiques mécaniques de celles-ci et par son hydrologie.
- L'environnement du pieu : L'environnement du pieu conditionne également ce choix à la :
 - Surface de travail au sol plus ou moins réduite
 - Présence de nombreux pieux voisins déjà mis en place (le battage de pieux ou de tubes fermés en refoulant le sol peut entraîner la remontée de pieux voisins ou même les endommager).
 - Proximité d'immeubles ou de construction divers (bruits des engins de battage, ébranlements dus à l'enfoncement pouvant provoquer des fissurations.
 - Déformation entraînées par les compressions latérales provenant de forages en gros diamètre.

1.7 Capacité portante d'un pieu isolé

Le calcul de la force portante des pieux isolés soumis à des chargements verticaux est une phase très importante dans un projet de construction, donc il est nécessaire d'accorder un équipement avantageux des méthodes permettant une estimation réaliste de cette force portante.

1.7.1 Notion de la capacité portante

La charge verticale limite Q_l ou capacité portante verticale résulte la mobilisation d'une pression verticale q_l en pointe, et des contraintes de frottement latéral limite q_s le long de fût de pieu [1].

$$Q_l = Q_s + Q_p = S q_l + P \int_0^D q_s(z) \cdot dz \quad (1.1)$$

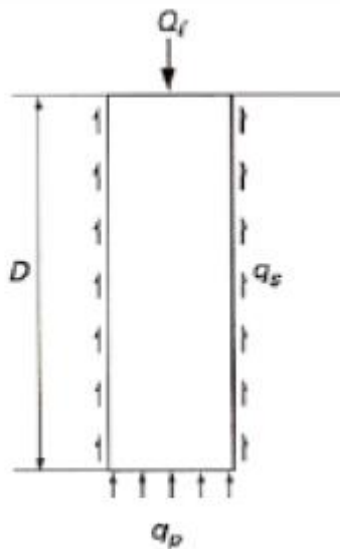


Figure 1.17 : Schéma d'équilibre du pieu sous une force verticale [15].

1.7.2 Notion de la charge critique

La charge critique Q_c (ou de fluage) correspond au seuil d'instabilité du tassement du pieu c'est-à-dire une augmentation brusque de la vitesse du tassement. Elle correspond approximativement à la limite de la variation linéaire de la charge appliquée en fonction du tassement du pieu [12].

L'interprétation d'un essai de chargement vertical permet d'obtenir expérimentalement la charge critique Q_c . En cas d'indisponibilité de cet essai, elle peut être estimée par les formules empiriques suivantes recommandées par LCPC [15] :

Pieu ne refoulant pas le sol : $Q_c = 0.5Q_p + 0.7 Q_s$ (1.2)

Pieu refoulant le sol : $Q_c = 0.7Q_p + 0.7 Q_s$ (1.3)

1.7.3 Calcul de la capacité portante à partir des essais in situ

Les essais in-situ occupent un espace important de la reconnaissance géotechnique ainsi la détermination des propriétés des sols dans les conditions réelles de résistance.

1.7.3.1 Essai pressiométrique PMT

L'essai pressiométrique est un essai de chargement du terrain in situ développé par Louis MENARD (1957). Cet essai consiste à gonfler dans le sol une sonde cylindrique, dilatable radialement, placée dans un forage préalable, les contraintes dans le sol sont uniformes [2].

L'essai permet d'obtenir une relation entre la pression appliquée par la sonde contre les parois du forage et les déplacements horizontaux du forage ainsi une analyse du comportement du sol aussi bien en petite déformation ce qui permet l'évaluation du module de déformation EM et l'estimation de la pression limite Pl correspond à la rupture.

1.7.3.2 Essai SPT

Cette technique, développée par Mm Terzahi et Peck, mesure la résistance à la pénétration des sols, par l'utilisation d'un échantillonneur standard entraîné par un mouton de 63,5 Kg ayant une hauteur de chute de 75 cm. L'échantillonneur, en 2 parties, fixé aux tiges de forage est descendu dans le trou après que le forage ait été nettoyé et le niveau d'eau stabilisé. [2]

1.7.3.3 Essai pénétrométrique CPT

L'essai au pénétromètre statique est un essai in-situ consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse constante (20-25 mm/s), une pointe pénétrométrique au moyen d'un train de tiges de fonçage, au cours de la pénétration, les mesures de la résistance au cône q_c et du frottement latéral local F_s sont effectuées et les résultats enregistrés [12].

1.7.3.4 Essai de chargement statique

L'essai de chargement en vraie grandeur est un outil pratique d'analyse in-situ de la capacité portante et du tassement d'un pieu isolé, qui permet de s'affranchir des incertitudes liées au calcul. Il est systématiquement mené dans le cadre d'un important projet, afin de confirmer les prévisions du comportement du pieu, ou chaque fois que les méthodes de calcul ne mènent pas à des résultats sûrs, mais entachées d'incertitudes [16].

1.8 Essai œdométrique

Lorsqu'un sol saturé est soumis à une charge, elle est généralement supportée initialement par l'eau interstitielle. L'eau est ensuite chassée suite au gradient de pression qui s'établit. Ainsi, les surpressions interstitielles diminuent alors que les contraintes effectives augmentent et on atteint un nouvel état d'équilibre. La consolidation est le terme qui regroupe l'ensemble de ces phénomènes, Cet essai permet de suivre la consolidation au cours du temps, de déterminer les relations contrainte-déformation et de calculer des caractéristiques relatives à la compressibilité : E_{oed} , C_c et σ_c' .

a. Matériel à disposition

- Un appareil œdométrique

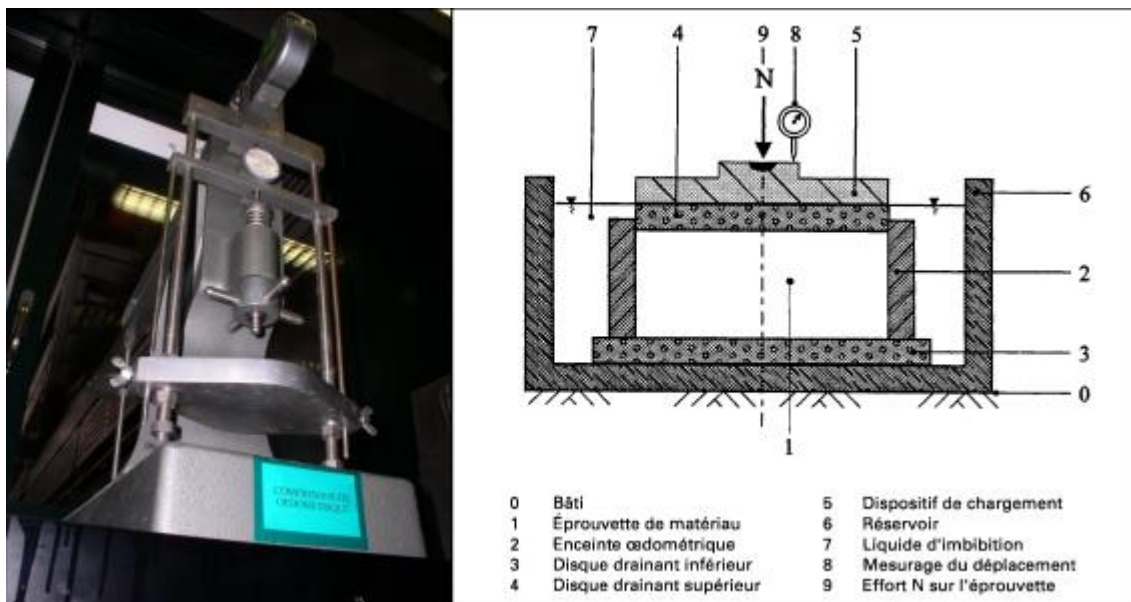


Figure 1.18 : Appareil œdométrique

- Le bâti permettant l'application des contraintes
- La cellule œdométrique
- Le dispositif d'application de la charge
- Le système de mesurage
 - Une balance compatible.
 - Des outils nécessaires au découpage et à la préparation des éprouvettes.
 - Un chronomètre.

b). Mode opératoire

Préparation de l'éprouvette Nous plaçons l'éprouvette à l'intérieur de la bague, celle-ci est alors taillée avec soins aux dimensions de l'enceinte œdométrique.

c). Déroulement de l'essai

Cette éprouvette de sol est déposée dans un cylindre métallique indéformable entre deux pierres poreuses destinées à permettre la consolidation du sol par dissipation des pressions interstitielles. L'éprouvette est prélevée au moyen d'une trousse coupante puis est placée sous eau de manière à éviter dessiccation du sol. La pression est exercée par un piston mobile sollicitée par un système de mise en charge. Celle-ci s'exerce par paliers en progression géométrique. Pour chaque charge on mesure le tassement en fonction du temps. Puis lorsqu'on a atteint la stabilisation du piston, on mesure l'enfoncement au tassement final correspondant.

1.9 Tassement œdométrique

Sous l'action des charges appliquées (fondations, remblais ...), il se développe dans les sols des contraintes verticales qui entraînent des déformations. Les déplacements verticaux vers le bas sont appelés tassements.

Le tassement est dû à la compressibilité du sol, c'est à dire au fait qu'il peut diminuer de volume. Puisque les grains solides sont considérés incompressibles, la compressibilité (et donc le tassement) sont essentiellement dus à la diminution du volume des vides. Le sol

étant en général supposé saturé, la diminution du volume des vides résulte de l'évacuation de l'eau contenue dans ces derniers. Par conséquent, le sol subit une diminution de volume correspondant au volume d'eau expulsé : ce phénomène est appelé la consolidation primaire et il peut être de grande ampleur (entraînant des tassements importants) dans les sols fins telle que les argiles

Par ailleurs, la perméabilité des sols fins étant faible (l'eau interstitielle circule lentement), l'évacuation de l'eau des vides ne s'effectue pas instantanément mais peut prendre un temps relativement long (plusieurs mois ou années).

Pour une bonne durabilité des ouvrages construits (bâtiments, ponts, routes ou voies ferrées sur remblais ...) il est important d'évaluer pour les sols rencontrés la hauteur du tassement final produit, et le temps nécessaire pour atteindre ce tassement final. [26]

Tableau 1.3 : Tassement uniforme admissible selon le SNIP-62[3].

Structure	Tassement admissible (cm)
Structure sans ossature, remplissage par panneaux	8.0
Structure sans ossature, remplissage en maçonnerie avec semelles isolées	8-10
Structure en portique	10
Fours, cheminée, réservoirs.....fondés sur radier en béton armé	30

1.10 Conclusion

La fondation est la partie structurale qui diffuse la charge de l'ouvrage au sol au-dessous, les différents types de fondations jouent ce rôle important, chacune dans des conditions spécifique dépendant de l'état du sol et de la charge appliquée. Dans ce premier chapitre, nous avons traité un type de ces fondations qui sont les fondations profondes, plus précisément les fondations sur pieux. Nous avons commencé notre mémoire par une brève littérature sur les pieux pour faciliter l'information à l'interlocuteur en ce qui concerne les fondations profondes. Nous avons essayé d'entamer par la suite les diverses approches traitant le calcul de la capacité portante d'un pieu chargé verticalement et de mesurer son tassement, Nous avons terminé par la modélisation du comportement des pieux en utilisant le logiciel d'analyse aux éléments finis « Plaxis 2D ».

CHAPITRE 02

ETUDE ET RECONNAISSANCE DU SITE

2.1 Présentation du projet

2.1.1 Situation du projet

Ce travail de mémoire se propose de mener une étude détaillée de dimensionnement des fondations sur pieux pour une construction de silo en béton armé d'une capacité de 50.000 tonnes, qui est situé à Ahmer El Ain , wilaya de Tipaza, la structure contient seize (16) cellules de stockage, ainsi une qu'une modélisation numérique via un calcul par la méthode des éléments finis.

Pour atteindre ces objectifs, une interprétation des données géotechniques disponibles est nécessaire pour analyser les conditions réelles du site. Ce chapitre contient la présentation du projet ainsi qu'une étude des caractéristiques du sol fourni par la compagnie géotechnique.



Figure 2.1 : Situation du projet.

2.1.2 Aperçu géologie du site

Les Maghrébides forment une chaîne à vergence sud. S'étendant de Gibraltar jusqu'à la Sicile, sur plus de 2000 Km.

Cette chaîne résulte de la structuration du bassin maghrébin et de ses marges. Le bassin maghrébin se situait entre les marges continentales africaines et européennes.

Les nappes ou les structures constituant la chaîne des Maghrébides sont à vergence sud et sont issues de trois domaines paléogéographiques :

- Le domaine interne
- Le domaine Flyschs
- Le domaine externe représente la marge téthysienne du continent africain.

Notre site appartient à un bassin Néogène et Quaternaire qui appartient au domaine interne.

2.1.3 Stratigraphie

Le site du projet figure sur la carte géologique de Blida échelle 1/200 000. Les affleurements existant sur le site sont les suivants :

A : Quaternaire (Holocène) alluvions actuelles- Sables, graviers, limons et argiles.

Q_a : Quaternaire (Holocène) alluvions actuelles et récentes.

αM_1^2 : Miocène inférieur (Burdigalien) : Andésites.

M_1^2 : Miocène inférieur (Burdigalien) : Argiles.

2.1.4 Sismicité de la région

En Algérie, cinq zones sont définies en fonction de leur sismicité croissante (Figure 2.2) :

Zone 0 : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone IIa : sismicité moyenne

Zone IIb : sismicité élevée

Zone III : sismicité très élevée

La zone d'étude et la wilaya de Tipaza est classée en zone sismique III. D'après le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003 (La Zone III est de sismicité très élevée).

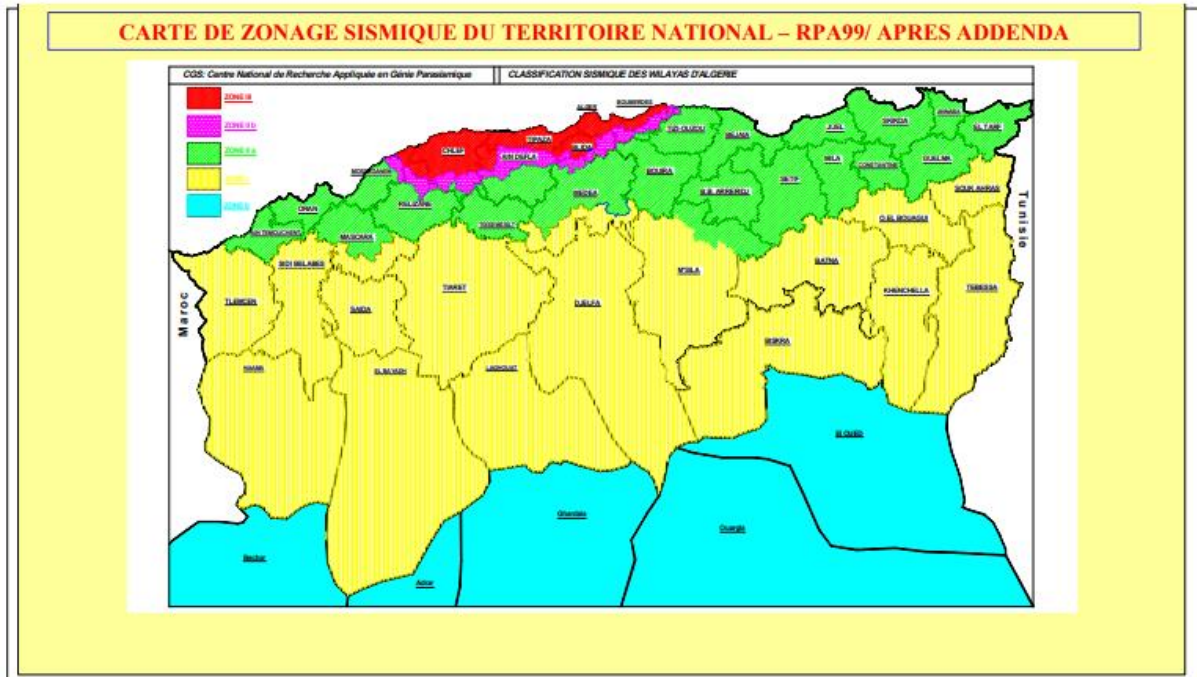


Figure 2.2 : Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPA 99/version 2003).

2.2 Reconnaissance géotechnique

Une reconnaissance approfondie a été établie in-situ et en laboratoire conjointement avec l'OAIC, le BET, et LTP EST pour établir le profil de sol indiquant la géométrie et les caractéristiques des couches composantes du site étudié.

L'ensemble des essais réalisés sont :

2.2.1 Les essais in situ

- Six (6) essais de pénétration statique (SPT) réalisés.
- Cinq (5) essais préssiométrique (PMT) de 30m de profondeur.
- Six (6) sondages carottés de 30m de profondeur chacun, avec prélèvement d'échantillons intacts et remaniés.
- Certains sondages ont été équipés par des piézomètres afin de vérifier les floculations des niveaux d'eau existants.



Figure 2.3 : Carte d'implantation des sondages carottés.

2.2.2 Essais de laboratoire

Les échantillons prélevés au droit des sondages carottés ont été soumis aux essais physiques, mécaniques et chimiques réalisés selon les normes en vigueur au LTP/EST, afin de déterminer les propriétés suivantes :

2.2.2.1 Essais physiques

- Tenures en eau naturelle.
- Analyses granulométriques.
- Analyse granulométrique des sols fins par sédimentométrie.
- Densité sèches et humides.
- Limites d'Atterberg.

2.2.2.2 Essais mécaniques

Résistance au cisaillement simple à la boîte de Casa grande en condition UU (comportement non drainé)

- ✓ φ_u° : angle de frottement interne
- ✓ C_u : cohésion du sol
- ✓ Compressibilité à l'Odomètre
- ✓ σ_c : Pression de consolidation
- ✓ C_c : Coefficient de compressibilité

✓ C_s : Coefficient de gonflement

2.3 Résultats de la reconnaissance géotechnique

2.3.1 Les essais in situ

2.3.1.1 Sondage carottés

- Description lithologique des sondages carottés.

Tableau 2.1 : Description des sondages carottés (Annexe 1).

SC N°	Profondeur	Lithologie
SC 01	0,00 – 1,80	Terre végétale
	1,80 – 8,50	Limon argileux brunâtre
	8,50 – 30,00	Galets et graviers dans une matrice sableuse légèrement argileuse avec la présence d'un passage de limon argileux entre 27,00 et 28,00 m
SC 02	0,00 – 2,00	Terre végétale graveleuse
	2,00 – 8,00	Limon argileux brunâtre
	8,00 – 30,00	Galets et graviers dans une matrice sableuse légèrement argileuse
SC 03	0,00 – 1,40	Terre végétale
	1,40 – 8,40	Limon argileux brunâtre
	8,40 – 30,00	Galets et graviers dans une matrice légèrement argileuse
SC 04	0,00 – 1,50	Terre végétale
	1,50 – 5,60	Limon argileux brunâtre graveleux
	5,60 – 30,00	Galets et graviers dans une matrice légèrement argileuse
SC 05	0,00 – 2,00	Terre végétale
	2,00 – 7,40	Limon argileux brunâtre
	7,40 – 30,00	Galets et graviers dans une matrice légèrement argileuse
SC 06	0,00 – 1,80	Terre végétale graveleuse
	1,80 – 7,00	Limon argileux brunâtre
	7,00 – 30,00	Galets et graviers dans une matrice légèrement argileuse

Les sondages carottés réalisés ont mis en évidence la présence de deux formation principales qui se limitent à :

1. Une couche de terre végétale dont l'épaisseur varie entre 1m et 2m.
2. Une couche de limon légèrement argileux dont l'épaisseur varie entre 5,40m et 8m, celle-ci surmonte la formation de galets et graviers.
3. Une couche de galet et graviers dans une matrice sableuse légèrement argileuse dont l'épaisseur varie entre 20m et 23m.



Figure 2.4 : Exemple d'échantillon on prélève du SC 03profondeurs [5-10] m (Annexe1).

2.3.1.2 Mesures piézométriques

Les mesures piézométriques enregistrés sur site ont indiqué un niveau d'eau pour les sondages SC01, SC02, SC05et SC06 comme suit :

Tableau 2.2 : Résultats des essais piézométriques (Annexe 1).

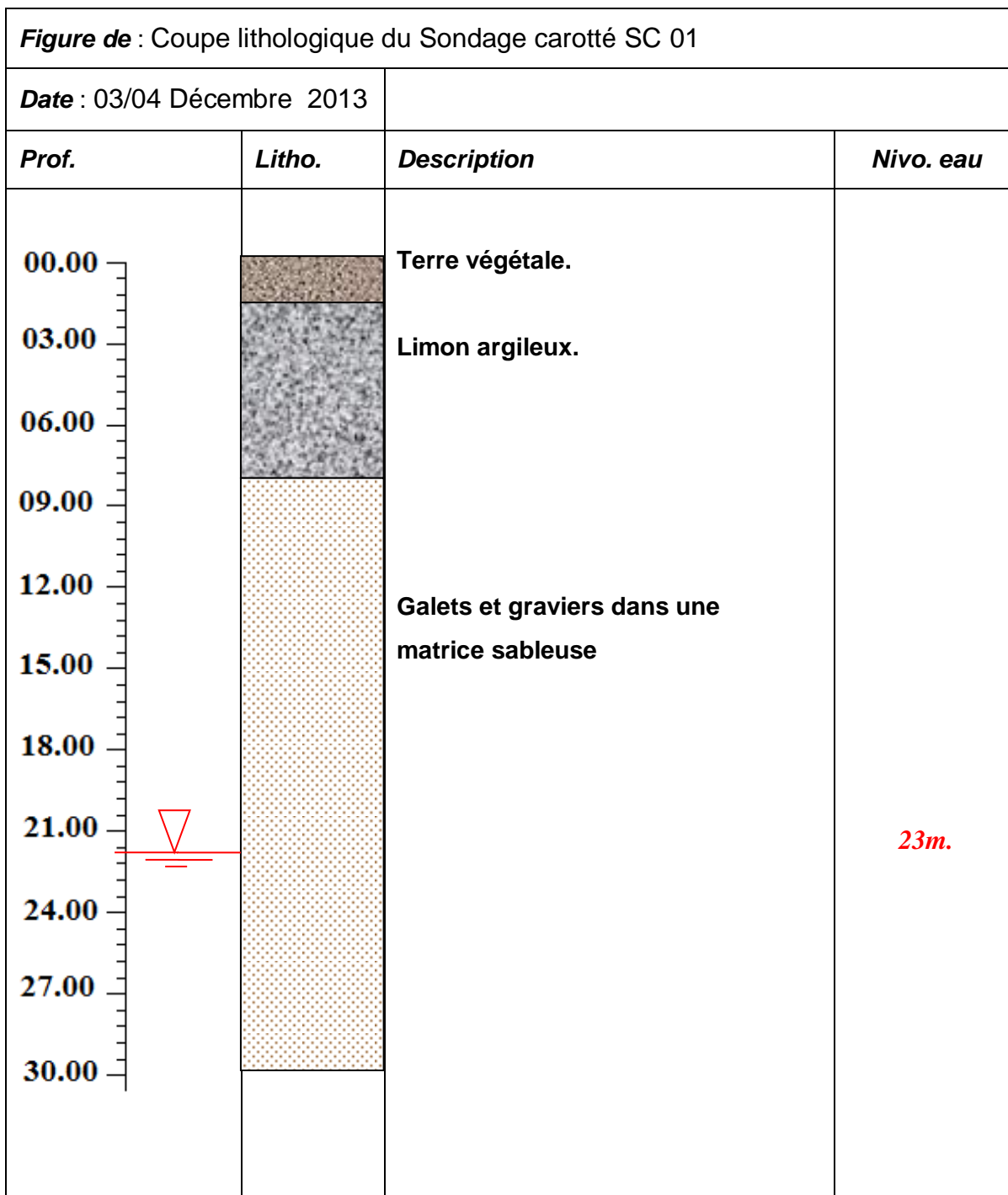
Sondage N°	Equipment	Profondeurs des niveaux d'eaux (m)	Date des lectures
SC 01	piézomètre	23	30/03/2014
		24,3	08/05/2014
		23,5	15/05/2014
SC 02	piézomètre	7	23/01/2014
		18,6	30/03/2014
		15	08/05/2014
		15,05	15/15/204
SC 05	piézomètre	7	23/01/204
		7,1	30/03/2014
		7,3	08/05/2014
		7,2	15/05/2014
SC 06	piézomètre	21	30/03/2014
		21	08/05/2014
		21	15/05/2014

- ❖ Il ya plusieurs mesures piézométrique, on va prendre la valeur le plus défavorable qui a été détecté lors de la réalisation des essais a environ sept (7) mètres de profondeur par rapport au terrain naturel.

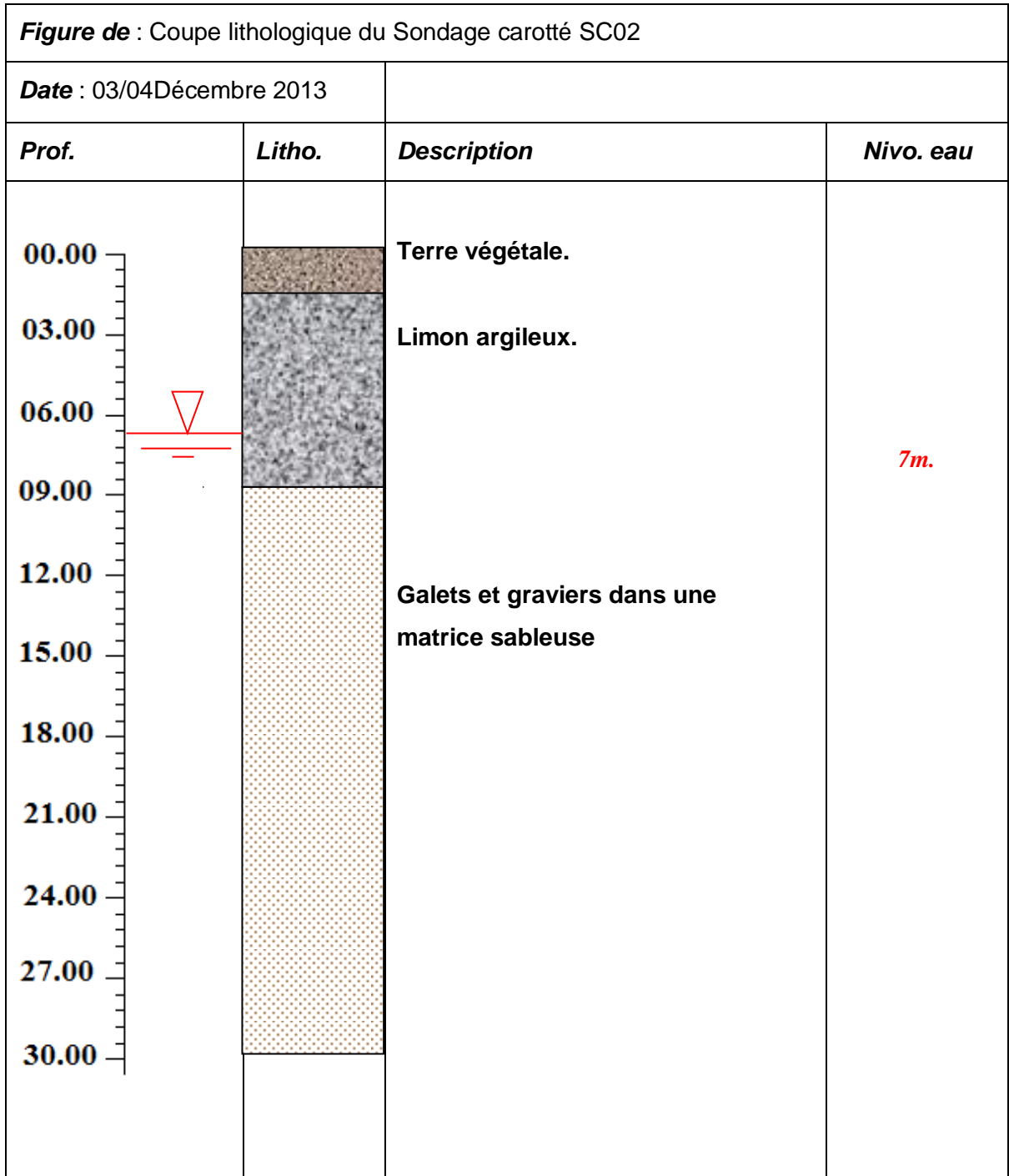
2.3.1.3 Profils géologique

Les coupes lithologiques, corrélatives sont établies entre trois points des sondages carottés (voir figure 2.4).

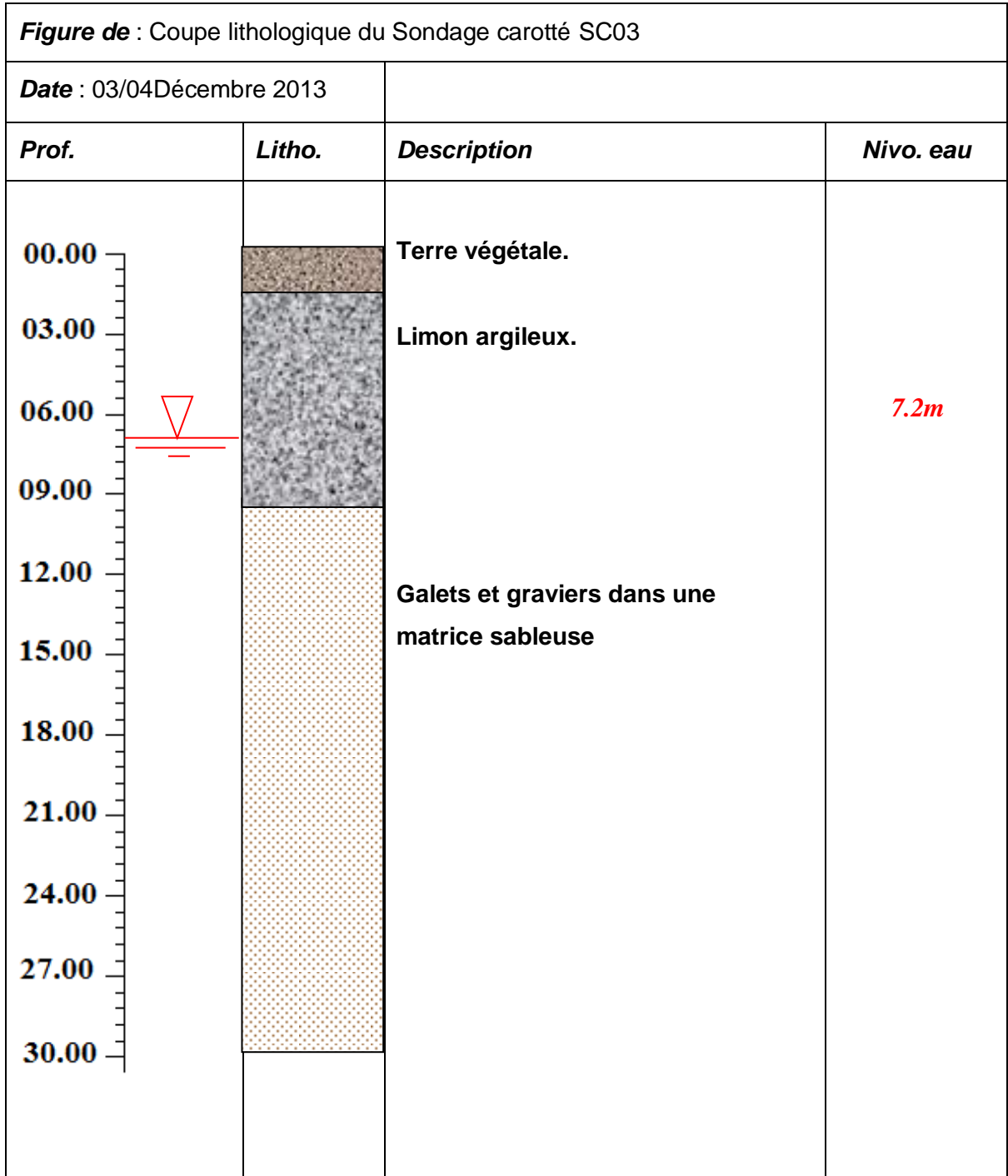
- Sondage carotté SC01



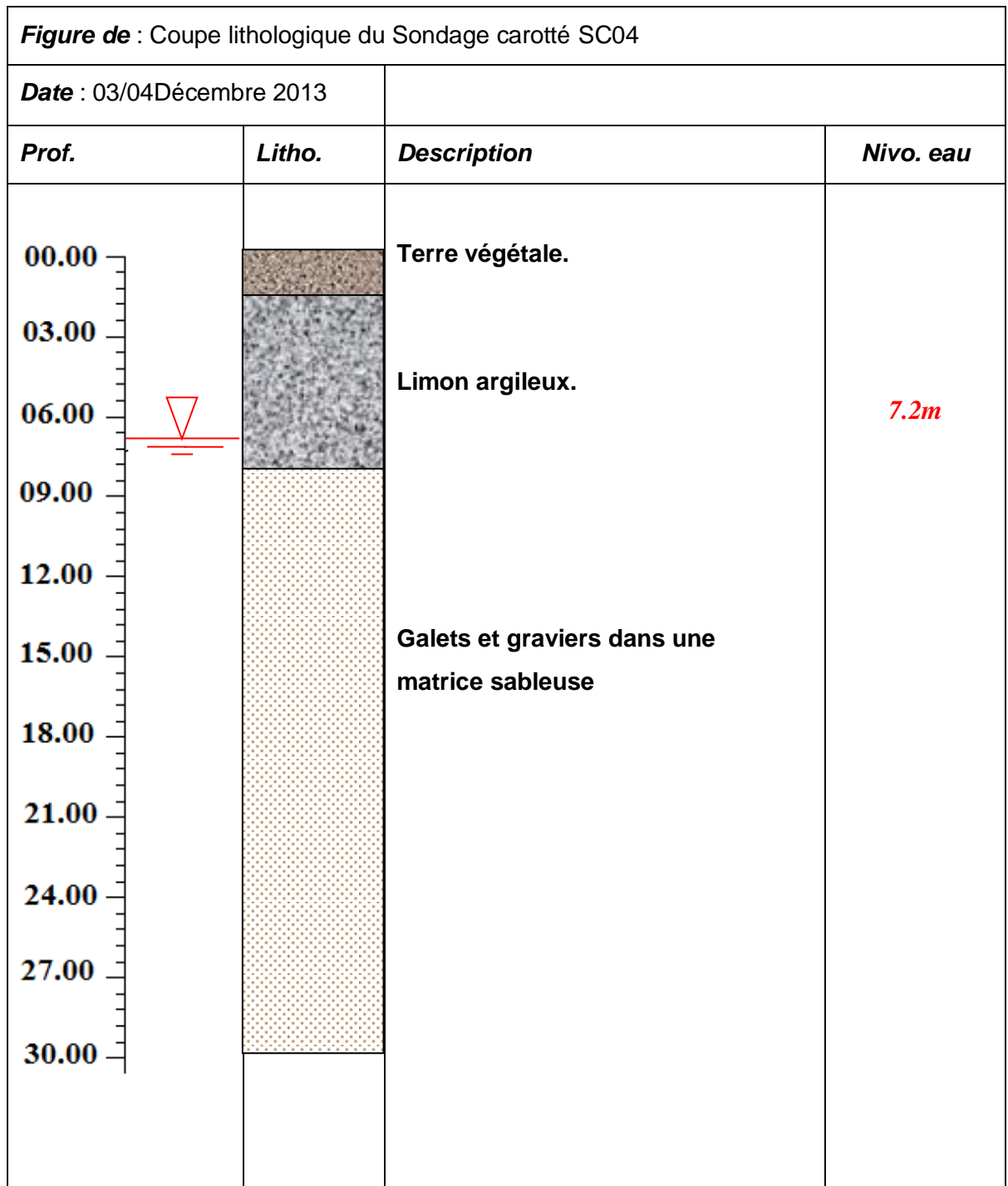
- Sondage carotté SC02



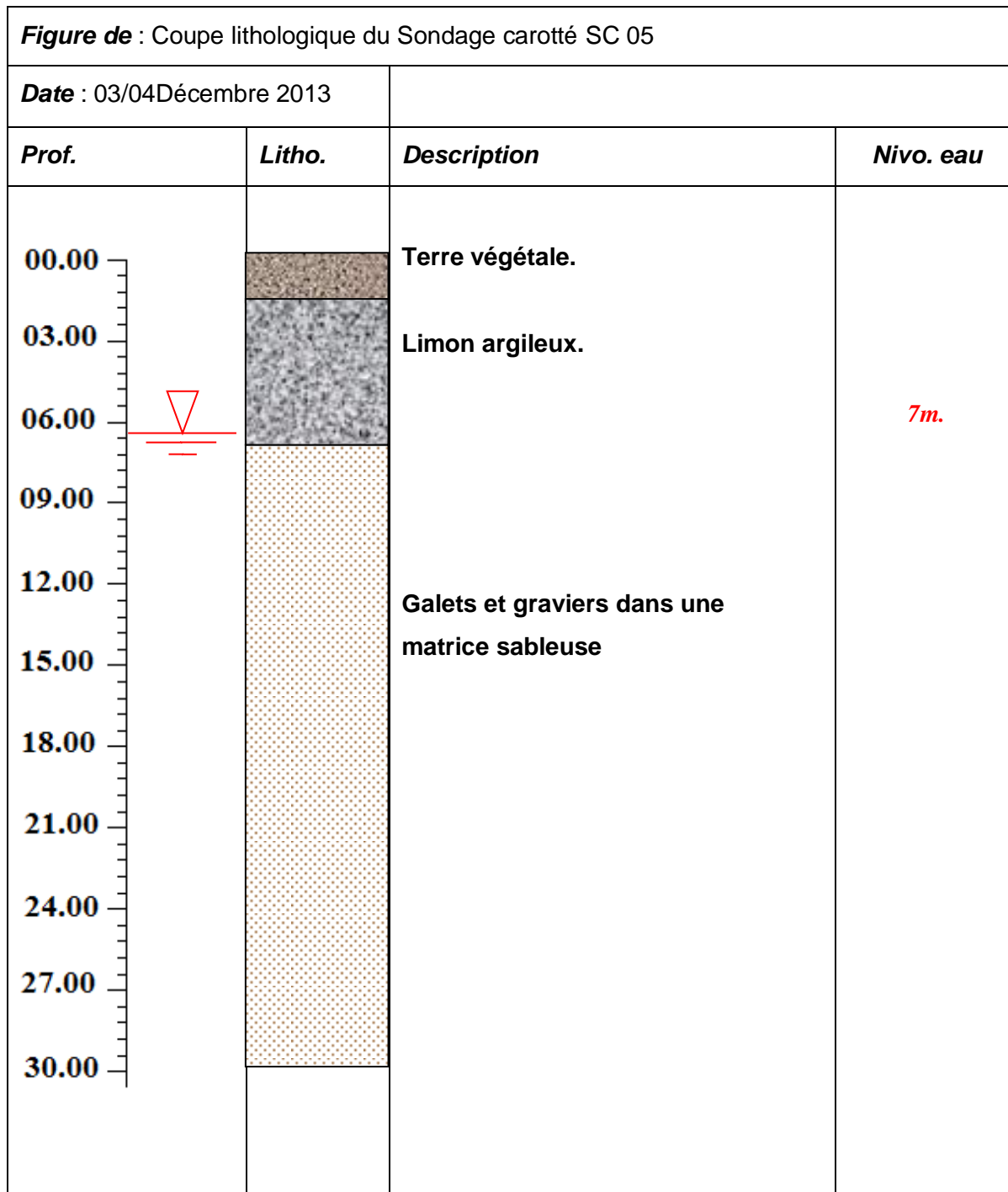
- Sondage carotté SC03



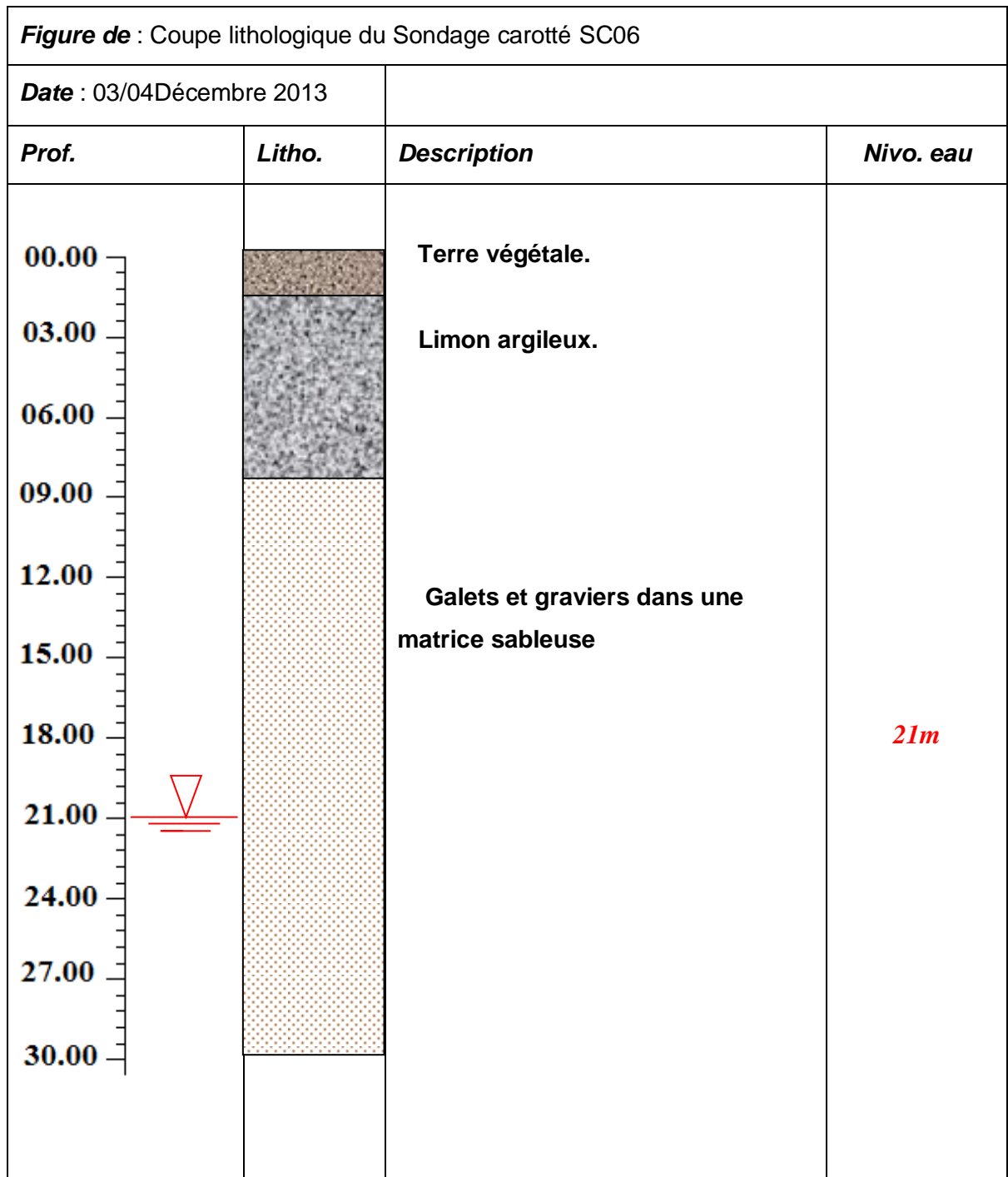
- Sondage carotté SC04



- Sondage carotté SC05



- Sondage carotté SC06



La coupe verticale du terrain en regroupant les sondages carottés nous a permis de préparer deux profils :

- Le profile géologique du radier 1 contiens huit (08) silos sont repartie sur une dalle (radier 1).
- Le profile géologique du radier 2 contiens huit (08) silos sont repartie sur une dalle (radier 2).

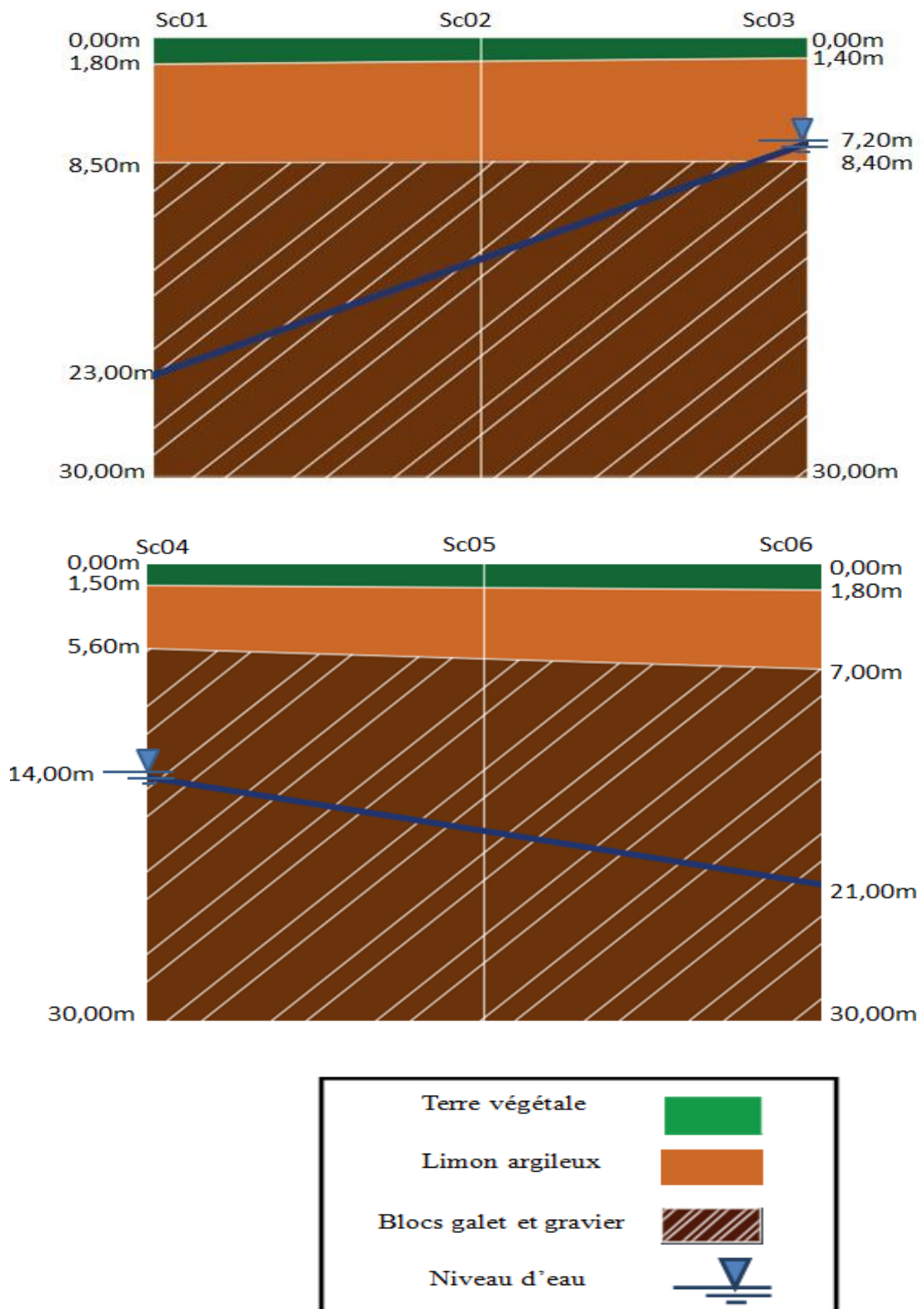


Figure 2.5: La coupe lithologique duradier1 (SC 01-SC 02-SC 03) et du radier 2 (SC 04-SC 05-SC 06).

2.3.1.4 Pénétromètre au carottier SPT

2.3.1.4.1 Principe de l'essai

L'essai au pénétromètre dynamique consiste à enfoncer dans le terrain par battage un carottier de conception et de dimension normalisée. On compte le nombre de coups de mouton nécessaires pour enfoncer le carottier sur une certaine profondeur. Une fois plein, le carottier est remonté à la surface, vidé de sa carotte puis redescendu au fond du forage. L'opération est répétée sur toute la hauteur du profil à tester. L'essai permet, d'une part, de tracer un profil de pénétration et, d'autre part, de fournir des échantillons de sol remaniés qui peuvent servir à la reconnaissance des horizons traversés et sur lesquels on peut pratiquer les essais d'identification classiques (granulométrie, limites d'atterberg et teneur en eau). L'essai est d'utilisation courante dans les pays anglo-saxons et notamment aux U.S.A., où il a été mis au point dans les années 1930. Dans ces pays, il est connu sous le nom de Standard Pénétration Test (SPT). Cet essai est conçu essentiellement pour déterminer la capacité portante d'un pieu (élément de fondation profonde), et peut servir pour estimer la capacité portante d'une fondation superficielle. Lors de la reconnaissance des sols il donne aussi une idée sur la nature des couches traversées.

Le carottier est battu par l'intermédiaire d'un train de tiges. Le battage s'effectue par passes successives à l'aide d'un marteau de 63,5 kg qui tombe en chute libre d'une hauteur de 76cm sur la tête du train de tiges. La profondeur de chaque passe de pénétration est de 45 cm. Durant le battage, on note trois enfoncements successifs :

- l'enfoncement de mise en place : c'est l'enfoncement du carottier sous son propre poids et sous celui du train de tiges et du dispositif de battage ; la pénétration est poursuivie immédiatement si ce premier enfoncement dépasse 45 cm.
- l'enfoncement d'amorçage : le carottier est enfoncé de 15 cm sous l'effet de N_0 coups de mouton ;
- l'enfoncement d'essai : le carottier est enfoncé de deux fois 15 cm sous l'effet de N_1 puis N_2 coups de mouton.

Le nombre $N = N_1 + N_2$ est appelé résistance à la pénétration (au carottier standard), les résultats sont présentés sous forme de tableau, comme indiqué par la norme, et éventuellement sous forme d'une courbe de variation de N en fonction de la profondeur.

La norme précise que l'essai ne s'applique qu'aux sols dont la dimension des plus gros éléments ne dépasse pas 20 mm, dont la Valeur N est comprise entre 0 et 50 et pour des profondeurs d'investigation ne dépassant pas 50 m.

2.3.1.5 Sondages préssiométriques

2.3.1.5.1 Essais préssiométriques

Cet essai, dont l'utilisation s'est largement répandue, permet de déduire trois caractéristiques du sol :

- Le module pressiométrique E_M qui définit le comportement pseudo-élastique du sol.
- La pression de fluage P_f qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et la phase plastique.
- La pression limite P_l qui définit la résistance du sol à la rupture.
- La sonde qui est descendue dans le forage, et qui comporte trois cellules. Seule la cellule centrale sert à la mesure. Les deux cellules de garde ont pour seul but de créer un champ de contrainte bidimensionnel sur la hauteur de la cellule de mesure.
- Le contrôleur pression-volume qui comporte trois manomètres. Le premier manomètre indique simplement la pression à la sortie de la réserve de gaz, tandis que le deuxième donne la pression dans la tubulure concentrique reliée aux cellules de garde. Le troisième manomètre donne la pression dans la tubulure concentrique reliée aux cellules de garde, en conséquence, toute variation de volume de la cellule centrale est directement lue sur la règle graduée.
- Les résultats de l'essai pressiométrique sont usuellement illustrés sous forme d'une courbe où la pression appliquée par le pressiomètre est représentée en fonction de la déformation volumétrique ou radiale de la sonde cylindrique.
- La phase de mise en contact ($P < P_0$). Lorsque la pression augmente dans la sonde, le sol autour du trou, qui s'était décomprimé au forage, se trouve progressivement comprimé. À la fin de cette phase, la pression atteint la valeur P_0 de la pression latérale du sol au repos.
- La phase pseudo - élastique ($P_0 < P < P_f$). Dans cette phase, la déformation radiale varie à peu près linéairement en fonction de la pression appliquée. Cette partie de la courbe permet de déterminer le module de déformation pressiométrique E_M .

- La phase plastique ($P_f < P < P_l$). Un anneau plastifié se forme autour de la cavité lorsque la pression P dépasse la pression de fluage P_f .



Figure 2.6 : Emplacement des essais pressiometriques.

2.3.1.5.2 Résultats des essais pressiométriques

Tableau 2.3: Essai pressiométrique PMT 01 (Annexe 1).

Profondeurs (m)	E (bar)	P ₁ (bar)	P _f (bar)	E/P ₁
01	102,0	04,30	02,70	23,72
02	125,1	04,50	03,10	27,80
03	130,2	04,00	02,50	32,55
04	106,6	04,50	03,20	23,68
05	124,21	04,50	03,30	27,57
06	105,2	04,90	03,30	21,46
07	131,3	06,00	03,50	21,88
08	120,0	06,10	04,50	19,67
09	142,3	06,90	04,00	20,62
10	170,3	09,20	05,70	18,51
11	206,3	11,00	06,60	18,75
12	274,8	10,30	06,80	26,67
13	208,8	10,60	06,90	19,69
14	2547	12,40	09,20	20,54
15	266,3	12,80	09,10	20,80
16	301,7	16,60	07,20	18,17
17	335,2	16,10	08,40	20,81
18	326,7	16,70	09,40	19,56
19	341,2	19,80	10,50	17,23
20	426,1	20,40	12,50	20,88
21	380,1	19,60	11,50	19,39
22	493,1	24,10	16,70	20,46
23	455,9	25,10	15,70	18,15
24	426,6	22,10	11,90	19,30
25	447,1	24,70	13,00	18,10
26	436,9	24,20	12,10	18,05
27	425,3	22,50	10,20	18,90
28	505,9	28,20	16,30	17,93
29	571,5	28,10	16,40	21,08
30	490,6	27,40	15,50	17,90

Tableau 2.4:Essai pressiométrique PMT 02 (Annexe 1).

Profondeurs (m)	E (bar)	P ₁ (bar)	P _f (bar)	E/P ₁
01	96,70	03,10	01,90	31,19
02	96,70	03,80	02,40	25,44
03	132,6	04,80	03,70	27,62
04	134,6	04,20	02,80	32,04
05	147,2	04,40	03,20	33,45
06	125,8	07,30	03,70	17,23
07	192,0	08,70	05,30	22,06
08	155,1	08,90	05,50	17,42
09	172,7	08,20	05,80	21,06
10	172,7	09,00	05,50	19,18
11	239,6	11,20	07,70	21,39
12	153,2	09,40	05,80	16,29
13	229,2	10,60	07,10	21,62
14	203,1	12,80	06,10	15,86
15	244,3	12,20	07,10	20,02
16	252,3	16,10	08,20	15,67
17	282,4	15,10	06,70	18,70
18	295,5	15,40	09,30	19,18
19	372,7	18,10	10,50	20,59
20	383,4	19,90	12,80	19,26
21	355,4	21,30	11,70	16,68
22	411,5	25,40	13,70	16,20
23	343,8	23,90	11,90	14,38
24	546,8	26,40	17,00	20,71
25	511,6	24,80	13,30	20,62
26	563,6	26,70	15,30	21,10
27	528,4	25,90	14,20	20,40
28	586,5	28,00	16,40	20,94
29	545,9	29,10	17,50	18,75
30	554,4	28,40	16,60	19,52

Tableau 2.5: Essai pressiométrique PMT03 (Annexe 1).

Profondeurs (m)	E (bar)	P _i (bar)	P _f (bar)	E/P _i
01	81,00	02,60	01,60	31,15
02	102,0	04,00	02,80	25,50
03	90,70	03,00	01,90	30,23
04	122,7	04,20	03,00	29,21
05	127,6	04,40	03,10	29,00
06	137,8	05,60	04,20	24,60
07	161,8	07,50	03,80	21,57
08	193,5	09,10	05,30	21,26
09	176,5	08,40	04,50	21,01
10	177,5	09,10	05,60	19,50
11	203,9	09,30	05,70	21,92
12	178,1	08,40	04,20	21,20
13	243,8	15,30	07,80	15,93
14	184,4	12,50	05,90	14,75
15	265,8	15,20	09,00	17,48
16	270,0	15,90	08,10	16,98
17	285,4	15,90	09,20	17,94
18	249,7	17,10	09,40	14,60
19	229,8	16,40	10,40	14,01
20	283,9	17,90	11,40	15,86
21	414,3	20,10	12,70	20,61
22	514,9	21,10	11,70	24,40
23	522,6	24,30	12,80	21,50
24	529,2	25,30	11,90	20,91
25	545,4	26,70	15,20	20,42
26	537,6	25,90	17,10	20,75
27	453,3	26,40	14,30	17,17
28	546,1	28,20	16,70	16,35
29	553,3	27,90	14,10	19,83
30	553,9	26,00	13,60	21,30

Tableau 2.6:Essai pressiométrique PMT04 (Annexe 1).

Profondeurs (m)	E (bar)	P _i (bar)	P _f (bar)	E/P _i
01	86,10	04,30	02,80	20,02
02	132,0	04,00	02,50	33,00
03	171,8	04,30	03,00	39,95
04	175,6	05,20	03,90	33,76
05	181,9	05,10	03,60	35,66
06	173,9	05,50	04,20	31,61
07	197,7	08,60	04,40	19,50
08	215,4	10,10	06,30	21,32
09	213,9	11,10	07,40	19,27
10	207,7	11,50	06,50	18,06
11	345,7	14,20	06,70	24,34
12	285,1	15,60	07,60	18,27
13	231,4	14,70	06,80	15,74
14	314,5	17,50	09,90	17,97
15	296,6	15,70	08,00	18,89
16	289,9	17,70	08,20	16,37
17	339,8	19,00	11,30	17,88
18	311,0	18,00	08,40	17,27
19	387,6	21,10	10,50	18,36
20	380,4	21,40	09,60	17,77
21	496,6	28,30	11,70	17,54
22	349,9	23,00	11,80	15,21
23	454,7	25,70	13,90	17,69
24	544,7	26,30	16,90	20,71
25	578,4	28,80	17,10	20,08
26	551,0	27,80	16,20	19,82
27	587,3	31,10	19,30	18,88
28	499,8	25,00	13,40	19,99
29	477,8	26,70	17,50	17,89
30	493,3	26,20	14,60	18,82

Tableau 2.7:Essai pressiométrique PMT05 (Annexe 1).

Profondeurs (m)	E (bar)	P _i (bar)	P _f (bar)	E/P _i
01	71,40	02,50	01,20	28,56
02	107,7	02,60	01,10	41,42
03	109,4	03,30	02,10	33,15
04	80,30	03,50	03,10	22,94
05	123,7	05,30	04,30	23,33
06	139,3	05,90	03,40	23,61
07	129,7	06,60	04,40	19,65
08	163,6	08,30	06,80	19,71
09	199,6	10,30	07,80	19,37
10	257,0	11,80	06,70	21,77
11	274,8	13,40	05,80	20,50
12	295,9	12,60	06,90	23,48
13	333,7	14,30	09,00	23,32
14	380,7	15,20	08,10	25,04
15	358,2	16,00	09,20	22,38
16	352,6	15,30	06,50	23,04
17	393,1	16,10	12,50	24,41
18	439,2	20,10	12,00	20,81
19	352,5	20,90	11,60	16,86
20	514,6	24,90	15,00	20,66
21	568,7	23,80	14,70	23,89
22	634,6	25,30	19,90	25,08
23	678,6	28,70	15,00	23,64
24	586,8	23,50	16,10	24,97
25	512,2	25,50	15,20	18,62
26	495,9	24,20	15,20	20,49
27	652,5	29,00	17,30	22,50
28	455,2	24,90	14,40	18,28
29	562,1	30,90	19,50	17,02
30	571,0	30,90	19,50	18,47

2.3.2 Les essais au laboratoire

2.3.2.1 Essais physique

Suites aux essais réalisés par laboratoire des travaux publiques de l'Est (direction régionale de Constantine) on a obtenu les résultats regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 2.8: résultat des essais de laboratoire (Annexe 1).

SC N°	Profondeur (m)	Identification				Limites d'atterberg				granulométrie	Classification
		γ_d (kN/m ³)	γ_h (kN/m ³)	W (%)	S_r (%)	W_L (%)	W_p (%)	I_p (%)	I_c	<80 μ m	
SC 01	4,2-4,7	17,8	20,3	14,24	77,55	33,29	17,15	16,14	1,18	95	Ap
	7,5-8	19,3	21,5	11,9	84,94	30,11	15,68	14,43	1,26	48	/
	13-16	-	-	-	-	-	-	-	-	42	-
	29,5-29	19,2	21,7	13,48	93,14	42,82	21,64	21,17	1,38	5	/
SC 02	2,4-3	17,4	20,1	15,9	80,23	30,69	15,95	14,74	1	88	Ap
	7-7,54	18,3	21	14,99	88,34	31,86	16,28	15,58	1,08	23	/
SC 03	3,2-3,6	17,9	20,6	15,34	84,06	27,4	14,77	13,63	0,88	77	Ap
	5,2-5,5	17,4	20,0	15,3	77,56	29,79	14,33	15,46	0,93	78	Ap
	6,4-6,7	16,7	19,9	19,19	86,46	32,04	16,31	15,73	0,81	63	Ap
	17-17,6	16,6	20,1	21,28	94,22	41,34	21,8	19,54	1,02	66	Ap
SC04	3-3,35	15,5	18,1	17,4	64,69	35,93	17,44	18,49	1,0	84	Ap
	29,5-30	17,3	20,4	18,1	89,1	38,9	19,06	19,9	1,04	58	Ap
SC 05	3,1-3,3	19,9	20,9	5,23	41,75	32,63	15,99	16,63	1,64	94	Ap
	6,5-6,8	17,4	20	15,51	78,89	25,9	13,43	12,47	0,83	72	Ap
	7-7,29	17,9	20,2	13,34	73,63	25,47	12,65	12,82	0,94	66	Ap
SC 06	2,5-2,8	16,8	19,6	17,14	78,88	35,6	18,23	17,37	1,06	85	Ap
	5,5-6	16,9	20,1	19,23	88,65	36,44	18,05	18,38	0,93	44	/

- Les valeurs de la densité sèche définissent un sol dense dans l'ensemble, elles varient entre 15,5 kN/m³ et 17,9 kN/m³.
- Le degré de saturation indique un sol humide a saturé. Les valeurs varient entre 64,69% et 94,22%, nous mettent en présence d'un sol fin dans l'ensemble. La classification faite selon l'abaque de casa grande donne un sol peu plastique.
- L'indice de consistance I_c calculé indique un sol consistant a très consistant.

2.3.2.2 Essais mécanique

- **Résistance au cisaillement non consolidé non drainé UU**

Tableau 2.9: Résultat des essais de cisaillement (Annexe 1).

Sondage carotté N°	Profondeur (m)	φ_u°	C_u (kPa)
SC01	4,2-4,7	07	16
	7,5-8	Essai annule (matériaux graveleux)	
	29,5-29,9		
SC02	2,4-3	3	98,8
	7-7,54	12	22,7
SC 03	03,2 – 03,6	07	20,3
	05,2 – 05,5	05	81,7
	06,4-06,7	02	18,9
	17 – 17,6	02	40,5
SC 04	03 – 03,35	01	46,9
	29,5 – 30	05	22,1
SC05	3,1-3,3	Essai annule (matériaux graveleux)	
	6,5-6,8	4	34,8
	7-7,29	2	99,8
SC06	2,5-2,8	6	25,7
	5,5-6	3	20,2

✓ φ_u° : angle de frottement interne

✓ C_u : cohésion du sol

❖ Compressibilité à l'odomètre

Tableau 2.10: Résultat des Essais de compressibilité a l'Odomètre (Annexe 1).

Sc N°	Profondeur (m)	σ_c (bars)	C_c	C_s	Observation
SC 01	4,2-4,7	4,4	0,131	0,027	Sol moyennement compressible non gonflant
	7,5-8	Essai annule (matériaux graveleux)			
	29,5-29,9				
SC 02	2,4-3	4,48	0,152	0,032	Sol moyennement compressible, non gonflant
	7-7,54	1,91	0,106	0,02	Sol moyennement compressible, non gonflant
SC 03	03,20 – 03,60	04,01	0,126	0,017	Sol moyennement compressible, non gonflant
	05,20 – 05,50	03,66	0,168	0,022	Sol moyennement compressible, non gonflant
	06,40 – 06,70	01,00	0,142	0,022	Sol moyennement compressible, non gonflant
	17,00 – 17,60	01,57	0,130	0,024	Sol moyennement compressible, non gonflant
SC 04	03,00 – 03,35	02,78	0,201	0,032	Sol assez fortement compressible, peu gonflant
	29,50 – 03,00	1,96	0,110	0,021	Sol moyennement compressible, non gonflant
SC 05	3,1-3,3	Essai annule (matériaux graveleux)			
	6.5-6.8	0.949	0.119	0.015	Sol moyennement compressible, non gonflant
	7-7.29	1.83	0.151	0.02	Sol moyennement compressible, non gonflant
SC06	2.5-2.8	1.69	0.16	0.027	Sol moyennement compressible, non gonflant
	5.5-6	Essai annule (matériaux graveleux)			

- ✓ σ_c : Pression de compression
- ✓ C_c : Coefficient de compression
- ✓ C_s : Coefficient de gonflement

Les résultats des essais de compressibilité à l'odomètre réalisé sur les échantillons prélevés droit des différents sondages carottés mettent en évidence un sol moyennement compressible a assez fortement compressible et peu gonflant par endroit.

2.4 Classification des échantillons étudiés

Après étude et assemblage des différentes données géotechniques, on a pu classer les échantillons étudiés selon le système LCPC.

2.4.1 Méthode de classification

➤ Sondage 01

- profondeur [4.2 – 4.7]

On a $T(80\mu\text{m}) = 95\%$

$$R(80\mu\text{m}) = 100 - T(80\mu\text{m})$$

$(100 - 95) = 5\%$ des éléments $> 0,08\text{mm} < 50\%$ → son fin

- Classification à l'aide du diagramme de CASAGRANDE

$$\begin{cases} W_p = 17.5\% \\ W_l = 33.29\% \end{cases} \rightarrow I_p = W_L - W_p = 33.29 - 17.5 = 16.14\%$$

$$(I_p = 16.14\% | W_l = 33.29\%)$$

✓ D'après le diagramme le sol est de classe « ARGILE PEU PLASTIQUE

- profondeur [7.5 – 8m]

On a $T(80\mu\text{m}) = 48\%$

$$R(80\mu\text{m}) = 100 - T(80\mu\text{m})$$

$R(80\mu\text{m}) = (100 - 48) = 52\% > 50\%$ → sol grenus

$T(2\text{mm}) = 78$

$$R(2\text{mm}) = 100 - T(2\text{mm})$$

$(100 - 78) = 22\%$

$$0.5 \times R(80\mu\text{m}) = 26$$

$$R(2\text{mm}) < 0.5 \times R(80\mu\text{m})$$

Donc il s'agit d'un sable

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$$\frac{0.4}{0.001} = 400 > 4 \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}}$$

$$\frac{0.019^2}{0.001 \times 0.4} = 47.5 \longrightarrow C_c \text{ n'est pas borné entre 1 et 3 } \rightarrow \text{conditions non vérifié.}$$

- Une des conditions de sable bien graduée non satisfaite donc on a un sable mal graduée
- Classification à l'aide du diagramme de CASAGRANDE

$$\begin{cases} W_p = 15.68\% \\ W_l = 30.11\% \end{cases} \rightarrow I_p = W_L - W_p = 30.11 - 15.68 = 14.43\%$$

$$(I_p = 14.43\% | W_l = 30.11\%)$$

✓ D'après le diagramme le sol est de classe « SABLE ARGILEUX PUE PIASTIQUE MAL GRADUEE »

- profondeur [29.5 – 29.9]

$$\text{On a } T(80\mu\text{m}) = 5\%$$

$$R(80\mu\text{m}) = (100 - 5) = 95\% \text{ des éléments } > 0,08\text{mm} > 50\% \rightarrow \text{sol grenue}$$

$$T(2\text{ mm}) = 65$$

$$R(2\text{mm}) = (100 - 65) = 35\%$$

$$0.5 \times R(80\mu\text{m}) = 47.5$$

$$R(2\text{mm}) < 0.5 \times R(80\mu\text{m})$$

Donc il s'agit d'un sable

$$\text{On a } 5\% < T(2\text{mm}) < 12\% \longrightarrow \text{Double symbole}$$

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \longrightarrow C_u = 6000 > 6$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}} \longrightarrow C_c = 0.0375$$

$$1 < C_c < 3$$

-Donc le sable est bien gradué (SB)

- Classification à l'aide du diagramme de CASAGRANDE

$$\begin{cases} W_p = 21.82\% \\ W_l = 42.82\% \end{cases} \rightarrow I_p = W_l - W_p = 42.82 - 21.82 = 21.18\%$$

$$(I_p = 21.18\% | W_l = 42.82\%)$$

✓ D'après le diagramme le sol est de classe « SABLE BIEN Gradué ARGILEUX PEU PLASTIQUE »

➤ **Sondage 02:**

- profondeur [2.4– 3.00m]

On a T (80µm) = 88%

→ (100 – 88) = 12% des éléments < 50µm → sol fin

- Classification à l'aide du diagramme de CASAGRANDE

$$\begin{cases} W_p = 15.95\% \\ W_l = 30.69\% \end{cases} \rightarrow I_p = W_l - W_p = 30.69 - 15.95 = 14.74\%$$

$$(I_p = 14.74\% | W_l = 30.69\%)$$

✓ D'après le diagramme le sol est de classe « ARGILE PEU PLASTIQUE »

- profondeur [7.00– 7.54 m]

On a T (80µm) = 23%

→ (100 – 23) = 77% des éléments > 0,08mm > 50% → sole grenue

T (2 mm) = 62

→ (100 – 62) = 38%

0.5×R (80µm) = 38.5

R (2mm) < 0.5×R (80 µm)

Donc il s'agit d'un sable

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \longrightarrow C_u = 6000 > 6$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}} \longrightarrow C_c = 22.22$$

- Donc le sable est mal gradué (SM)
- Classification à l'aide du diagramme de CASAGRANDE

$$\begin{cases} W_p = 16.28\% \\ W_l = 31.86\% \end{cases} \rightarrow I_p = W_l - W_p = 31.86 - 16.28 = 15.58\%$$

$$(I_p = 15.58\% | W_l = 31.86\%)$$

- ✓ D'après le diagramme le sol est de classe « SABLE ARGILEUX PEU PLASTIQUE MAL Graduée »

➤ Sondage 03:

- ✓ Profondeur [3.2 – 3.6]

On à T (80µm) = 77%

(100 – 77) = 23% des éléments > 0,08mm < 50% → son fin

- Classification à l'aide du diagramme de CASAGRANDE

$$\begin{cases} W_p = 14.77\% \\ W_l = 27.4\% \end{cases} \rightarrow I_p = W_l - W_p = 27.4 - 14.77 = 12.63\%$$

$$(I_p = 12.63\% | W_l = 27.4\%)$$

- ✓ D'après le diagramme le sol est de classe « ARGILE PEU PLASTIQUE »
- ✓ Profondeur [5.2– 5.5]

On à T (80µm) = 78%

(100 – 78) = 22% des éléments >0,08mm < 50% → son fin

- Classification à l'aide du diagramme de CASAGRANDE

$$\begin{cases} W_p = 14.33\% \\ W_l = 29.79\% \end{cases} \rightarrow I_p = W_l - W_p = 29.79 - 14.33 = 15.46\%$$

$$(I_p = 15.46\% | W_l = 29.79\%)$$

✓ D'après le diagramme le sol est de classe « ARGILE PEU PLASTIQUE »

- Profondeur [6.4– 6.7]

On a $T(80\mu\text{m}) = 63\%$

$(100 - 63) = 37\%$ des éléments $>0,08\text{mm} < 50\%$ → son fin

- Classification à l'aide du diagramme de CASAGRANDE

$$\begin{cases} Wp = 16.31\% \\ Wl = 32.04\% \end{cases} \quad Ip = WL - WP = 32.04 - 16.31 = 15.73\%$$

$(Ip = 15.73\% | Wl = 32.04\%)$

✓ D'après le diagramme le sol est de classe « ARGILE PEU PLASTIQUE »

- Profondeur [17 – 17.6]

On à $T(80\mu\text{m}) = 66\%$

$(100 - 66) = 34\%$ des éléments $>0,08\text{mm} < 50\%$ → son fin

- Classification à l'aide du diagramme de CASAGRANDE

$$\begin{cases} Wp = 21.8\% \\ Wl = 41.34\% \end{cases} \quad Ip = WL - WP = 41.34 - 21.8 = 19.54\%$$

$(Ip = 19.54\% | Wl = 41.34\%)$

✓ D'après le diagramme le sol est de classe « ARGILE PEU PLASTIQUE »

- ❖ On a appliqué la même méthode pour les autres sondages (radier2) (voir annexe 2) représenté par le tableau suivante :

Tableau 2.11 : représentation du résultat de classification du sol (radier 1).

SC N°	Profondeur (m)	Classification du sol
SC01	4.2- 4.7	Argile Peu Plastique
	7.5-8	Sable Argileux peu plastique mal gradué
	29.5-29.9	Sable argileux Peu plastique mal gradué
SC02	2.4-3	Argile Peu Plastique
	7-7.54	Sable argileux Peu plastique mal gradué
SC03	3.2-3.6	Argile peu Plastique
	5.2-5.5	Argile peu Plastique
	6.4-6.7	Argile peu Plastique
	17-17.6	Argile peu Plastique

❖ On a appliqué la même méthode pour les autres sondages (radier2) représenté par le tableau suivante

Tableau 2.12 : représentation du résultat de classification du sol (radier 2).

SC N°	Profondeur (m)	Classification du sol
SC04	3- 35	Argile Peu Plastique
	29.5-30	Argile Peu Plastique
SC05	3.1-3.3	Argile Peu Plastique
	6.5-6.8	Argile Peu Plastique
	7-7.29	Argile Peu Plastique
SC06	2.5-2.8	Argile peu Plastique
	5.5-6	Gravier propre bien graduée

2.4.2 Etude l'homogénéité du sol

Note : Les essais sont faits à partir de 2m par rapport au terrain naturel (terrevégétale).

❖ Radier 1 (SC 01-SC 02 et SC 03) :

➤ La première couche

- L'angle de frottement φ
 - ✚ la valeur moyenne

$$\overline{\varphi_u} = \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_{ui}}{n}$$

$$\overline{\varphi_u} = \frac{7+3+12+7+5+2}{6} = 6$$

- ✚ l'écart type

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sum (\varphi_{ui} - \overline{\varphi_u})^2}{n-1}} \rightarrow \lambda = 1.6$$

- ✚ le coefficient de variation

$$C_v = \frac{\lambda}{\overline{\varphi_u}} = \frac{1.6}{6} = 0.266 = 26.6\%$$

✓ $C_v > 10\%$ La couche n'est pas homogène alors on prend la plus petite valeur de l'angle de frottement : $\varphi_u = 2^\circ$

- La cohésion C_u
 - ✚ la valeur moyenne

$$\overline{C_u} = \frac{\sum_{i=1}^n C_{ui}}{n}$$

$$\overline{C_u} = \frac{16+98.8+22.7+20.3+81.7+18.9}{6} = 43$$

- ✚ l'écart type

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sum (C_u - \overline{C_u})^2}{n-1}} \rightarrow \lambda = 36.9$$

✚ le coefficient de variation

$$C_V = \frac{\lambda}{C_u} = \frac{36.9}{43} = 0.85 = 85.813\%$$

✓ $C_V > 10\%$ La couche n'est pas homogène alors on prend la petite valeur de la cohésion : $C_u = 16 \text{ kPa}$

• Les caractéristiques physiques:

✚ la valeur moyenne

$$\bar{\gamma}_h = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{hi}}{n}$$

$$\bar{\gamma}_h = \frac{20.3 + 21.5 + 20.1 + 21 + 20.6 + 20 + 19.9}{7}$$

$$\bar{\gamma}_h = 20.48 \text{ KN/m}^3$$

✚ l'écart type

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sum (\gamma_h - \bar{\gamma}_h)^2}{n-1}}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{2.068}{6}} = 0.58$$

✚ le coefficient de variation

$$C_V = \frac{\lambda}{\bar{\gamma}_h} = \frac{0.58}{20.48} = 2.83\%$$

✓ $C_V > 10\%$ La couche n'est pas homogène alors on prend la plus petite valeur de

$$\gamma_h = 19.9 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

✚ la valeur moyenne

$$\bar{\gamma}_d = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{di}}{n}$$

$$\bar{\gamma}_d = \frac{17.8 + 19.3 + 17.4 + 18.3 + 17.9 + 17.4 + 16.7}{7}$$

$$\bar{\gamma}_d = 20.3 \text{ KN/m}^3$$

+ l'écart type

$$\lambda = \sqrt{\frac{46.79}{6}} = 2.79$$

+ le coefficient de variation

$$C_V = \frac{2.79}{20.3} = 13.7\%$$

✓ $C_V > 10\%$ La couche n'est pas homogène alors on prend la plus petite valeur de $\gamma_d = 16.7 \text{ kN/m}^3$

➤ **La deuxième couche**

- L'angle de frottement φ_u

$$\varphi_u = 2^\circ$$

- **La cohésion C_u**

$$C_u = 40.5 \text{ kPa}$$

- **les caractéristiques physiques**

+ la valeur moyenne

$$\bar{\gamma}_h = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{hi}}{n}$$

$$\bar{\gamma}_h = \frac{21.7 + 20.1}{2}$$

$$\bar{\gamma}_h = 20.9 \text{ kN/m}^3$$

+ l'écart type

$$\lambda = \sqrt{\frac{(\sum (\gamma_h - \bar{\gamma}_h))^2}{n-1}}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{1.28}{1}} = 1.131$$

✚ le coefficient de variation

$$C_V = \frac{\lambda}{\gamma_h} = \frac{1.131}{20.9} = 5.4\%$$

✓ $C_V < 10\%$ La couche est homogène alors on prend la valeur moyenne de

$$\gamma_h = 20.9 \text{ KN/m}^3$$

✚ la valeur moyenne

$$\overline{\gamma_d} = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{di}}{n}$$

$$\overline{\gamma_d} = \frac{19.2 + 16.6}{2}$$

$$\overline{\gamma_d} = 17.9 \text{ KN/m}^3$$

✚ l'écart type

$$\lambda = \sqrt{\frac{3.38}{1}} = 1.838$$

✚ le coefficient de variation

$$C_V = \frac{1.838}{17.9} = 10.26\%$$

✓ $C_V > 10\%$ La couche n'est pas homogène alors on prend la plus petite valeur de

$$\gamma_d = 16.6 \text{ KN/m}^3$$

Note: D'après les calculs de classification on a trouvé dans le radier 2 qu'il y a un passage d'une nappe graveleuse (voir Annexe 2).

Tableau 2.13 : Résultats de l'homogénéisation (Radier1-Radier2).

	Les couches (m)	φ_u °	C_u (kPa)	γ_d (KN/m ³)	γ_h (kN/m ³)
Radier 1	[0-6.5]	$C_v=26.6\%>10\%$ →sol non homogène ➤ $\varphi_u=2$	$C_v=85.813\%>10\%$ →sol non homogène ➤ $C_u=16$	$C_v=13.7\%>10\%$ → sol non homogène $\gamma_d=16.7$	$C_v=2.83\%<10\%$ → sol homogène $\gamma_h=19.9$
	[6.5-30]	➤ $\varphi_u=2$	➤ $C_u=40.5$	$C_v=10.26\%>10\%$ →sol non homogène $\gamma_d=16.6$	$C_v=5.4\%<10\%$ → sol homogène $\gamma_h=20.9$
Radier 2	[0-28]	$C_v=53.4\%>10\%$ →sol non homogène ➤ $\varphi_u=1$	$C_v=72.2\%>10\%$ →sol non homogène ➤ $C_u=20.2$	$\gamma_d=10.24\%>10\%$ →sol non homogène $\gamma_d=15.5$	$\gamma_h=23.71\%>10\%$ →sol non homogène $\gamma_h=18.1$

Remarque : D'après les résultats de l'homogénéité présentée dans le tableau 2.13 on remarque que les valeurs sont proches donc on peut faire l'homogénéité entre les deux radiers.

Commentaire : Les paramètres mécaniques obtenus dans le rapport d'après l'essai résistance au cisaillement UU n'est pas reconnue dans les normes, et par manque des essais plus conforme on était dans l'obligation de considéré come même ces valeurs.

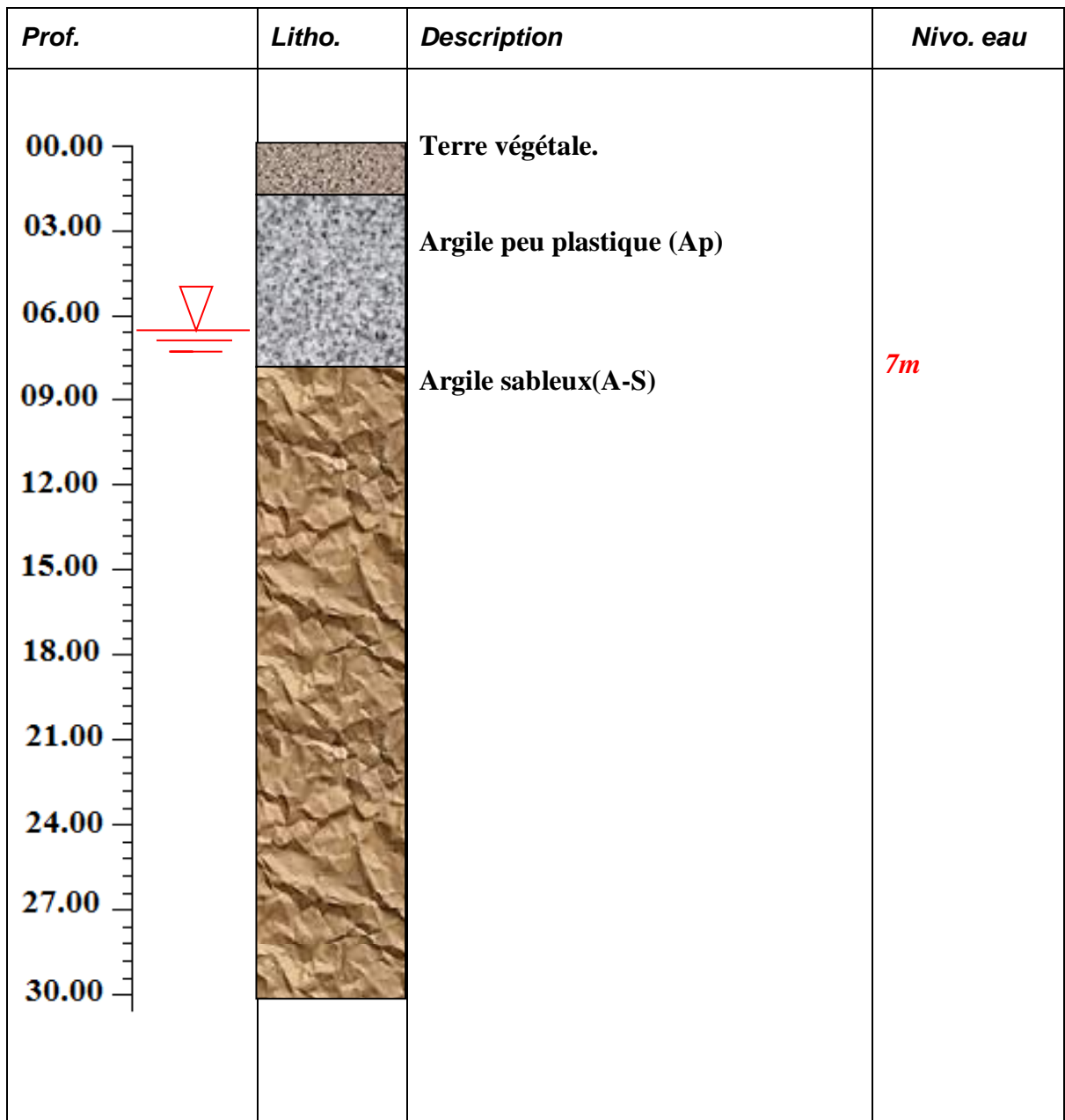


Figure 2.7 : Coupe lithologique final.

Tableau 2.14: Résultats des caractéristiques physiques de la Coupe lithologique final.

	φ_u °	C_u (kPa)	γ_d (KN/m ³)	γ_h (KN/m ³)
Argile peu plastique (AP)	1.5°	18.1	16.1	19
Argile sableux (A-S)	1.5°	20.2	16.05	19.5

2.5 Conclusion

Sur la base des résultats des essais in situ et au laboratoire, on peut conclure que le sol composé de deux couches (Argile peu plastique-Argile sableux).

Le niveau piézométrique relevé au niveau du sondage (SC 01, SC 02, SC 05 et SC 06) varie entre 7m et 24.3m de profondeur, nous avons pris la valeur la plus défavorable 7m.

A la fin de ce chapitre nous avons extrait la coupe lithologique finale qui nous permettra appliqué la méthode de calcul de la portance et le tassement des pieux.

CHAPITRE 03

CALCUL DES FONDATIONS SUR PIEUX

3.1 Introduction

Dans la plupart des cas, le sol de surface n'a pas assez de résistance pour résister à la charge transmise à travers la superstructure. Dans ce cas, il est nécessaire de construire la structure sur des pieux qui transfèrent la charge à la couche la plus résistante [24].

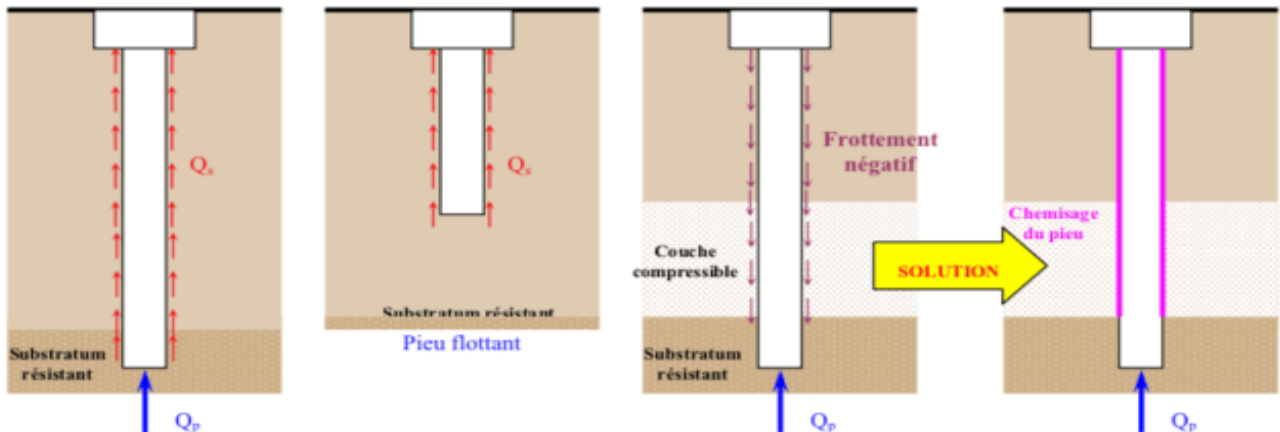


Figure : 3.1 réaction de sol sur un pieu isolé [15].

3.2 Dimensionnement des fondations profondes

3.2.1 Calcul de la capacité portante

Il existe de différents essais pour calculer la capacité portante d'un pieu, dans notre projet ils ont mis en pratique deux essais in situ dont l'essai pressiométrique PMT et l'essai de pénétromètre au carottier SPT, ce dernier est déconseillé pour le calcul dans les conditions présente sur site « présence de la nappe d'eau dans les sols cohérents », donc on procède nos calculs à l'aide des résultats de l'essai pressiométrique.

3.2.2 Méthode pressiométriques

La méthodologie de calcul est comme suit :

- Calcul de la zone utile

$$Z_u = [D - b ; D + 3a]$$

Les valeurs de a et b sont définies comme suit :

$$a = \max \left\{ \frac{B}{2} ; \frac{1}{2} m \right\} \rightarrow B \text{ étant en mètres}$$

$$b = \min (a, h)$$

h : est la hauteur de la couche résistante dans laquelle la pointe est encastrée. En absence d'une couche résistante est prise égale à 0.

- Calcule de pression pressiométrique limite équivalente nette P_{le}^* , qui est une moyenne analytique des valeurs de pression limite nette mesurées dans une zone utile au voisinage de la pointe, épaisse de $3a$ en dessous de la pointe et de b au-dessus :

$$P_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^* \cdot dz \quad (3.1)$$

On peut calculer P_{le}^* en utilisant la sommation des trapèzes, obtenus en joignant par des droites les points du profil de la pression limite nette $p_{le}^*(z)$, soit :

$$P_{le}^* \approx \frac{1}{b+3a} \sum_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) \Delta z \quad (3.2)$$

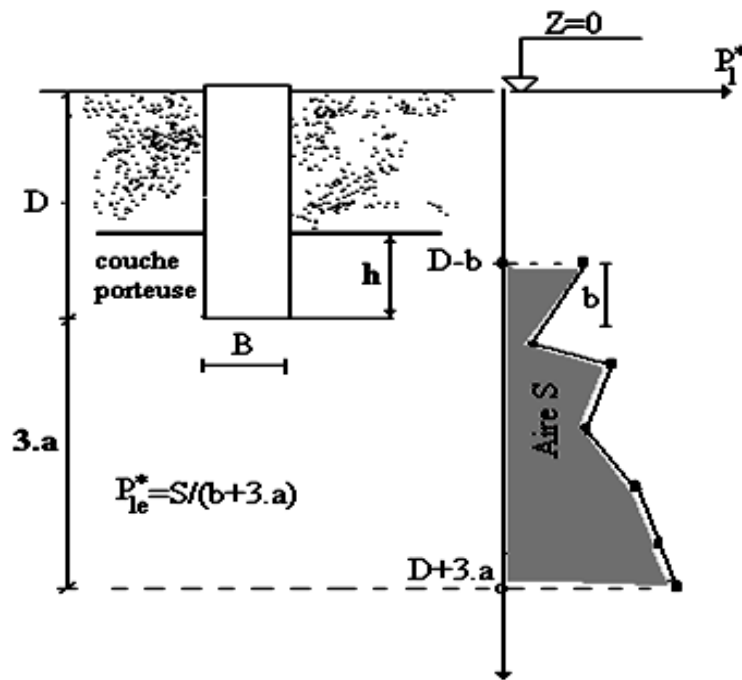


Figure 3.2 : Schéma de calcul de la pression limite équivalente.

- Calcule de résistance en pointe :

$$q_l = k_p P_{le}^* \quad (3.3)$$

K_p : est le facteur de portance pressiométrique donné au tableau 3.1, en fonction de la catégorie du sol obtenue du tableau, et du mode d'installation du pieu dans le sol.

Tableau3. 1 : Valeurs du facteur de portance pressiométrique.

Nature du sol		Pieu ne refoulant pas le sol (forage	Pieu refoulant le sol (battage, fonçage...)
argile /limon	A	1.10	1.40
	B	1.20	1.50
	C	1.30	1.60
Sables/graves	A	1.00	4.20
	B	1.10	3.70
	C	1.20	3.20
Graies	A	1.10	1.60
	B	1.40	2.20
	C	1.80	2.60
Marnes, Marno-Calcaires		1.80	2.60
Roches altérées		1.10-1.80	1.80-3.20

Tableau 3. 2 : Classification des sols selon leurs propriétés mécaniques

Classe de sol		Pressiomètre P_1 (MPa)	Pénétromètre q_c (MPa)
Argiles,	A- Argiles et limons mous	< 0.7	< 3.0
	B- Argiles el limons fermes	1.2 à 2.0	3.0 à 6.0
	C- Argiles très fermes à dures	> 2.5	> 6.0
Sable, graves	A-Lâches	< 0.5	< 5
	B- Moyennement compacts	1.0 à 2.0	8.0 à 15.0
	C- Compacts	> 2.5	> 20.0
Craies	A- Molles	< 0.7	< 5
	B- Altérées	1.0 à 2.5	> 5.0
	C- Compacts	> 3.0	
Marnes Marno-calcaires	A- Tendres	1.5 à 4.0	
	B- Compacts	> 4.5
Roches ⁽¹⁾	A- Altérées	2.5 à 4.0	
	B- Fragmentées	> 4.5

⁽¹⁾ L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires schisteux ou d'origine granitique s'il est parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométrique supérieurs à 50-80 MPa

➤ Déterminer l'effort limite Q_p en pointe dont l'aire de sa section est S , tel que:

$$Q_p = S q_l \tag{3.4}$$

A une profondeur donnée, déterminer la contrainte de frottement latéral q_s en fonction de la pression limite nette P_l^* , en choisissant la courbe Q décrivant cette fonction, e mode d'installation du pieu .La détermination de q_s se fait à partir de la figure 3.3 ou calculée par les expressions suivantes, en notant par n le numéro de la courbe Q , et en exprimant P_l^* en MPa :

➤ **Courbes Q_1 a Q_4 :**

$$q_s(z) = \begin{cases} 0.04n \frac{P_l(z)}{(1 + 0.5n)} \left(2 - \frac{P_l(z)}{(1 + 0.5n)} \right) & \text{si } P_l \leq 1 + 0.5n \\ 0.04n & \text{si } P_l \geq 1 + 0.5n \end{cases}$$

➤ **Courbes Q_5 a Q_7 :**

$$Q_5 : q_s(z) = \min \left\{ \frac{P_l(z) - 0.2}{9}, \frac{P_l(z) + 3.3}{32} \right\}$$

$$Q_6 : q_s(z) = \min \left\{ \frac{P_l(z) - 0.4}{10}, \frac{P_l(z) + 4.0}{30} \right\}$$

$$Q_7 : q_s(z) = \frac{P_l(z) + 0.4}{10}$$

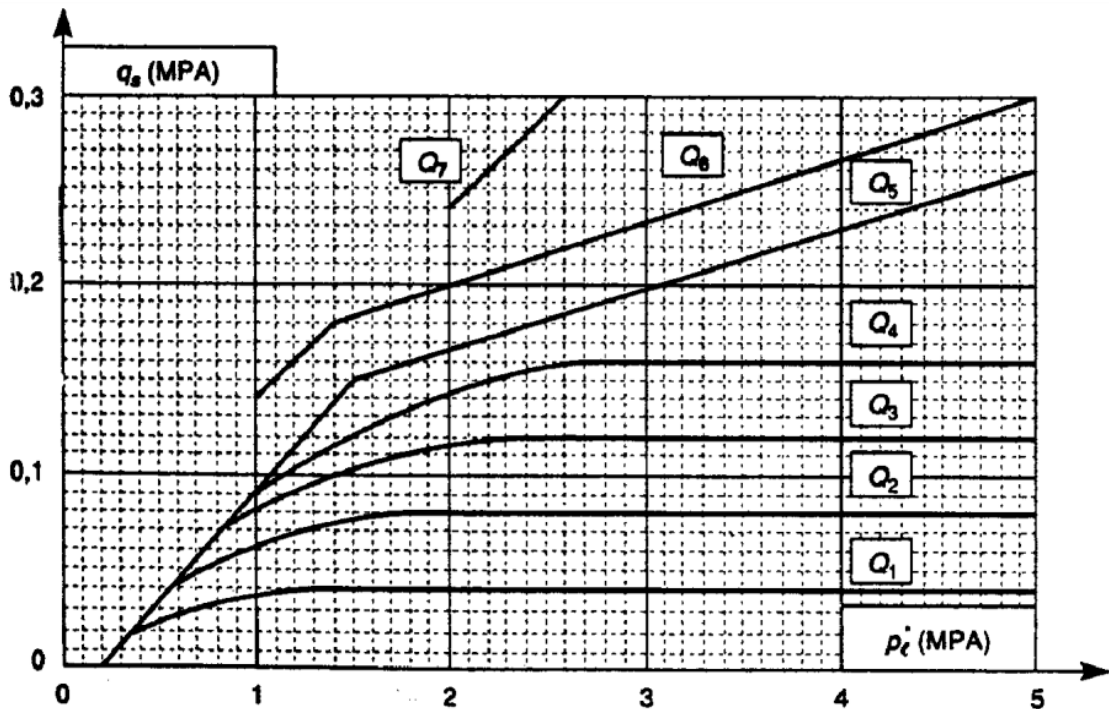


Figure3.3: Contrainte de frottement latéral limite q_s en fonction de P_l^* .

Tableau3. 3 : Courbes de frottement latéral limite.

	Argiles, limons			Sables, graves			Craies			Marnes	
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B
Foré simple	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾	Q ₂ , Q ₃ ⁽¹⁾				Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾
Foré doue	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾
Foré tube (tube récupéré)	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽³⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃ , Q ₄ ⁽³⁾	Q ₃	Q ₄
Foré tubé (tube perdu)	Q ₁			Q ₁		Q ₂	(4)			Q ₂	Q ₃
Puits	Q ₁	Q ₂	Q ₃				Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅
Métal battu fermé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	(4)			Q ₃	Q ₄
Battu préfabriqué béton	Q ₁	Q ₂		Q ₃			(4)			Q ₃	Q ₄
Battu moulé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₃	Q ₄
Battu enrobé	Q ₁	Q ₂		Q ₃		Q ₄	(4)			Q ₃	Q ₄
Injecté basse pression	Q ₁	Q ₂		Q ₃			Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅	
Injecté haute pression ⁽⁶⁾		Q ₄	Q ₅	Q ₅		Q ₆		Q ₅	Q ₆	Q ₆	

- (1) Réalésage et rainurage en fin de forage,
 (2) Pieux de grande longueur (supérieur à 30m),
 (3) Forage à sec, tube non louvoyé,
 (4) Dans les cas des craies, le frottement latéral peut être très faibles pour certains types de pieux, Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas,
 (5) Sans tubage ni virole foncé perdu (parois rugueuses),
 (6) Injection sélective et répétitive à faible débit

➤ En notant par P le périmètre du pieu, calculer l'effort Q_s de frottement latéral limite par :

$$Q_s = P \int_0^D q_s(Z) dZ \quad (3.5)$$

➤ Calcule de la fiche équivalente du pieu, soit D_e , telle que :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_l^*(z) dz \quad (3.6)$$

➤ Calculer D_e/B et vérifier que la méthode est applicable. En fonction de la fiche équivalente, la fondation est classée, selon le règlement, comme étant :

- Fondation profonde pour $D_e/B > 5$,
- Fondation semi-profonde pour $1.5 < D_e/B < 5$,
- Fondation superficielle pour $D_e/B < 1.5$.

3.3 Cas d'étude

L'ouvrage est composé de deux radiers, chaque radier porte 8 silos, le laboratoire géotechnique LCTP est a réalisé deux sondages carottés et cinq sondages pressiométriques

- Sous le radier 1 on trouve les essais pressiométriques PMT 1, 2 et 3
- Sous le radier 2 on trouve les essais pressiométriques PMT 4, 5 et 6

Nous avons fait plusieurs tâtonnement on change la valeur de diamètre B et la fiche D , après l'insertion des formules de la méthode Précédent.

À partir de ces données, on calcule la capacité portante des pieux pour les deux radiers. Pour les pieux forés à la boue, le diamètre minimal est de 0.80 mètre, on suppose un pieux de diamètre de 1m est une fiche de 25 m à partir de la base de radier (après décapage de remblais de 2m).

- Calcule de la zone utile

Pour un pieu avec les dimensions suivantes : $B = 1$ m et $D = 25$ m

$$Z_u = [D - b ; D + 3a]$$

Les valeurs de a et b sont définies comme suit :

$$a = \max \left\{ \frac{B}{2}; \frac{1}{2} m \right\} = \max \left\{ \frac{1}{2}; \frac{1}{2} \right\} \rightarrow a = 0.5 \text{ m}$$

On a $h=0$ → une seule couche (il n'y a pas de couche résistante)

$$b = \min(a, h) = \min(0,5, 0) \rightarrow b=0$$

$$Z_u = [25 ; 26,5]$$

- ❖ C'est le radier 1 qui comporte les trois essais pressiométriques PMT 1, 2 et 3
- Essai pressiométrique PMT1
- Calcul de l'effort limite en pointe Q_p :

Tableau 3.4 : Récapitulation des résultats pressiométrique.

Z (m)	25	26	26.5
P_l (kPa)	2250	2810	2810
P_0 (kPa)	487.292	506.94	516.767
$P_l^* = P_l - P_0$ (kPa)	1762.708	2303.058	2293.233

$$P_0 = K_0 \sigma'_{v0} (k_0 = 1 \text{ Pour les argiles})$$

$$\sigma_{v0} = \gamma \times Z$$

- la pression pressiométrique limite équivalente nette P_{le}^* :

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^* \cdot dz$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{0 + 1.5} \left[\frac{1762.708 + 2303.058}{2} \times 1 + \frac{2303.058 + 2293.0233}{2} \times 0,5 \right]$$

$$P_{le}^* = 2121.304 \text{ KPa}$$

- la résistance en pointe :

$$q_l = K_p \times P_{le}^*$$

- ❖ les valeurs de la pression limite dans la zone utile sont supérieures à >2500 KPa
le sol est classé dans la catégorie C et c'est un argile.

$$\text{Tableau 3.1} \rightarrow \begin{cases} \text{Argile catégorie C} \\ (\text{ne refoulant pas le sol}) \end{cases}$$

- Donc : $K_p = 1.3$

$$q_l = 1,3 \times 2121.304 = 2757.695 \text{ kPa}$$

- l'effort limite Q_p en pointe :

$$Q_p = A \cdot q_l = \frac{\pi \cdot B^2}{4} \times q_l$$

$$Q_p = 2165.889 \text{ KN}$$

- Calcul de l'effort limite de frottement latéral Q_s :

$$Q_s = P \int_0^D q_s(Z) \cdot dZ$$

❖ Notre sol est composé de deux couches, la première couche est une argile peu plastique, il est à noter que dans la zone superficielle de 8m d'épaisseur la pression limite est inférieure à 700kPa, dans le tableau 3.2, la couche d'argile appartenant à la catégorie A donc la courbe Q_1 (Tableau 3.3), et la deuxième couche composée d'une argile sableuse, s'étale sur une profondeur 12 m, la pression limite est comprise entre 1200 et 2000kPa appartenant à la catégorie B (Tableau 3.2), donc il y a deux courbes Q_1 et Q_2 on choisit les valeurs les plus petites de q_s pour des raisons de sécurité en sélectionnant la courbe Q_1 , pour une profondeur supérieure à 21 m, les valeurs de la pression limite sont supérieures à 2500kPa (Tableau 3.2), cette partie de la couche argileuse sableuse appartenant à la catégorie C, donc il y a deux courbes possibles Q_1 et Q_2 , on choisit les valeurs les plus petites de q_s pour des raisons de sécurité en sélectionnant la courbe Q_1 .

- Courbe de q_s de Q_1 à Q_4 :

$$q_s(z) = \begin{cases} 0.04n \frac{pl(z)}{(1 + 0.5n)} \left(2 - \frac{pl(z)}{(1 + 0.5n)} \right) & \text{si } pl \leq 1 + 0.5n \\ 0.04n & \text{si } pl \geq 1 + 0.5n \end{cases}$$

Tableau 3.5 : Résultats de calcul de la résistance au frottement latéral.

Z(m)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$P_l(kPa)$	400	400	450	450	490	600	610	690	920	1100	1030	1060	1240
$q_s(kPa)$	18.48	18.48	20.4	20.4	21.8	25.6	25.92	28.34	34.02	37.16	36.07	36.56	38.8
Z(m)	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
$P_l(kPa)$	1280	1660	1610	1670	1980	2040	1960	2410	2510	2210	2470	2420	2250
$q_s(kPa)$	39.14	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40

- l'effort Q_s de frottement latéral limite :

$$Q_s = \pi \times 1 \int_0^{25} q_s(Z) \cdot dZ$$

$$Q_s = 2676.417 \text{ kN}$$

- Calcul de la charge limite Q_l :

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

$$Q_l = 2165.889 + 2676.417$$

$$Q_l = 4842.306 \text{ kN}$$

- Calcul de la charge de fluage :

$$Q_c = 0,5Q_p + 0,7Q_s$$

$$Q_c = 2956.436 \text{ kN}$$

- Calcul de la hauteur d'encastrement équivalente :

A la fin de calcul on vérifie le comportement de pieu, en calculent D_e

Tableau 3.6 : Récapitulation des résultats pressiométrique.

Z(m)	P_l (kPa)	P_0 (kPa)	P_l^* (kPa)
0	400	0	400
1	400	19	381
2	450	38	412
3	450	57	393
4	490	76	414
5	600	95	505
6	610	114	496
7	690	133	557
8	920	153.02	766.98
9	1100	172.892	927.108
10	1030	192.542	837.458
11	1060	212.192	847.808
12	1240	231.842	1008.158
13	1280	251.492	1028.508
14	1660	271.142	1388.858
15	1610	290.792	1319.208
16	1670	310.442	1359.558
17	1980	330.092	1649.908
18	2040	349.742	1690.258
19	1960	369.392	1590.608
20	2410	389.042	2020.958
21	2510	408.692	2101.308
22	2210	428.342	1781.658
23	2470	447.992	2022.008
24	2420	487.292	1932.708
25	2250	487.292	1762.708

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_l^*(z) \cdot dz$$

$$D_e = 13.81\text{m} > 5B = 4 \text{ m}$$

Tableau 3.7: Récapitulé des essais pressiométrique.

	Q_p (KN)	Q_s (KN)	Q_l (KN)	Q_c (KN)
PMT 01	2165.889	2676.417	4842.306	2956.436
PMT 02	2284.156	2770.036	5054.193	3081.104
PMT 03	2302.875	2690.271	4993.147	3034.628
PMT 04	2262.034	2775.032	5037.066	3073.539
PMT 05	2220.343	2757.91	4978.253	3040.708
PMT 06	2426.248	2667.322	5093.57	3080.25

3.4 Calcul de nombre des pieux

Suite à la demande du maître d'ouvrage lors de la réunion du 11/11/2015, les combinaisons de charges qui ont été prises en compte sont conformes aux Eurocodes EN1990:2001 ; EN1991-4 :2007 et EN1998-1 :2005.

Tableau 3.8 : Combinaisons de charges

		Charge verticale totale de la structure [kN]	Charge verticale totale sur le radier [kN]
ELS	G+0,8D+0,3Q Quasi-permanentes	523378.584	261689.292
	G+D+0,6W+0,7Q Rares	608346.54	304173.27
ELU	G+Ea+0,8F+0,3Q+0,3T Accidentelle	404798.928	202399.464
	1,35G+1,5D+0,9W+1,05Q Fondamentale	883430.292	441715.146

Radier 1

- Essai pressiométrique 01

➤ ELU

- Fondamentale :

$$\frac{Q}{\frac{Q_l}{1.4}} = \frac{441715.146}{\frac{2165.889}{1.4}} = 127.708 \rightarrow \mathbf{128\text{pieux}}$$

- Accidentelle :

$$\frac{Q}{\frac{Q_l}{1.2}} = \frac{202399.464}{\frac{2165.889}{1.2}} = 50.15779 \rightarrow \mathbf{51\text{pieux}}$$

➤ ELS

- Rare :

$$\frac{Q}{\frac{Q_c}{1.1}} = \frac{304173.27}{\frac{2956.436}{1.1}} = 113.1736 \rightarrow \mathbf{114\text{pieux}}$$

- Quasi-permanente

$$\frac{Q}{\frac{Q_c}{1.1}} = \frac{261689.292}{\frac{2956.436}{1.4}} = 97.36663 \rightarrow \mathbf{98\text{pieux}}$$

❖ Pour le nombre de pieux, nous allons prendre le cas maximal où le nombre de pieux est de l'ordre **128**pieux pour chaque radier.

Tableau 3.9 : Récapitule des nombre des pieux.

	ELU		ELS	
	Fondamentale	Accidentelle	Rare	Quasi-permanente
PMT1	128	51	114	98
PMT2	123	49	109	94
PMT3	124	49	111	95
PMT4	123	49	109	94
PMT5	125	49	111	95
PMT6	122	48	109	94

- On a refait les calculs en changeant le Diamètre de pieu B et on a vérifié dans le cas Fondamental (ELU). Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-après.

Tableau 3.10 : Influence de choix de la largeur sur le nombre des pieux.

Largeur (m)	Nombre des pieux maximal
0,8	176
0,9	149
1	128

Nous avons opté pour notre étude un diamètre B de 1m et le nombre de pieux est de 128 pieux répartie sur un radier.

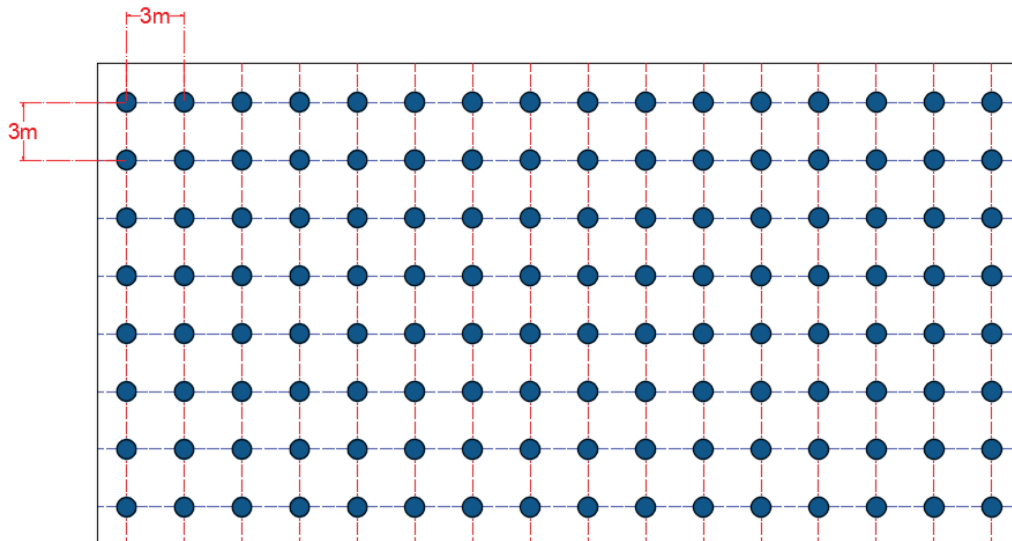
**Figure 3.5** : Disposition des pieux.

Tableau 3.11 : maillage étudié

Diamètre de pieu[m]	Largeur du radier[m]	Longueur du radier[m]	Espacement Longitudinal[m]	Espacement transversal [m]
1	25	48	3	3

3.5 Calcul de tassement du radier

L'existence de groupe des pieux nécessite une semelle de liaison (radier) pour ce la on a calculé le tassement de cette semelle par la méthode odométrique.

- Radier encastré de 4m donc et $q = 253.47 \text{ KPa}$
 $q = q - (\gamma_h * D) \rightarrow q = 253.47 - (19 * 4) = 181.47 \text{ KPa}$
- La base de la semelle : $\sigma'_0 = \gamma_h * D \rightarrow \sigma'_0 = 19 * 4 = 76 \text{ KPa}$
- $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sol infini } H > L + 2B \rightarrow \infty > 48 + 2 * 25 \\ \text{Fondation rectangulaire } L = 48\text{m}, B = 25\text{m} \end{array} \right. \leftrightarrow \text{Méthode de NEWMARK}$

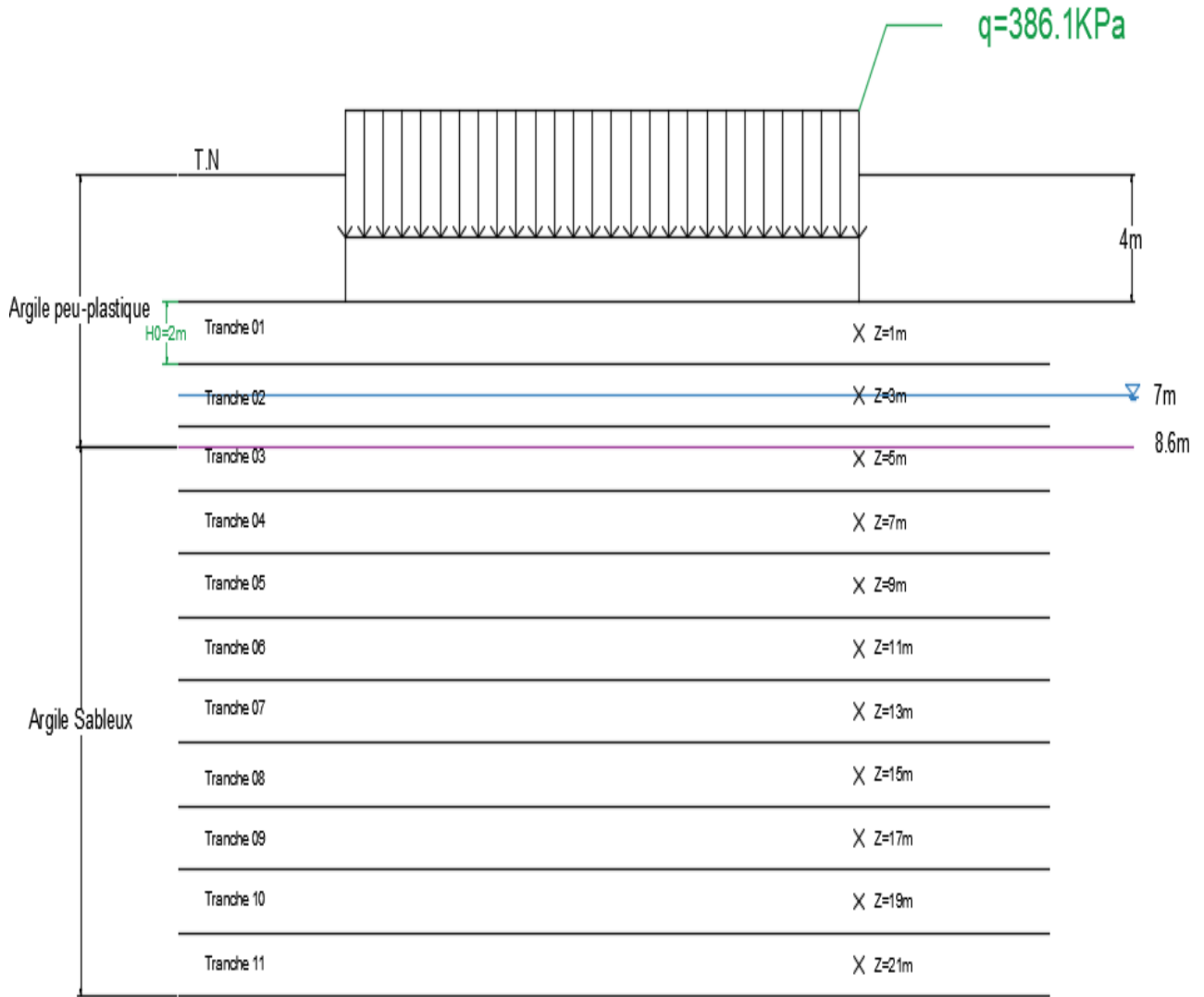


Figure3.6 : Les tranches de calculs de tassement, cas ou le point Z se trouve sur l'axe passant par l'extrémité de radier.

- Cas ou le point Z se trouve sur l'axe passant par l'extrémité de radier
 - Tranche1 : Z=1m

$$\sigma'_0 = 76 + 19 \cdot 1 = 95 \text{ kPa}$$

$$I_{\sigma} = \begin{cases} m = \frac{L}{B} = \frac{48}{25} = 1.92 \approx 2 \\ n = \frac{Z}{B} = \frac{1}{25} = 0.04 \approx 0.2 \end{cases} \leftrightarrow I_{\sigma} = 0.2499$$

$$\Delta\sigma_v = I_{\sigma^*q} \rightarrow \Delta\sigma_v = 0.2499 * 181.47 = 45.34 \text{ kPa} \quad (\Delta\sigma_v = \Delta\sigma'_v) \rightarrow \text{long terme}$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_0 + \Delta\sigma'_v \rightarrow \sigma'_1 = 95 + 45.34 = 140.34 \text{ kPa}$$

- On a 3 cas qui nous donnent 3 formules pour le calcul de tassement oedométrique :

❖ 1^{er} cas : σ'_0 et σ'_1 sont $< \sigma'_c$

$$\Delta H = -\frac{H_0}{1 + e_0} * C_s * \log \frac{\sigma'_1}{\sigma'_0}$$

❖ 2^{eme} cas : σ'_0 et σ'_1 sont $> \sigma'_c$

$$\Delta H = -\frac{H_0}{1 + e_0} * C_c * \log \frac{\sigma'_1}{\sigma'_0}$$

❖ 3^{eme} cas : $\sigma'_0 < \sigma'_c$ et $\sigma'_1 > \sigma'_c$

$$\Delta H = -\frac{H_0}{1 + e_0} * [(C_s * \log \frac{\sigma'_1}{\sigma'_0}) + (C_c * \log \frac{\sigma'_1}{\sigma'_c})]$$

- Dans cette tranche on a $\sigma'_c = 366 \text{ kPa} \rightarrow \sigma'_0$ et σ'_1 sont $< \sigma'_c$ donc 1^{er} cas

$$\Delta H = -\frac{H_0}{1 + e_0} * C_s * \log \frac{\sigma'_1}{\sigma'_0}$$

$$\Delta H = -\frac{2}{1 + 0.645} * 0.022 * \log \frac{140.34}{95} = -4.53 * 10^{-3} \text{ m} \rightarrow \Delta H = -0.45 \text{ cm}$$

Tableau 3.12 : Récapitule les tassements des tranches.

Les tranches (m)	Z(m)	σ'_0 (kPa)	$\Delta\sigma'_v$ (kPa)	σ'_1 (kPa)	σ'_c (kPa)	C_c	C_s	Le tassement des tranches ΔH (cm)	
1	1	95	45.34	140.34	366	0.022	0.131	-0.45	
2	3	133	45.35	178.35	94.9	0.106	0.015	-1.64	
3	5	152.89	45.2	198.09	94.9	0.106	0.015	-1.44	
4	7	172.19	44.85	217.03	94.9	0.106	0.015	-1.29	
5	9	191.49	44.26	235.75	94.9	0.106	0.015	-1.15	
6	11	210.79	44.26	255.05	94.9	0.16	0.015	-1.06	
7	13	230.09	43.38	273.47	94.9	0.16	0.015	-0.96	
8	15	249.39	42.26	291.65	157	0.13	0.024	-1.07	
9	17	268.69	40.95	309.64	157	0.13	0.024	-0.97	
10	19	287.99	39.48	327.47	157	0.13	0.024	-0.87	
11	21	307.29	39.48	346.77	157	0.13	0.024	-0.82	
								$\Sigma\Delta H$	-11.82

$$\Sigma\Delta H = |-11.82| \text{ cm} \approx 12 \text{ cm} < 30 \text{ cm admissible}$$

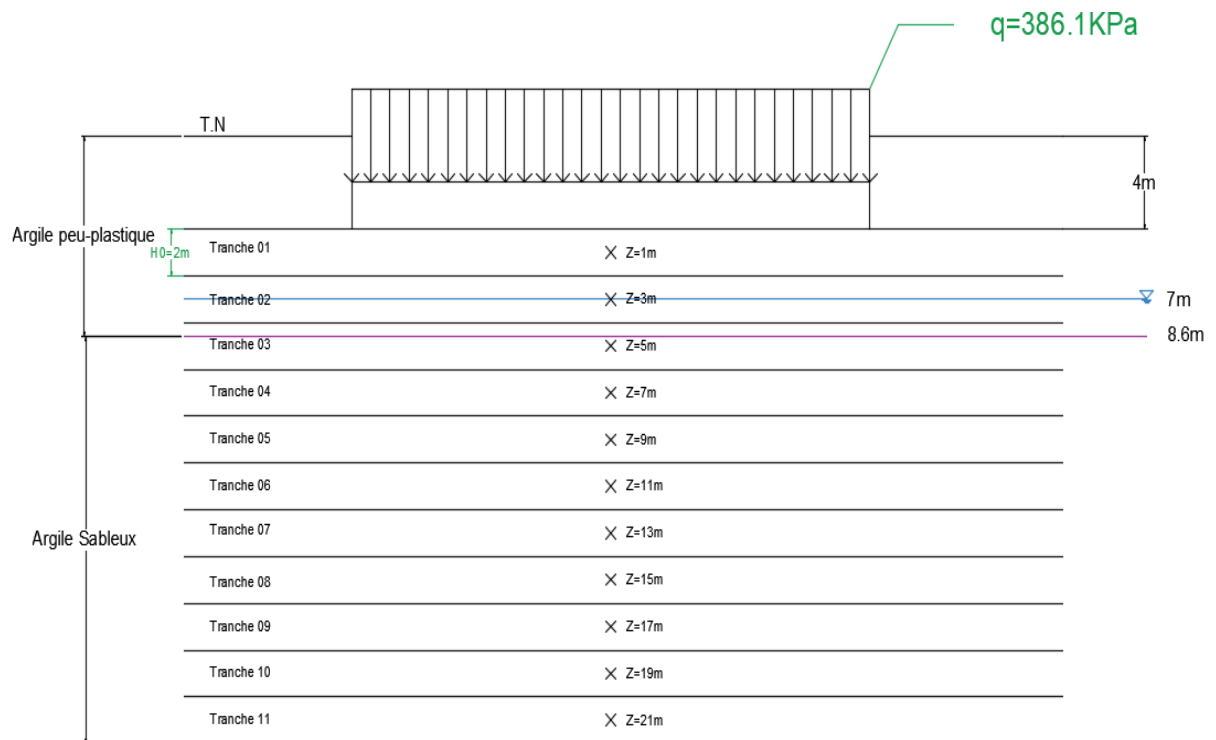


Figure 3.7 : Les tranches de calculs de tassement, cas où le point Z se trouve sur l'axe passant par le milieu de radier (l'axe médian).

➤ Cas où le point Z se trouve sur l'axe passant par le milieu de radier (l'axe médian) :

- Tranche 1 : Z=1m

$$\sigma'_0 = 76 + 19 \cdot 1 = 95 \text{ kPa}$$

$$I_{\sigma} = \begin{cases} m = \frac{L}{B} = \frac{48}{25} = 1.92 \approx 2 \\ n = \frac{Z}{B} = \frac{1}{25} = 0.04 \approx 0.2 \end{cases} \leftrightarrow I_{\sigma} = 0.2499$$

$$\Delta\sigma_v = 4 \cdot I_{\sigma} \cdot q \rightarrow \Delta\sigma_v = 4 \cdot 0.2499 \cdot 181.47 = 181.39 \text{ kPa} \quad (\Delta\sigma_v = \Delta\sigma'_v) \rightarrow \text{long terme}$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_0 + \Delta\sigma'_v \rightarrow \sigma'_1 = 95 + 181.39 = 276.39 \text{ kPa}$$

- Dans cette tranche on a $\sigma'_c = 366 \text{ kPa} \rightarrow \sigma'_0$ et σ'_1 sont $< \sigma'_c$ donc 1^{er} cas

$$\Delta H = -\frac{H_0}{1 + e_0} \cdot C_s \cdot \log \frac{\sigma'_1}{\sigma'_0}$$

$$\Delta H = -\frac{2}{1 + 0.645} \cdot 0.022 \cdot \log \frac{276.39}{95} = -0.0124 \text{ m} \rightarrow \Delta H = -1.24 \text{ cm}$$

Tableau 3.13 : Récapitule les tassements des tranches

Les tranches (m)	Z(m)	σ'_0 (kPa)	$\Delta\sigma'_v$ (kPa)	σ'_1 (kPa)	σ'_c (kPa)	C_c	C_s	Le tassement des tranches $\Delta H(cm)$
1	1	95	181.39	276.39	366	0.022	0.131	-1.24
2	3	133	180.81	313.81	94.9	0.106	0.015	-4.8
3	5	152.89	177.04	329.93	94.9	0.106	0.015	-4.28
4	7	172.19	169.05	341.24	94.9	0.106	0.015	-3.81
5	9	191.49	163.83	355.32	94.9	0.106	0.015	-3.44
6	11	210.79	151.63	362.35	94.9	0.16	0.015	-3.02
7	13	230.09	145.1	375.19	94.9	0.16	0.015	-2.72
8	15	249.39	145.1	394.49	157	0.13	0.024	-3.13
9	17	268.69	145.1	413.97	157	0.13	0.024	-2.95
10	19	287.99	87.25	375.24	157	0.13	0.024	-1.8
11	21	307.29	87.25	394.54	157	0.13	0.024	-1.7
$\Sigma\Delta H$								-32.9

$$\Sigma\Delta H = |-32.9| \text{cm} \approx 33 \text{cm} > 30 \text{cm non admissible}$$

3.6 Conclusion

Nous avons étudié dans ce chapitre le calcul de la capacité portante des fondations sur pieux par les formules de l'essai PMT, nous avons vérifié la stabilité de la structure par 128 pieux de diamètre 1m et un ancrage D=25m après plusieurs tâtonnement, on a fait la disposition des pieux sous le radier et finalement le calcul de tassement du radier à partir des essais de laboratoire.

CHAPITRE 04

MODELISATION

PAR

ELEMENT FINIS

4.1 Introduction

Dans ce chapitre, on se propose d'analyser numériquement le comportement d'un radier avec un groupe des pieux sous une charge répartie.

Nous allons étudier dans ce travail à l'aide du logiciel plaxis 2D.

Un profil de sol avec un radier de largeur de 25m, longueur de 48m et épaisseur 2m et un pieu de 1 m de diamètre et de 25 m de longueur.

Enfin on illustrera les différents résultats obtenus durant notre étude.

4.2 Présentation du logiciel PLAXIS 2D[24]

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

4.3 Présentation du code de calcul PLAXIS 2D

4.3.1 La démarche de modélisation avec PLAXIS

Nous présenterons ici le cheminement et principales étapes d'un calcul sous PLAXIS.

a. Géométrie

La première étape sous Plaxis est la définition de la géométrie. Un certain nombre de propriétés sont disponibles :

- Les lignes géométriques qui sont là pour dessiner l'organisation du sol.
- L'outil " plates " permet de dessiner et de définir des structures élancées qui possèdent une résistance en traction compression et une résistance en flexion. Cet outil est principalement utilisé pour modéliser des murs, des poutres, des coquilles, des plaques pour modéliser les murs et les zones rigides. Principalement les éléments ayant une forte extension selon l'axe perpendiculaire au plan de modélisation (ici z).
- "Anchor" qui sert à modéliser les liaisons entre les éléments. Ce sont des ressorts, qu'on utilise pour modéliser les batardeaux ou plus exactement la liaison entre les différents éléments d'un batardeau.

- L'outil <<géogrid>> sert à dessiner des structures élancées avec une résistance en compression ou traction mais qui ne possèdent aucune résistance de flexion. Cet outil est généralement utilisé pour modéliser les géogrille et ancrages.

Sur Plaxis, il y a également un outil tunnel qui permet de modéliser un tunnel prenant en compte les facteurs qui concernent ce type d'ouvrage.

b. Conditions aux limites

Une fois la géométrie définie, il faut entrer les conditions limites, c'est-à-dire les déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieures de la géométrie.

Si aucune condition limite n'est fixé sur un tronçon, par défaut le logiciel considère que l'élément n'est soumis à aucune force extérieure et est libre de se déplacer dans toutes les directions.

Les conditions limites pouvant être imposées sont celles qui imposent un déplacement dans une direction donnée ou celle qui impose une force dans une direction donnée. Plusieurs outils permettent de créer une large gamme de conditions limites (force répartie, force ponctuelle, encastrement, glissement, etc.).

c. Définition des paramètres des matériaux

Ensuite, il convient de définir les différentes propriétés des différents matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, géogrille, etc.....), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d'éléments peuvent être paramétrés, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainer, non-drainer ou non-poreux).

d. Maillage

Le maillage est généré automatiquement, ce qui est un point fort de Plaxis. L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différentes options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l'opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol ou/et le voisinage d'un élément grâce aux options refine dans le mesh menu.

Une fois le maillage effectuée, il convient de paramétrer les conditions initiales du sol, cette procédure passe généralement par la définition d'un coefficient des terres au repos.

e. Les conditions initiales

La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes tout d'abord, lorsque la fenêtre des conditions initiales s'ouvre, seul le sol est activé. L'opérateur active les éléments constructifs (déplacements et/ou contraintes impose(e)s, ancrage, plaque) qui correspondent à l'instant initial. Il désactive les éléments de sol qui ne correspondent pas à cet instant initial. Un "Switch bouton" permet d'accéder à deux fenêtres différentes chacune représentant la géométrie de la modélisation :

- La première qui s'appelle "initiale pore pressure" permet de définir un niveau de nappe phréatique initial (si besoin), et de générer les pressions interstitielles correspondantes

- La deuxième fenêtre permet de générer les contraintes initiales à l'intérieur du massif (poids propre et sous pression).

f. Phase de calcul

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages on peut accéder aux calculs par le bouton poussoir "calculation". L'interface "input" de << P1axis >> se ferme et laisse la place à une nouvelle interface : "calculation". Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure. Cette interface permet de définir le phasage de la modélisation de la construction.

De nouvelles phases de calcul peuvent être créées basées sur une phase existante. Pour chaque phase on peut modifier la géométrie par l'intermédiaire de la même interface qui a servi à définir les conditions initiales, on peut donc effectuer des changements uniquement en activant ou désactivant des éléments. Le niveau de la nappe phréatique peut être modifié, ainsi que certaines propriétés des matériaux, des éléments autres que le sol (modification des paramètres entrés en input, imperméabilité et/ou la non-consolidation de certaines parois). Le niveau d'intensité et la position des conditions limites des chargements en déplacement et en contrainte peuvent également être modifiés. Cependant, aucun nouvel élément ne peut être créé à ce niveau que ce soit une charge, un déplacement, une condition aux limites ou une plaque un ancrage etc....

D'autres types de phases peuvent être créés autre que la simple activation ou désactivation d'élément (phase de consolidation par exemple). Un certain nombre de types de calcul peut être simulé (consolidation, détermination du facteur de sécurité, déformation plastic, étude dynamique). Une fois le phasage de l'étude terminé, des points caractéristiques peuvent être placés.

Les courbes de résultats de Plaxis seront calculées en ces points. Après avoir appuyé sur "calculate" les calculs se lancent. Une fois terminée, les résultats sont vision nables grâce à la touche 'output'.

g. Visualisation des Résultats

Le code PLAXIS contient plusieurs outils pour visualiser et analyser les résultats concernant le sol soit en déformations (maillage déformé, déplacements et déformations totaux) soit en contraintes (contraintes effectives, totales, les points plastiques, les pressions interstitielles).

4.3.2 Lois de comportement dans PLAXIS

La modélisation du sol a pour objectif de déterminer un modèle de comportement qui permet d'étudier l'évolution de ses caractéristiques physiques et mécaniques. Il faudra que celui-ci puisse représenter le plus possible tous les aspects essentiels du comportement mis en évidence par les essais de laboratoire et in situ. Le modèle est ainsi une description complète du comportement du sol. La plupart des matériaux ont un comportement élastoplastique, qui est caractérisé par l'apparition de déformations réversibles élastiques et de déformations irréversibles plastiques. Sur la surface de charge, deux cas de comportement sont possibles : la surface de charge n'évolue pas, on parle de loi élastique parfaitement plastique, c'est le cas du modèle de Mohr-Coulomb ; la surface de charge évolue au cours du chargement, on parle de modèle élastoplastique avec écrouissage. Dans Plaxis, il existe plusieurs types de modèles, on définit dans la suite un modèle élastoplastique.

4.3.2.1 Modèle de Mohr-Coulomb

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première Approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq Paramètres : le module d'Young, E , le coefficient de Poisson ν , la cohésion, c , l'angle de frottement, φ , et l'angle de dilatance Ψ .

a. Coefficient de Poisson

Des essais triaxiaux standards drainés peuvent montrer une diminution significative de volume au tout début du chargement et révéler ainsi une faible valeur du coefficient de poisson ν^0 .

Dans certains cas, comme des problèmes de déchargement particuliers, il peut être réaliste d'employer une valeur initiale aussi faible, mais en général, pour le modèle de

Mohr-Coulomb, l'utilisation d'une valeur plus élevée est recommandée. Le choix d'une valeur pour le coefficient de Poisson est particulièrement simple dans le cas du modèle élastique ou du modèle de Mohr-Coulomb avec un chargement gravitaire. Dans ces types de chargement, PLAXIS devrait fournir des valeurs réalistes pour le rapport $K_0 = \sigma_h / \sigma_v$. Comme les deux modèles donneront le rapport bien connu de $\sigma_h / \sigma_v = \nu / (1-\nu)$ pour une compression unidimensionnelle, il est facile de choisir un coefficient de Poisson qui donne une valeur réaliste pour K_0 . Ainsi, ν est évalué par l'intermédiaire de K_0 . Ce sujet est traité plus en détail dans l'annexe A, qui aborde les distributions de contraintes initiales. Dans la plupart des cas, les valeurs de ν seront comprises entre 0,3 et 0,4. En général.

b. L'angle de dilatance (Ψ)

L'angle de dilatance Ψ (psi), est donné en degrés. Sauf pour les couches très sur consolidées, les sols argileux ne présentent aucune dilatance ($\Psi = 0$).

La dilatance d'un sable dépend de sa densité et de son angle de frottement. Pour des sables siliceux, un ordre de grandeur est $\Psi = \varphi - 30^\circ$. Dans la plupart des cas toutefois, l'angle de dilatance est nul pour des valeurs de φ inférieures à 30° . Une valeur négative faible pour Ψ n'est réaliste que pour des sables extrêmement lâches. Pour plus de détails sur les relations entre l'angle de frottement et l'angle de dilatance.

c. L'angle de frottement φ

L'angle de frottement φ (phi) est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques.

Le temps de calcul varie exponentiellement avec de l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés.

d. La cohésion (c)

La cohésion a la dimension d'une contrainte. PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion ($c = 0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible (prendre $c > 0.2$ kPa). PLAXIS propose une option spéciale pour les couches dans lesquelles la cohésion croît avec la profondeur.

e. Le module d'Young (E)

PLAXIS utilise le module d'Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation a la dimension d'une contrainte (force par unité de surface). Les valeurs de raideur adoptées dans un calcul demandent une attention particulière parce que la plupart des géo matériaux présentent un comportement non linéaire dès le début du chargement.

4.3.3 Les types de comportement des matériaux (Material type)

En principe, dans PLAXIS, tous les paramètres de modélisation sont censés représenter les caractéristiques effectives du sol, c'est-à-dire la relation entre les contraintes et les déformations pour le squelette solide. Une caractéristique importante des sols est la présence d'eau interstitielle. Les pressions interstitielles influencent significativement la réponse du sol. Pour permettre la prise en compte des interactions squelette solide-eau dans la réponse du sol, PLAXIS offre le choix entre trois types de comportements pour chaque modèle de sol:

4.3.3.1 Comportement drainé (Drained behavior)

Avec cette option, aucune surpression interstitielle n'est générée. C'est évidemment le cas pour des sols secs et pour des sols totalement drainés du fait de leur forte perméabilité (comme les sables) et/ou à cause d'un faible accroissement du chargement. Cette option peut aussi être utilisée pour simuler le comportement du sol à long terme sans avoir besoin de modéliser l'histoire précise du chargement non drainé et de la consolidation.

4.3.3.2 Comportement non drainé (Undrained behavior)

Cette option est utilisée pour permettre la génération complète des surpressions interstitielles. L'écoulement de l'eau interstitielle peut parfois être négligé du fait des faibles perméabilités (pour les argiles) et/ou à cause d'une vitesse de chargement élevée.

4.3.3.3 Le comportement non poreux (Non-porous behavior)

En utilisant cette option pour une couche de sol, aucune pression ni surpression interstitielle ne sera prise en compte dans cette couche. Cela peut s'appliquer à la modélisation du béton et des roches ou au comportement des structures. Le comportement non poreux (Non-porous) est souvent utilisé en combinaison avec le modèle élastique

linéaire (Linear elastic). Il n'est pas nécessaire de fournir un poids volumique saturé ni des perméabilités pour les matériaux non poreux.

La caractéristique "non poreux" (Non-porous) peut aussi être appliquée à des interfaces. Pour empêcher tout écoulement à travers un écran de palplanches ou d'autres structures imperméables, on peut affecter aux interfaces placées autour un jeu de données spécifique où le type de matériau est choisi comme Non-porous.

4.4 Calculs

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer. On opère grâce au programme de calcul (Calculation).

PLAXIS permet d'effectuer différents types de calculs aux éléments finis. Le calcul des écoulements a été abordé au chapitre précédent en relation avec le programme d'entrée des données, puisqu'il est employé pour générer la distribution des pressions interstitielles qui constitue une donnée initiale d'une analyse en déformations. Le programme de calcul ne traite que de l'analyse des déformations et permet de réaliser un calcul plastique (Plastic calculation), une analyse de consolidation (Consolidation analysis), un calcul de coefficients de sécurité (Phi-c reduction) ou un calcul dynamique (Dynamic calculation). Cette dernière option requiert le module dynamique de PLAXIS (PLAXIS Dynamic module), qui est une extension de la Version 8. Les trois premiers types de calcul (plastique, consolidation, Phi-c réduction) permettent en option de prendre en compte les effets des grands déplacements. Cette option s'appelle Update mesh (mise à jour du maillage) et est disponible comme option avancée. Ces différents types de calculs.

Dans la pratique, un projet peut se décomposer en plusieurs phases. De même, le processus de calcul de PLAXIS est aussi divisé en étapes de calcul. L'activation d'un cas de charges prédéfinies, la simulation d'étapes de construction, l'introduction d'une période de consolidation, le calcul d'un coefficient de sécurité est des exemples de phases de calcul. Chaque phase de calcul est couramment divisée en plusieurs pas de calcul. Cela est dû au fait que le comportement non linéaire du sol nécessite l'application des charges par paliers (incrément de charge). Cependant, dans la plupart des cas, il suffit de préciser l'état à obtenir à la fin de la phase de calcul. Dans PLAXIS, des procédures automatiques et robustes d'incrément de pas de chargement assurent un choix approprié des pas de calcul.

4.4.1 Le programme de calcul

Le programme de calcul (Calculassions). Celui-ci contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis. La fenêtre de sélection permet un choix rapide entre les quatre projets les plus récents. Si le projet choisi n'apparaît pas dans cette liste, il faut utiliser l'option " More files". Dans ce cas, le gestionnaire de fichiers apparaît, ce qui permet à l'utilisateur d'avoir un aperçu de tous les répertoires accessibles et de choisir le fichier de projet PLAXIS souhaité (*.plx). Il n'est pas nécessaire de choisir un projet quand on clique sur le bouton calculate depuis la fenêtre des conditions initiales du programme d'entrée des données. Dans ce cas, le projet en cours est automatiquement sélectionné dans le programme de calcul. Après la sélection(automatique) d'un projet, la fenêtre principale du programme de calcul apparaît ; elle comporte les points suivants (Figure. 4.1).

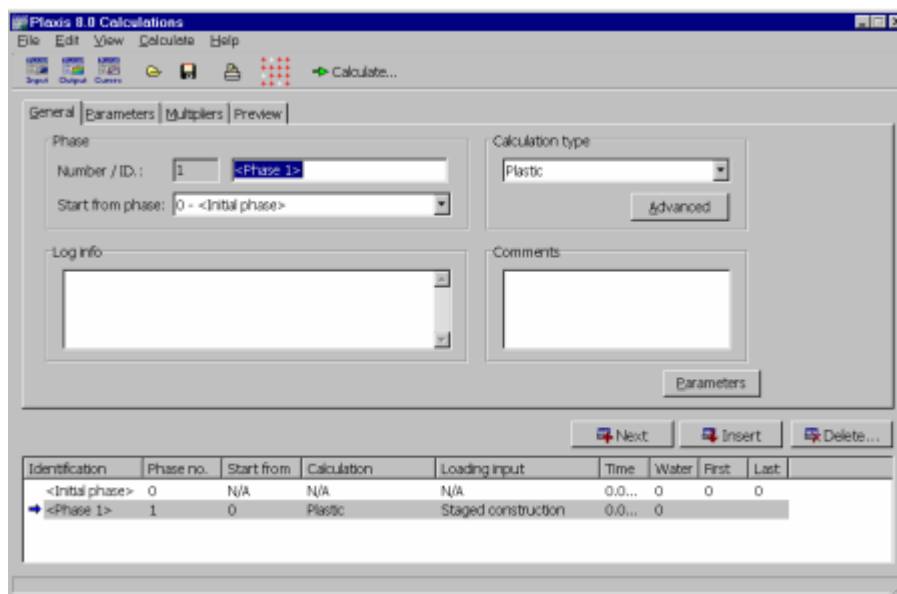


Figure 4.1 : Fenêtre principale du programme de calcul.

- Le menu de calcul : Le menu de calcul permet l'accès à toutes les options du programme de calcul. La plupart des options sont également accessibles par des icônes situées dans la barre d'outils.
- La barre d'outils : La barre d'outils contient les icônes qui peuvent être utilisées comme raccourci pour les options du menu. La fonction associée à chaque icône est affichée dès que le pointeur de la souris est placé sur celle-ci.
- Les onglets (partie supérieure de la fenêtre) : Les onglets permettent de définir et pré-visualiser une phase de calcul.

- Liste des phases de calcul (partie inférieure de la fenêtre) :

Cette liste donne une vue d'ensemble de toutes les phases de calcul d'un projet. Chaque ligne correspond à une phase particulière. Et pour chaque phase, la ligne indique :

L'identification correspondante (son nom), son numéro, le numéro de la phase à partir de laquelle les calculs commencent, le type de calcul, le type de chargement, la durée, les conditions hydrauliques à utiliser, les numéros des premier et dernier pas de calcul. Quand la phase de calcul n'a pas encore été calculée, il n'y a aucun numéro de pas. Une phase de calcul sélectionnée pour être calculée est signalée par une flèche bleue en face de la ligne. Les phases de calcul calculées avec succès sont marquées d'une coche verte, alors que celles pour lesquelles le calcul n'a pas pu être mené jusqu'au bout sont indiquées par une croix rouge.

4.4.2 Types de calculs

Le type de calcul d'une phase (Calculations type) est d'abord défini dans le menu déroulant en haut à droite de l'onglet General. Il y a trois types de types de calcul fondamentaux distincts.

- un calcul plastique (Plastic)
- une analyse de consolidation (Consolidation)
- un calcul de coefficient de sécurité (Phi-c réduction).

a. Calcul plastique

Un calcul plastique (Plastic) doit être sélectionné pour réaliser une analyse en déformations élasto-plastiques pour laquelle il n'est pas nécessaire de prendre en compte la dissipation des surpressions interstitielles avec le temps. Si l'option Updatedmesh n'a pas été sélectionnée dans la fenêtre de réglages généraux avancés (Advanced), le calcul sera fait selon la théorie des petites déformations. La matrice de rigidité dans un calcul plastique normal est basée sur la géométrie initiale non déformée. Ce type de calcul est approprié dans la plupart des applications géotechniques pratiques

Bien qu'un intervalle de temps (durée) puisse être spécifié, un calcul plastique ne prend pas en compte l'effet du temps, sauf si l'on utilise le modèle Soft Soil Creep (voir le Material Models Manual). Si l'on étudie le chargement rapide de sols saturés de type argileux, un calcul plastique pourra servir à approcher le cas limite d'un comportement non drainé en choisissant l'option Undrained dans les caractéristiques du matériau. D'autre

part, les tassements à long terme peuvent être estimés en réalisant une analyse en comportement drainé. Cela donnera une bonne prévision de la situation finale, bien que l'histoire précise du chargement ne soit pas respectée et que le processus de consolidation ne soit pas traité explicitement.

b. L'analyse de la consolidation

Une analyse de la consolidation (Consolidation) doit être choisie dès qu'il est nécessaire de suivre le développement et la dissipation des pressions interstitielles au cours du temps dans des sols saturés de type argileux. PLAXIS permet de vraies analyses de consolidation élasto-plastiques. En général, une analyse de la consolidation sans chargement supplémentaire est menée après un calcul plastique réalisé en condition non drainée. Il est aussi possible d'appliquer des charges pendant l'analyse de la consolidation. Cependant, il faut être vigilant lorsque l'on approche de la rupture, puisque le processus itératif peut ne pas converger dans de tels cas.

c. Calcul de coefficient de sécurité (Phi-c réduction)

Un calcul de coefficient de sécurité dans PLAXIS peut être effectué en réduisant les paramètres de résistance du sol. Ce processus est appelé Phi-c réduction et constitue un type de calcul à part entière. Le calcul de coefficient de sécurité (Phi-c réduction) doit être sélectionné lorsque l'utilisateur souhaite calculer un coefficient de sécurité global pour une situation.

Donnée Un analyse de sécurité peut être réalisée après chaque phase de calcul individuelle et donc pour chaque étape de construction. Cependant, notons qu'une phase Phi-c réduction ne peut être utilisée comme condition de départ pour une autre phase de calcul car elle se termine sur une situation de rupture. Il est donc conseillé de définir toutes les analyses de sécurité à la fin de la liste des phases de calcul et d'utiliser le paramètre Start from phase pour définir la phase de référence de chaque phase d'analyse de coefficient de sécurité

Lors d'un calcul de coefficient de sécurité, aucune charge ne peut être augmentée. En fait, le calcul Phi-c réduction est un type particulier de calcul plastique. La saisie d'un incrément de temps n'a en général pas de signification dans ce cas.

Lorsque le type Phi-c réduction est sélectionné dans des projets incluant des modèles de sol avancés, ces modèles vont en fait se comporter comme le modèle standard de Mohr Coulomb, puisque que le comportement en raideur dépendant des contraintes et les effets

de l'écroutissage sont exclus de ce type d'analyse. La raideur est calculée au début de la phase de calcul et reste constante jusqu'à ce que celle-ci soit terminée.

4.4.3 Paramètres de contrôle du calcul

a. Remise à zéro des déplacements (Reset déplacements to zéro)

Cette option doit être choisie quand les déplacements calculés dans les pas de calculs antérieurs ne doivent pas être pris en compte pour la phase de calcul en cours ; la phase de calcul en cours commence alors avec un champ de déplacements vierge. Par exemple, les déformations causées par le chargement gravitaire n'ont pas de signification physique. Ainsi, cette option peut être utilisée pour annuler ces déplacements. Si cette option n'est pas sélectionnée, les incréments de déplacements calculés pendant la phase en cours seront ajoutés à ceux des phases précédentes. Cette option n'a aucune influence sur le champ des contraintes.

b. Staged construction

Si Stagede construction est sélectionné dans la boîte Loading input, alors l'utilisateur peut spécifier un nouvel état devant être atteint à la fin de la phase de calcul. Cette nouvelle étape peut être définie en cliquant sur le bouton Define et en modifiant la géométrie, les données de chargement, la configuration du chargement et la distribution de pressions hydrauliques dans le mode de construction par étapes (Staged construction). L'option de construction par étapes peut aussi être utilisée pour réaliser des « pas zéro plastiques » en vue de diminuer les efforts résiduels non équilibrés. Dans ce cas, aucun changement ne doit être apporté à la géométrie ou à la distribution de pressions interstitielles

Avant de spécifier l'étape de construction, il faut considérer l'intervalle de temps (Time interval) de la phase de calcul. Le paramètre Time interval est exprimé en unité de temps. Une valeur différente de zéro n'est significative que dans le cas d'une analyse de consolidation ou si le modèle Soft Soil Creep est utilisé (voir le Material Models Manual). La valeur appropriée peut être saisie dans le groupe Loading input de l'onglet Paramètres.

Puisque la construction par étapes est une forme particulière de la procédure de niveau de chargement final (Load advancement ultimate level), elle est régie par un coefficient total ($\sum M_{stage}$). Ce coefficient part généralement de zéro pour atteindre la valeur finale de 1,0 à la fin de la phase de calcul. Dans certaines situations particulières, il peut être nécessaire de découper le processus de construction par étapes en plus d'une

phase de calcul et de spécifier une valeur intermédiaire de ΣM_{stage} . Ceci s'opère en cliquant sur le bouton Advanced, qui n'est disponible que pour un calcul de type Plastic. Une fenêtre dans laquelle la valeur finale de ce coefficient peut être spécifiée apparaît alors. Cependant, il faut prendre des précautions avec une valeur finale inférieure à 1,0, car elle est associée à une force résultante qui n'est pas en équilibre. De tels calculs doivent toujours être suivis par un autre calcul de construction par étapes. Avant de commencer un autre type de calcul le paramètre ΣM_{stage} doit d'abord avoir atteint la valeur 1,0. Ceci peut être vérifié après un calcul en sélectionnant l'option Reached values de l'onglet Multiplier.

4.5 Principe de travail

4.5.1 Introduction

Les pieux sont de véritables éléments 3D et en tant que tels, il n'est pas possible de modéliser des pieux de manière très précise dans un modèle 2D. De plus, il convient de réaliser que les aspects techniques typiques du comportement du pieu (tels que le comportement charge-déplacement, la capacité portante ultime, le rapport de transfert de charge à l'arbre et à la pointe du pieu) doivent, en général, être explicitement vérifiés par l'utilisateur avant d'exécuter le principal une analyse. En tant que tel, le comportement de la pile doit être considéré comme une entrée utilisateur au lieu d'une sorte de modèle ou d'un résultat. Lorsque la résistance du pieu n'est pas directement requise comme paramètre d'entrée (par exemple, lors de l'utilisation d'un élément plat ou d'éléments massifs), il est, en général, recommandé de comparer la résistance mobilisée avec celle estimée à partir d'autres méthodes (par exemple des méthodes analytiques pour estimer capacité de charge ultime).

4.5.2 Effet d'installation

Actuellement, il n'est pas possible de capturer avec précision les effets de l'installation dans une analyse par éléments finis.

Un effet d'installation de pieux peut, par exemple, être l'augmentation de la contrainte latérale due aux déplacements du sol pendant l'installation. Les effets de l'installation peuvent avoir une influence très importante sur le comportement du pieu. Cependant, comme pour le moment nous ne pouvons pas modéliser le processus

d'installation réel, nous devons choisir de négliger ces effets ou de les simuler de manière simplifiée.

Une méthode possible ici peut être d'utiliser une expansion de volume dans le groupe de pieux pour simuler le déplacement du sol et l'augmentation des contraintes latérales, à noter que des outils numériques supplémentaires, qui peuvent aider à simuler les effets d'installation de pieux, font actuellement l'objet de recherches scientifiques.

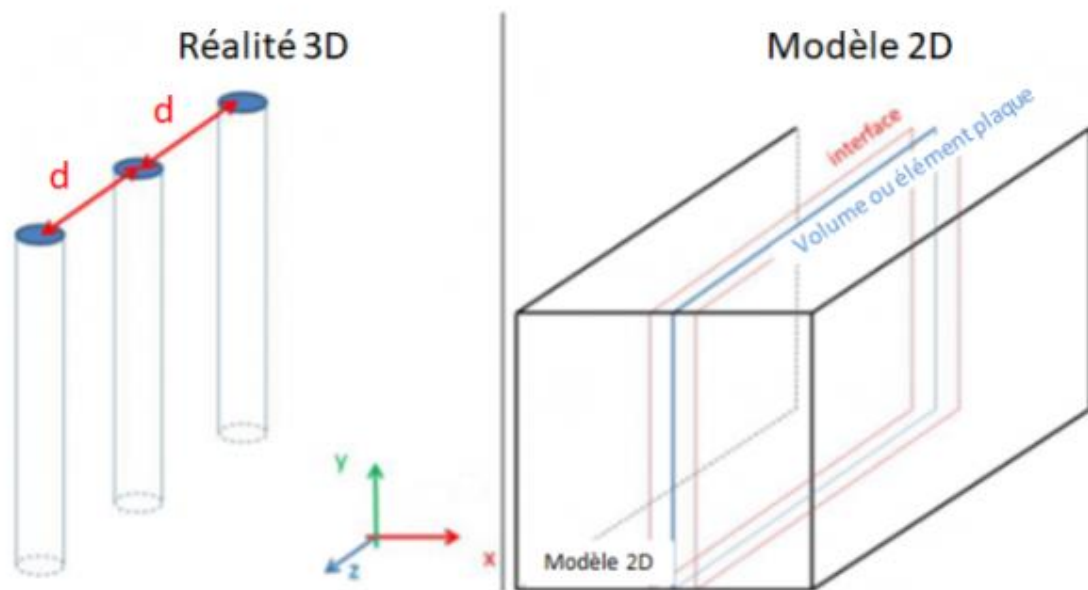


Figure 4.2 : réalité 3D vs modèle 2D [25]

4.5.3 Interaction sol-structure

Lors de l'utilisation d'éléments de volume ou d'éléments de plaque pour simuler le comportement des rangées de pieux, une interface sera nécessaire pour simuler l'interaction sol-structure. Sachez cependant que l'interface est également un élément continu dans la direction hors du plan (tout comme les éléments de volume et/ou l'élément de plaque), voir également la figure 4.2.

Or, en réalité, il y a une interaction sol-structure à l'emplacement du pieu et une interaction sol-sol entre les pieux mais dans le modèle 2D, il n'y a qu'une interaction sol-structure. En raison de ce dernier, un plan de cisaillement irréaliste peut être introduit dans le modèle à l'emplacement de l'interface en raison du (dé)chargement du sol lors de

l'utilisation d'un $R_{inter} < 1$. Ce comportement peut devenir particulièrement pertinent lorsqu'il y a une quantité importante de chargement latéral agissant sur la rangée de pieux. Voir également l'article connexe sur l'interaction sol-structure pour une description plus détaillée des interfaces standard.

4.6 Matériau fictif (déformation plan)

- $E_{eq} \cdot A = E_{eq} \cdot d \cdot l \rightarrow$ Déformation plane
- La rigidité à la compression : $E_{eq} \cdot d \cdot l = E_{pieux} \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4 \cdot sh} \rightarrow (1)$
- La rigidité à la flexion : $E_{eq} \cdot l \cdot \frac{d^3}{12} = E_{pieux} \cdot \frac{\pi \cdot D^4}{64 \cdot sh} \rightarrow (2)$

4.7 Présentation des résultats

Dans ce chapitre on va analyser numériquement le comportement de radier et radier avec un groupe de pieux de projets des silos de blés, par la suite on va faire une étude comparative entre les deux.

4.7.1 Interprétation des résultats

- 1^{er} cas. Modélisation d'un radier

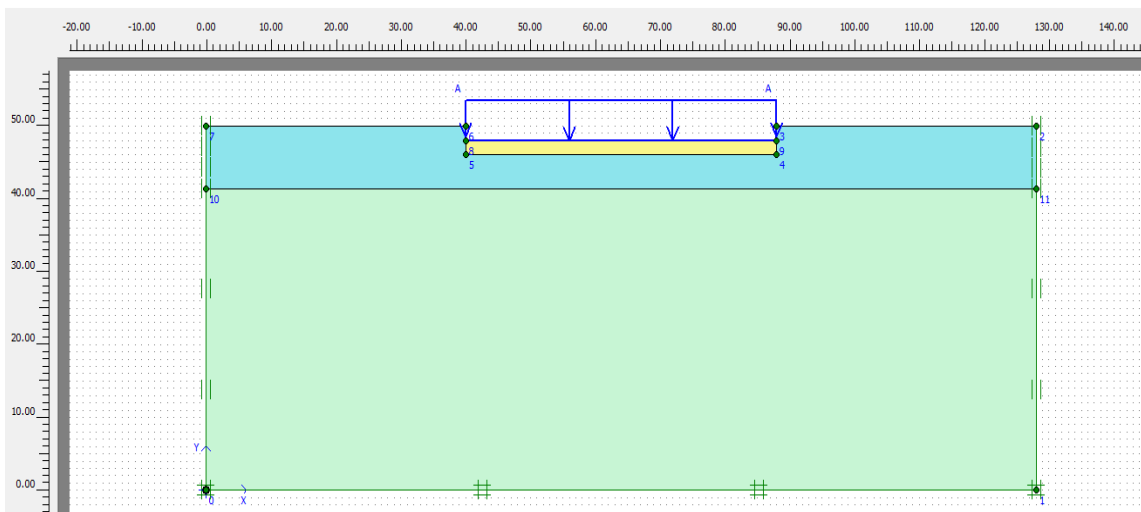


Figure 4.3 : Le profil de model du sol avec le radier.

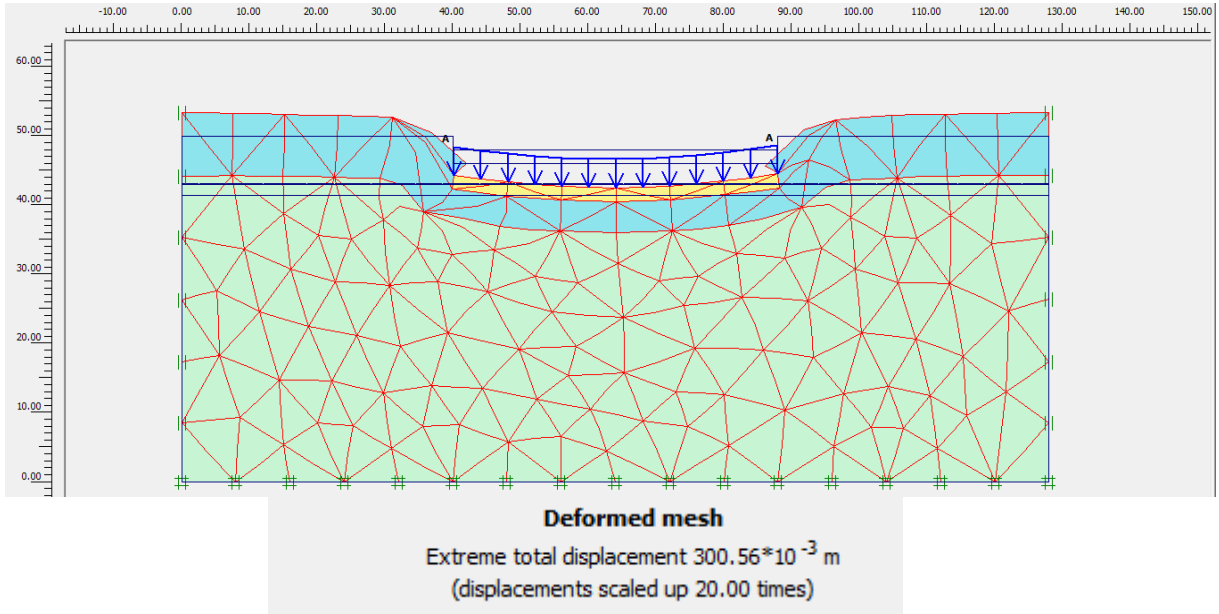


Figure 4.4 : Déformation de maillage du sol.

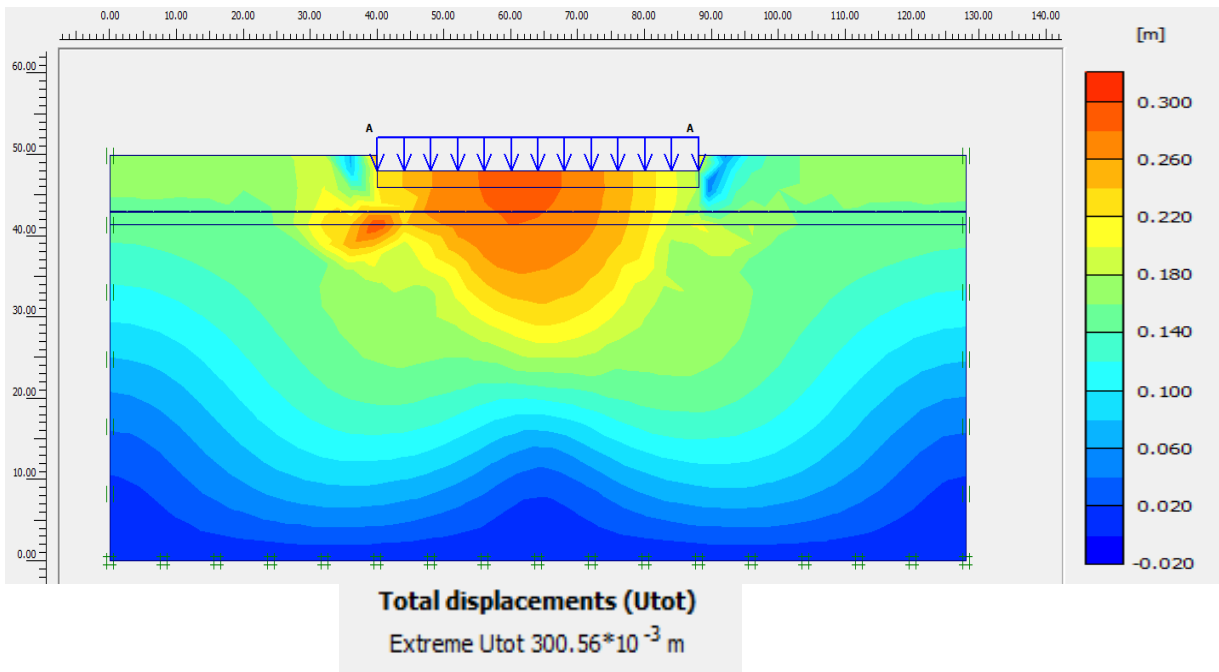


Figure 4.5: Déplacement total du sol (U_{tot}).

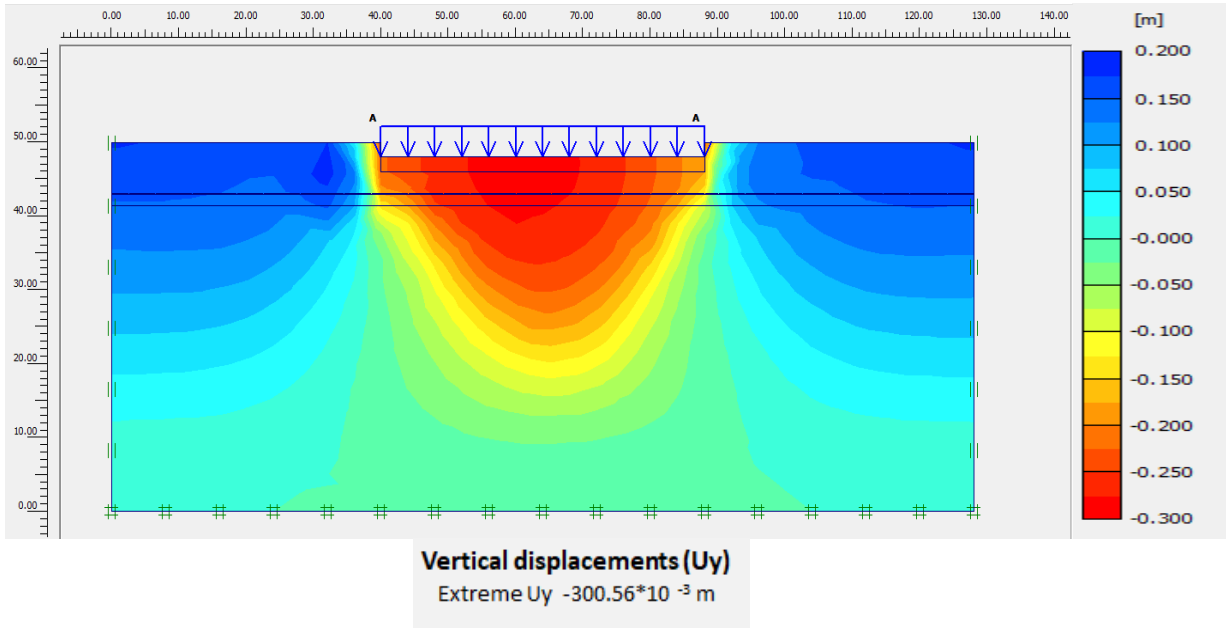


Figure 4.6: Déplacement verticale U_y .

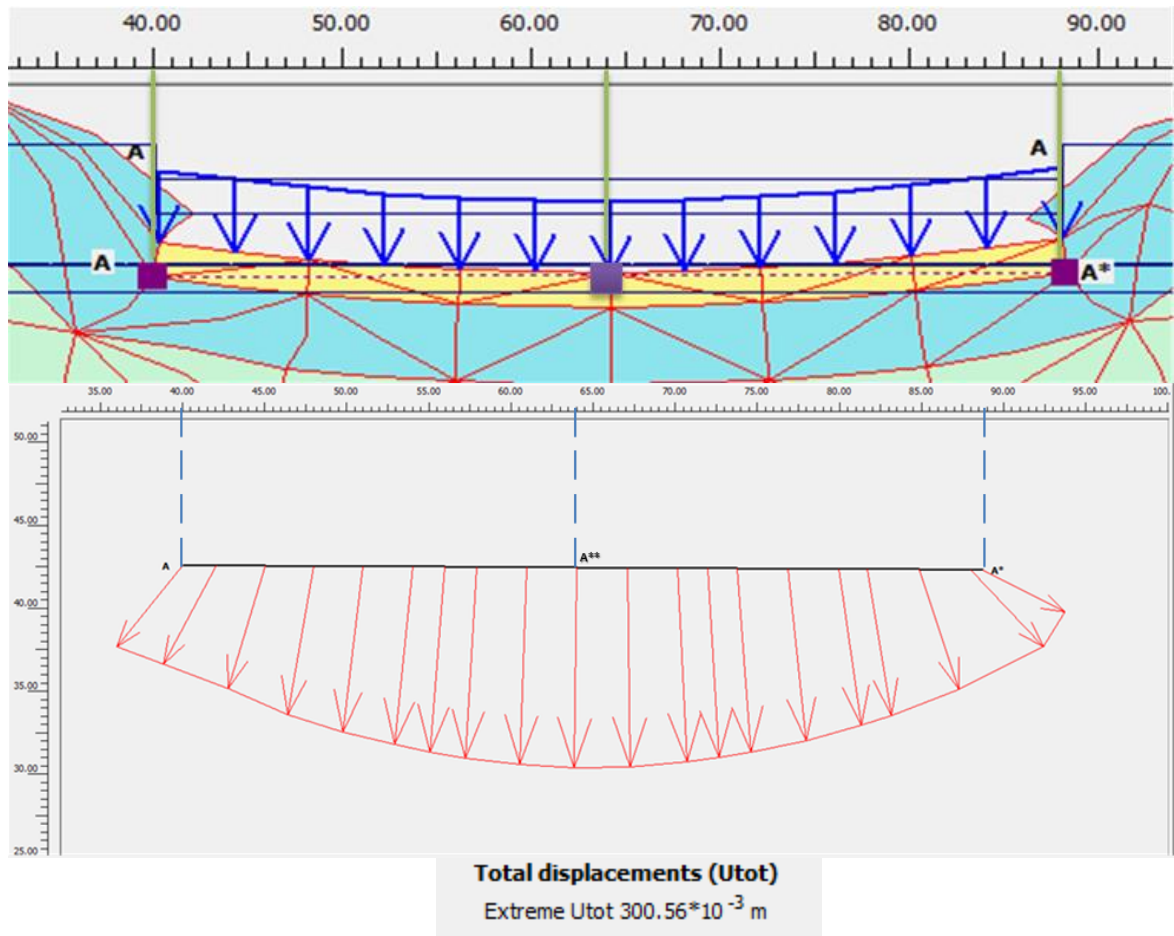


Figure 4.7: La coupe transversal (A-A') de déplacement total (U_{tot}) a la base de radier.

Tableau 4.1 : Les résultats des déplacements des points d'extrémités et au milieu la base de radier.

Les points	A	A**	A*
Le tassement (cm)	10.25	30.056	10.35

❖ Commentaire 1:

D'après les résultats obtenus, on observe :

Figure 4.4 : Représente les résultats de déformation du maillage qui nous a donné le tassement de 30.056cm > 30cm, ce tassement est non admissible.

Figure 4.5 et Figure 4.6 : Représente les déplacements totaux et verticaux respectivement, ces déplacements sont localisés au-dessous du radier suivent le lieu de chargement, ils diminuent en fonction de profondeur, les figures montrent un déplacement total et vertical $U_{tot}=U_y=30.056\text{cm}$.

Figure 4.7 : Représente la coupe transversale (A-A') des déplacements à la base de radier qui a donné un déplacement total au milieu de radier $A^{**}=30.056\text{cm}$ et un déplacement de $A=10.25\text{cm}$ et $A^*=10.35$ aux extrémités de radier. Le (tableau 4.1) représente les résultats de déplacement des points d'extrémités et le milieu à la base de radier.

- ❖ À l'issue des résultats présentés ci-dessus obtenus par le logiciel plaxis 2D, nous pouvons déduire que notre sol ne supporte pas les grandes charges montrent des déformations remarquables environ 30.05cm ce qui explique l'instabilité de notre sol.
- Comparaison des résultats du tassement du radier de la modélisation et le tassement oedométrique

Tableau 4.2 : Les résultats du tassement du radier de la modélisation et le tassement oedométrique.

Les points	A	A**	A*
Le tassement de la modélisation (cm)	10.25	30.056	10.35
Le tassement oedométrique (cm)	11.82	32.90	11.82

- ❖ On compare les résultats du tassement du radier par modélisation et les résultats du calcul du tassement par l'essai oedométrique, on remarque que les valeurs du tassement sont proches. Le radier tout seul ne rassure pas la stabilité du sol.

- 2eme cas. Modélisation d'un radier et un groupe des pieux

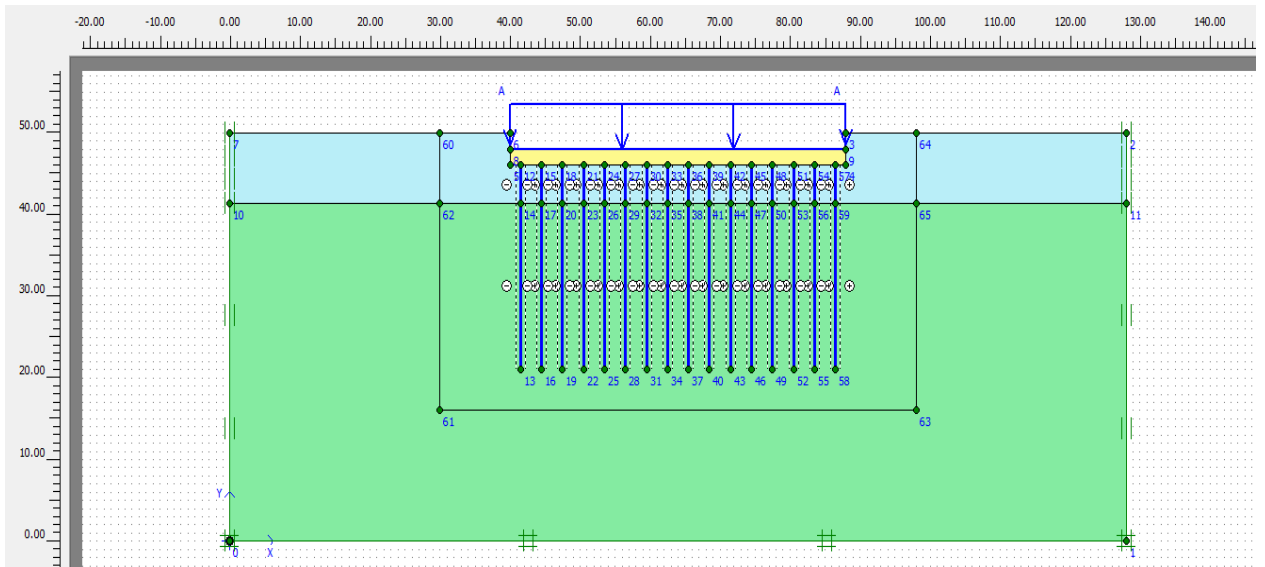


Figure 4.8:Le profil de model du sol avec le radier avec un groupe des pieux.

- **Phase 1 :** Les résultats de radier avec le groupe des pieux sans l'activation de la Charge :

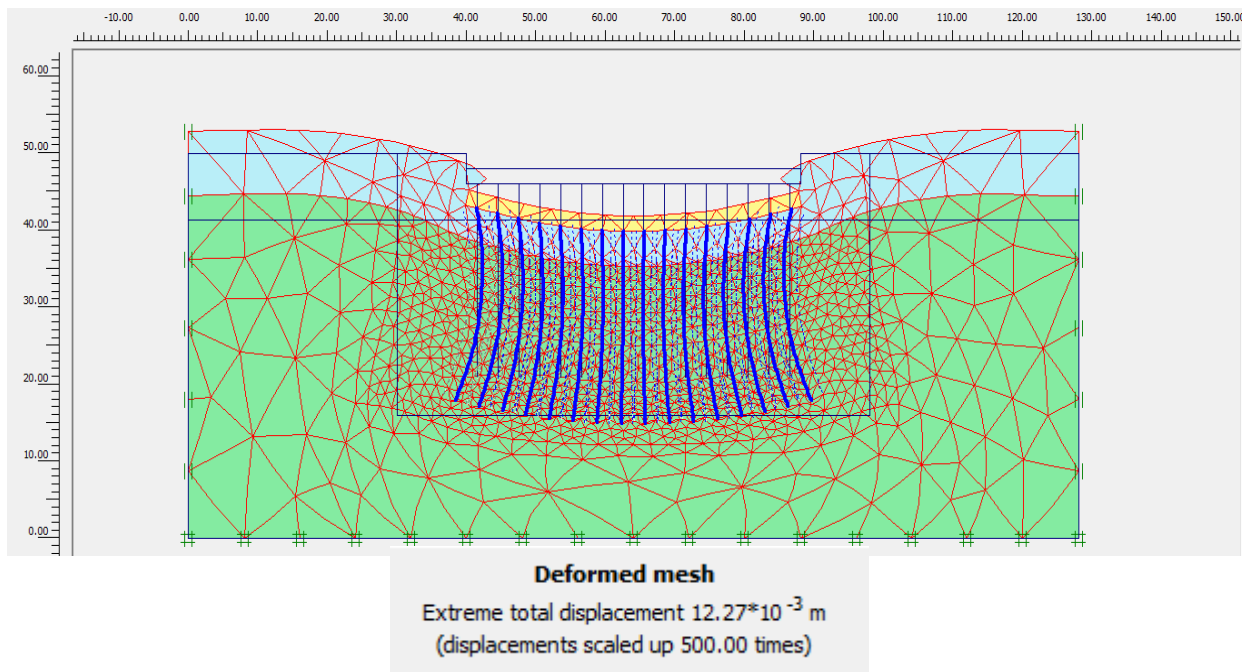


Figure 4.9 : Déformation de maillage du sol avec le radier et le groupe des pieux.

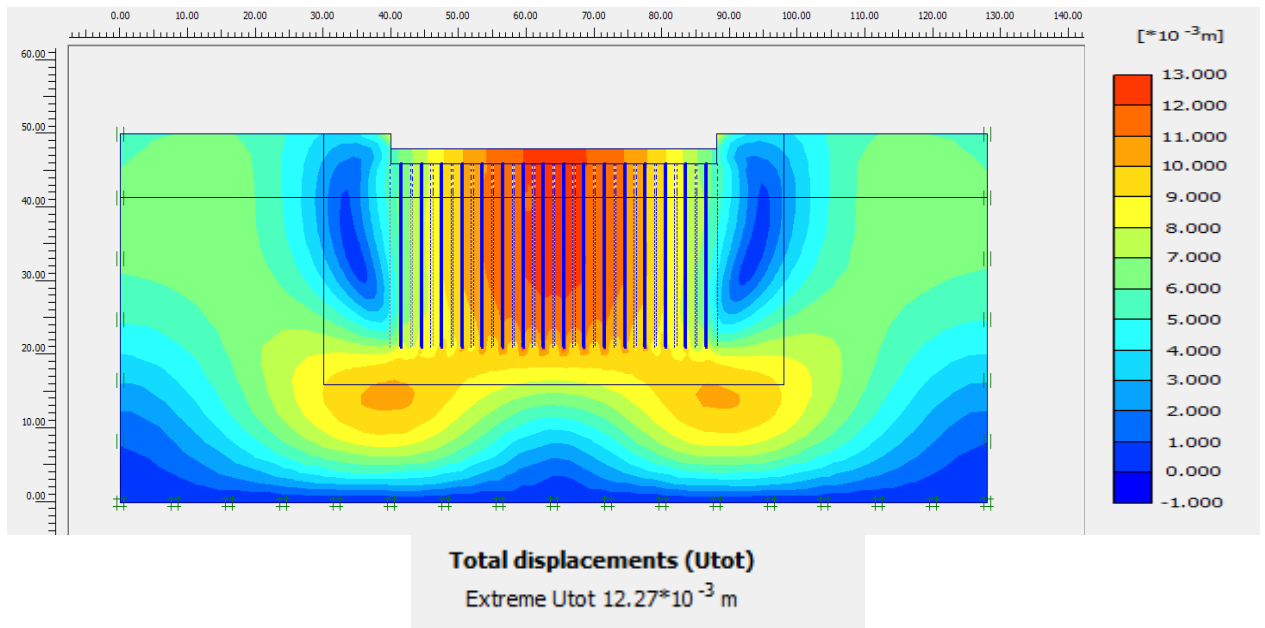


Figure 4.10 : Déplacement total du sol(U_{tot}).

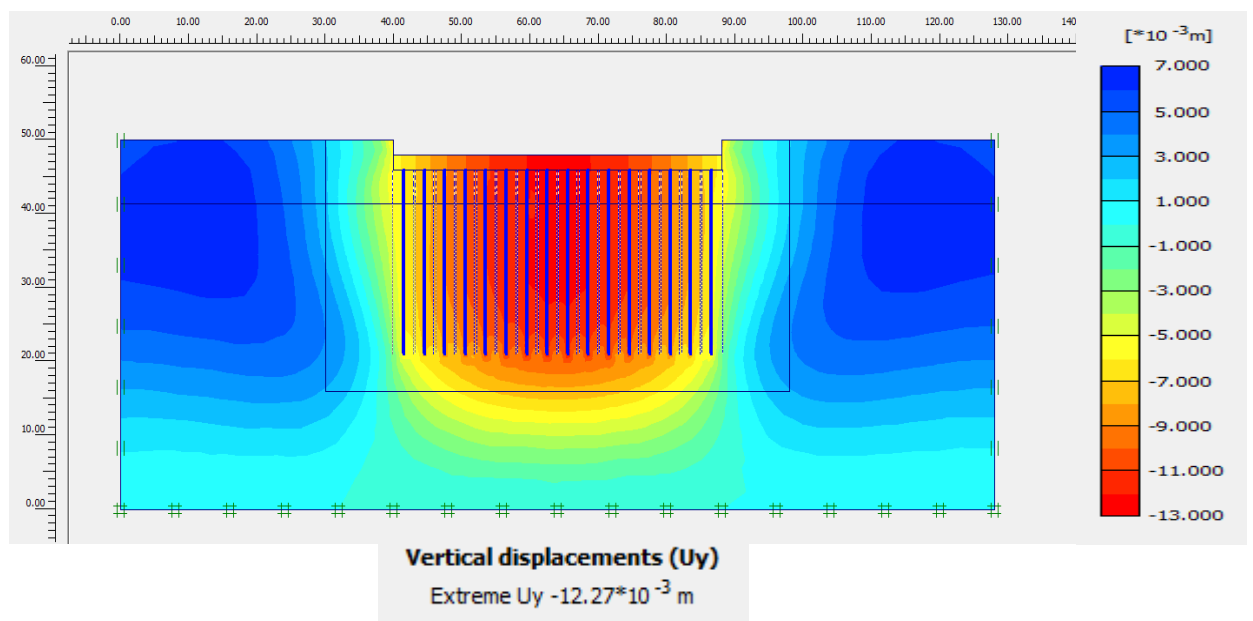


Figure 4.11 : Déplacement verticale U_y .

❖ Commentaire 2:

D'après les résultats obtenus, on observe :

Figure 4.9 : Représente les résultats des déformations du maillage de radier et le groupe des pieux qui nous a donné le tassement de $1.227\text{cm} < 30\text{cm}$, ce tassement est admissible.

Figure 4.10 et **Figure 4.11** : Représente les déplacements totaux et verticaux respectivement, ces déplacements sont localisés au-dessous de radier (les grandes

déformations) suivent le lieu de chargement ils diminuent en fonction de profondeur, les figures montres un déplacement total et vertical $U_{tot}=U_y=1.227\text{cm}$.

➤ **Phase 2** : Les résultats de radier avec le groupe des pieux avec l'activation de la charge :

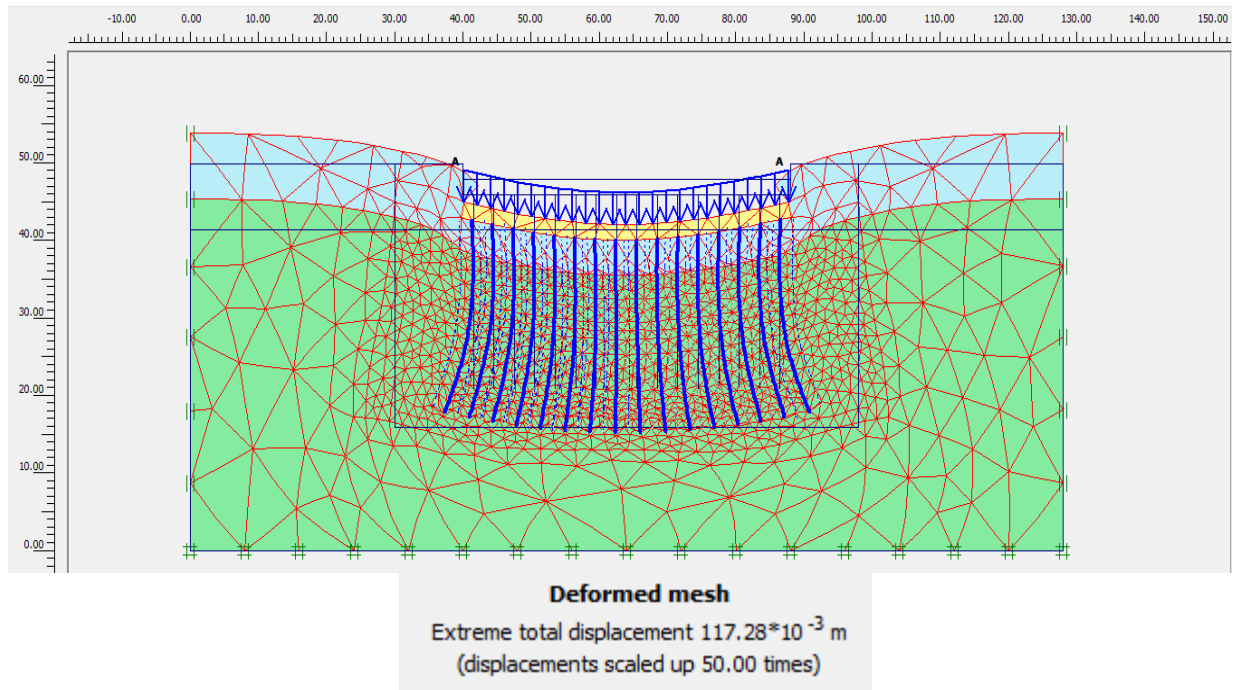


Figure 4.12: Déformation de maillage du sol avec le radier et le groupe de pieux.

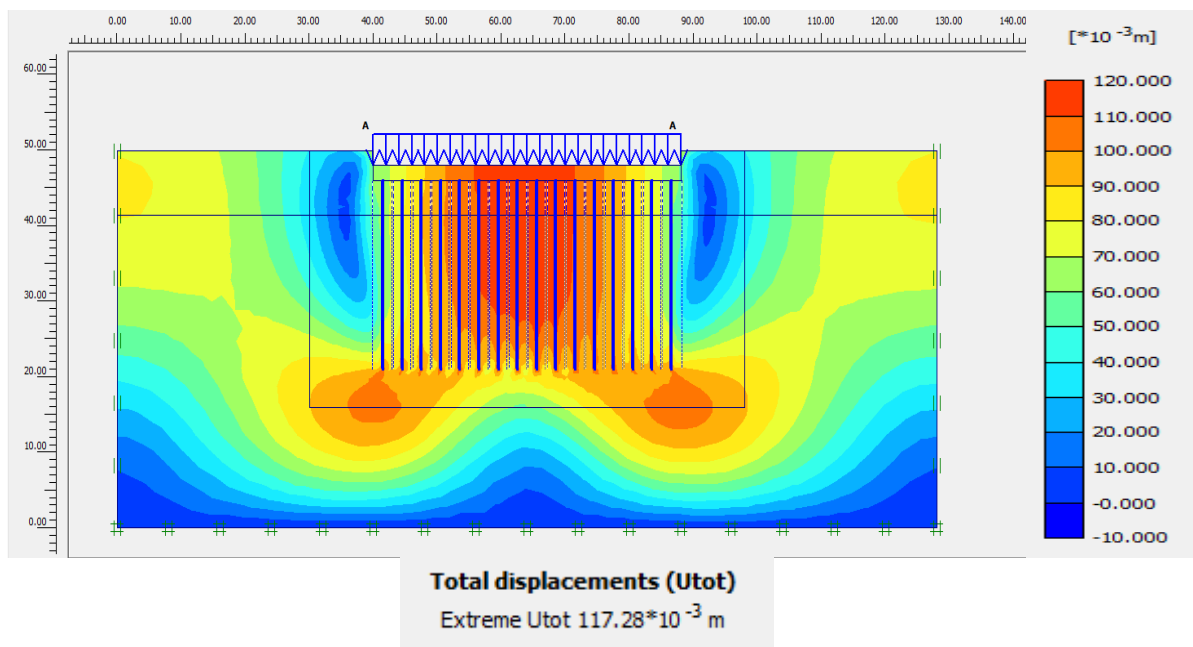


Figure 4.13 : Déplacement total du sol(U_{tot}).

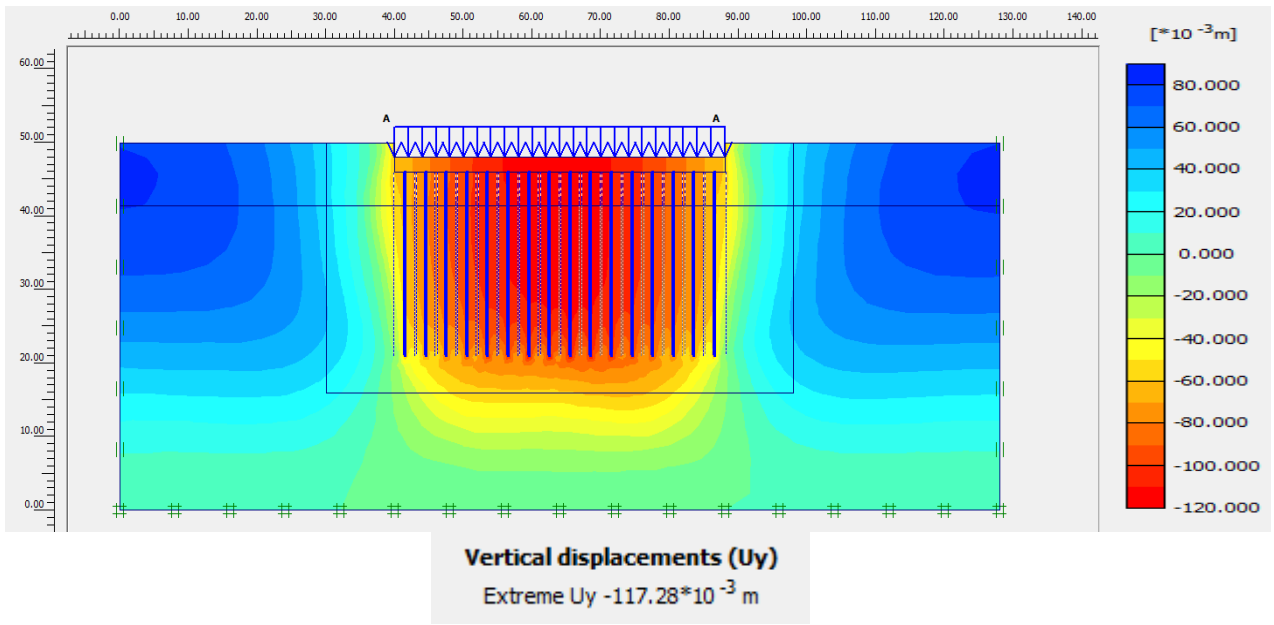


Figure 4.14 :Déplacement verticale U_y .

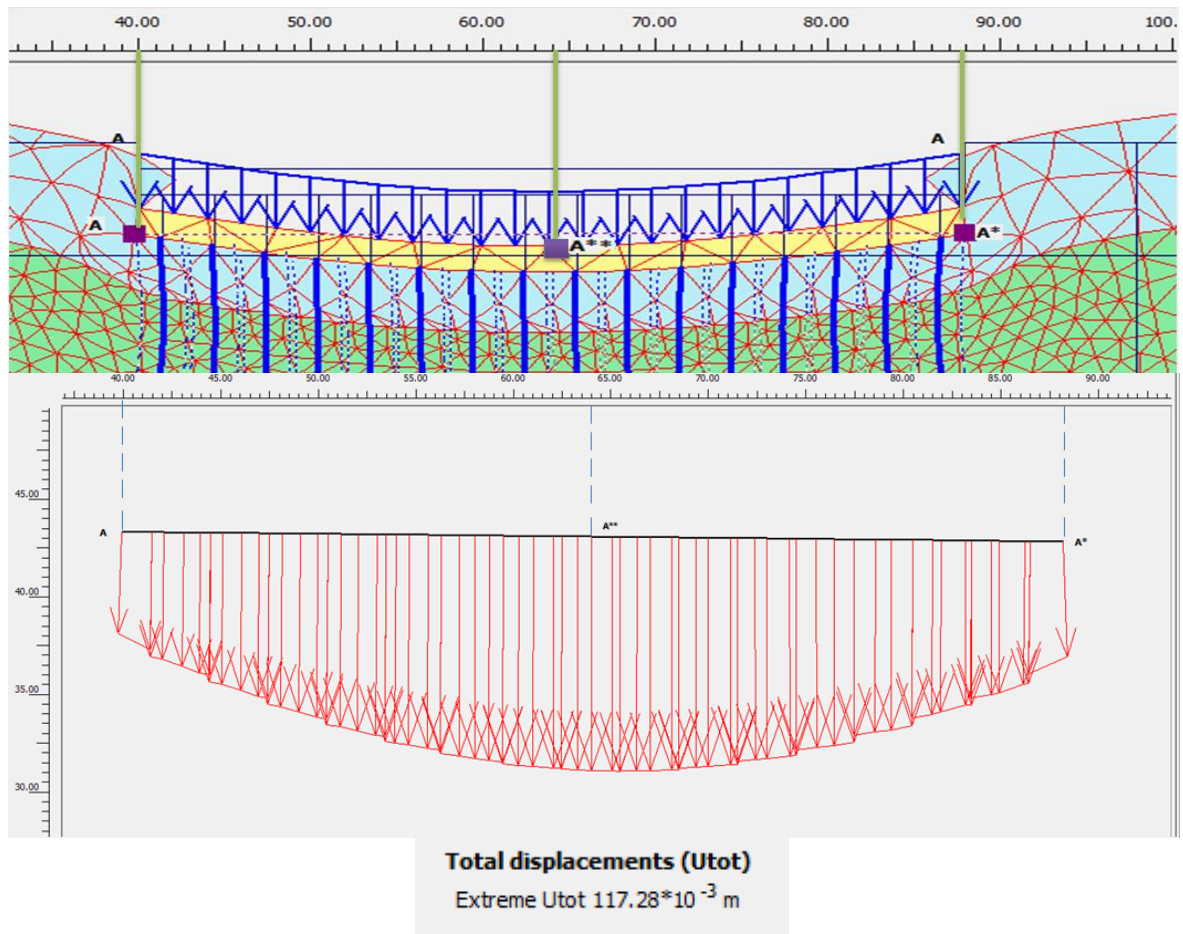


Figure 4.15:La coupe transversal (A-A') de déplacement total (U_{tot}) a la base de radier.

Tableau 4.3 : Les résultats des déplacements des points d'extrémités et au milieu à la base de radier avec les pieux.

Les points	A	A**	A*
Le tassement (cm)	5.53	11.728	5.91

Tableau 4.4 : Les résultats des déplacements des pieux coté est et ouest d'extrémités et au milieu.

Les points	Est	Milieu	Ouest
Le tassement (cm)	4.23	7.66	4.42

❖ Commentaire 3:

- D'après les résultats obtenus, on observe :

Figure 4.12 : Représente les résultats de déformation du maillage qui nous a donné le tassement de $11.728 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$ ce tassement est admissible, c'est le déplacement vertical du groupe des pieux supporter un radier chargé sur toute la surface, elle montre une déformation verticale sur la partie inférieure (la pointe) du groupe de pieux, ce qui explique le flambement des pieux, du fait qu'elle est ancrée dans une couche de mauvaise caractéristique mécanique, et la partie supérieure reste immobile, car le radier répartit la charge et les déformations à la base de radier sont des petites déformations (tableau 4.3).

Figure 4.13 et **Figure 4.14:** Représente les déplacements totaux et verticaux respectivement, ces déplacements sont localisés au-dessous de radier (les grandes déformations) suivent le lieu de chargement, ils diminuent en fonction de la profondeur, les figures montrent un déplacement total et vertical $U_{\text{tot}} = U_y = 11.728 \text{ cm}$.

Figure 4.15 : Représente la coupe transversale (A-A') des déplacements à la base de radier qui a donné un déplacement total au milieu de radier $A^{**} = 11.728 \text{ cm}$ et un déplacement de $A = 5.53 \text{ cm}$ et $A^* = 5.92$ aux extrémités de radier. Le (tableau 4.3) représente les résultats de déplacement des points d'extrémités et le milieu à la base de radier.

- D'après les résultats obtenus, on compare les deux tableaux (4.3) (4.4) :

On remarque que le tassement aux extrémités de radier est de $A = 5.53 \text{ cm}$, $A^* = 5.91 \text{ cm}$ et au milieu $A^{**} = 11.7 \text{ cm}$, et le tassement à la tête des pieux aux extrémités est coté est 4.23 cm , côté ouest 4.42 cm et au milieu 7.66 cm , donc :

- les pieux empêchent le tassement
- le groupe des pieux porte la grande partie de la charge et réduire significativement le tassement.

4.8 Conclusion

Si on fait une petite comparaison entre le 1^{er} cas et le 2^{ème} cas on trouve deux résultats différents, les résultats obtenus en premier cas (le radier seulement) montre l'instabilité de notre sol (le tassement est non admissible et de l'ordre de 31 cm), par contre les résultats obtenus en deuxième cas (le radier et les pieux) le tassement diminue devient de l'ordre de 12 cm, où cette valeur est admissible.

D'après les résultats obtenus avec la modélisation de radier et le groupe des pieux, on remarque que les déplacements verticaux de groupe de pieux avec le radier sont inférieurs à celle de radier uniquement d'une façon significative, ce qui montre le bon choix de type de fondation.

La recherche en géotechnique est un moyen important de conception des fondations pour tous les projets d'infrastructure. De nombreux paramètres sont calculés afin de déterminer la capacité portante du sol, le choix et le type de fondation dépendent de la charge apportée par la structure, la taille de la fondation doit donc pouvoir résister à la charge transmise par la structure pour éliminer tout risque de déformation ou de tassement

En conclusion de ce projet de fin d'étude, nous avons pu extraire les éléments suivants :

Premièrement nous avons présenté notre cas d'étude (silos de blé) ainsi que les reconnaissances géotechniques du site à travers de ces essais on a étudié la classification du sol et nous avons conclu la coupe finale de notre sol qui contient deux couches la première argile et le débris argile sableux avec une présence de la nappe est effectuée à une profondeur de 7,00 m

Dans un deuxième lieu, nous avons proposé la fondation superficielle (radier) et on a calculé la capacité portante et le tassement. Ce type de fondation ne vérifiait pas les conditions de capacité portante. Afin de résoudre ce problème de portance, nous avons choisi une fondation profonde de type pieux forés à boue en béton armé. D'après plusieurs tâtonnements on a choisi les dimensions et le nombre des pieux suivants : $D=25$ m et $B=1$ m et 128 pieux les pieux sont disposés selon le dimensionnement de radier.

En dernier lieu, on a fait une modélisation avec le programme Plaxis 2D d'un radier (fondation superficielle) ensuite un groupement des pieux avec un radier sous charge verticale pour déduire le tassement de notre ouvrage, d'après cette modélisation le tassement obtenu (11.7cm) est inférieur par rapport au tassement total admissible (30cm).

Le groupe des pieux l'une des méthodes les plus efficaces stabilise et élimine le tassement, mais contrôle deux paramètres de base en même temps, à savoir le diamètre entre axe et leur ancrage dans le sol. Ce type de fondation est toujours coûteux à mettre en œuvre. Ceci a conduit les géotechniciens à mener des recherches approfondies et une parfaite connaissance du sol utilisé pour aboutir à un bon choix alliant économie et efficacité, dans ce travail nous avons pu réduire 48 pieux par rapport aux résultats approuvés par le rapport géotechnique.

Références

- [1] Ascalew Abed ET Dr lan GN Smith, pile Foundation Design: A Student Guide, school of the Built Environment, Napier University, Edinburgh.
- [2] BOUAFIA Ali (conception et calcul des ouvrages Géotechnique) page 21.
- [3] BOUAFIA Ali livre de Conception et calcul des ouvrages géotechniques édition pages bleues page 123 .
- [4] BOUAFIA Ali, Génie civil, Conception et Calcul Des Ouvrages Géotechniques, Edition page bleues.
- [5] BrajaM.Das, Principles of Foundation Engineering Seventh Edition, Thomson INC [14]
- [6] Design and construction of Driven Pile Foundations Reference Manual –Volume I, National Highway Institute .
- [7] Foxta V₃ -2011-Edition 2014-fondation profond .Manuel d'utilisation .
- [8] Lotfi Merabet, Omar Louahadj, Modélisation Numérique D'un Pieu Isolé sous charge Axiale, université KasdiMerbahouargla .
- [9] Lycée cherieux (www.lycee-cherieux.fr) les ouvrages de la fondation .
- [10] Lycée Mendés France BTS cours Technologie les fondations profondes 2014 .
- [11] ManjrikerGunaratne, The Foundation Engineering Handbook, Taylor and Francis group.
- [12] Marcel Forni, Fondations Spéciales Et Reprises En Sous- (Euvre, Eyrolles) .
- [13] M^{elle} HADDADLY (Comportement Axial d'un pieux isolé analyse d'une base des données d'essai de chargement verticale de pieux en algérie) Université BLIDA département de génie civil Spécialité Géotechnique 2019 .
- [14] M^{elle} HAMDIDI (Etude de comportement d'une fondation sur un groupe des pieux) Université de Mouloud MAMMARI de TZIIOUZOU département de génie civile Spécialité Géotechnique 20/8/2019 .
- [15] MIRBET Lotfi et LOUAHADJ Omar (Modélisation Numérique D'un Pieux Isolé sous Charge Axiale) Université KASDI MERBAH département de génie civile Spécialité Géotechnique 2010-2011.
- [16] Mme BOUROKBA MRABENT Souad Amel (CALCUL PRATIQUE DES FONDATIONS) Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed BOUDIAFOption Géotechnique, U.S.T.O 2015/2016.
- [17] Mohammed SyaliFathi, Deep foundation, UMT RAZAK School of engineering and advanced technology.

[18] Moncef Radi – Schaquì Hamza - Nguyen Ha-Phong - IliasNafai – Weil Florian TP essais eudiométrique 2010 .

[19] MORSI Houssam et LAZIROUU Feriel (fondations sur pieux du projet de stade de BRAKI), Université SAADahleb de blida département de génie civile Spécialité Géotechnique 2015 .

[20] Mr.Z.BENGHAZI court MDS ([www. zied –benghazi.weebly.com](http://www.zied-benghazi.weebly.com)) .

[21] Omar Alsamman, PH.D., P.E, Axial load Test Procedures for pile Foundations, continuing education and Development; Inc.

[22] Présentation des travaux de fondation LMR (laboratoire de Mécanique des roches Ecole Poly technique Fédérale de Lausanne consulté le 24/10/2000[9]

[23] RAHMANI SAIDA, Réponse Dynamique Des Pieux En Zone Sismique, UNIVERSITE EL HADJ LAKHDAR BATNA .

[24] Rédacteur R.B.J. Brinkgreve Delft University of Technology& PLAXIS by, Pays-Bas Avec la collaboration de R. Al-Khoury K.J. Bakker P.G. Bonnier P.J.W. Brand W. Broere H.J. Burd G. Soltys P.A. Vermeer D. Waterman B. Simon V. Bernhardt M. Reboul .DOC Den Haag 2003.

[25]Site web ([www. Communistes.bentley.com](http://www.Communistes.bentley.com)) .

[26]Site web (www.archves-ouverttest.fr) 2017.

ANNEXE 1

1. Présentation du projet

1.1 Situation du projet

Ce travail de mémoire se propose de mener une étude détaillée de dimensionnement des fondations sur pieux pour une construction de silo en béton armé d'une capacité de 50.000 tonnes, qui est situé à Hamer El Ain , wilaya de Tipaza, la structure contient seize (16) cellules de stockage, ainsi une qu'une modélisation numérique via un calcul par la méthode des éléments finis.

Pour atteindre ces objectifs, une interprétation des données géotechniques disponibles est nécessaire pour analyser les conditions réelles du site. Ce chapitre contient la présentation du projet ainsi qu'une étude des caractéristiques du sol fourni par la compagnie géotechnique.



Figure 1 : Situation du projet.

La zone d'étude et la wilaya de Tipaza est classée zone sismique III .D'après le document technique réglementaire des règles parasismique algérienne. D.T.R-B.C 2.48 et RPA99/version 2003 (La Zone III est de sismicité élevé).

1.2 Aperçu géologie du site

Les Maghrébides forment une chaîne à vergence sud. S'étendant de Gibraltar jusqu'à la Sicile, sur plus de 2000KN.

Cette chaîne résulte de la structuration du bassin maghrébin et de ses marges. Le bassin maghrébin se situait entre les marges continentales africaines

Les nappes ou les structures constituant la chaîne des Maghrébides sont à vergence sud et sont issues de trois domaines paléogéographiques :

- Le domaine interne
- Le domaine Flyschs
- Le domaine externe représente la marge téthysienne du continent africain.

Notre site appartient à un bassin Néogène et Quaternaire qui appartient au domaine interne.

1.3 Stratigraphie

Le site des futures silos figure sur la carte géologique de Blida échelle 1/200 000. Les affleurements existant sur le site sont les suivants :

A : Quaternaire (Holocène) alluvions actuelles- Sables, graviers, limons et argiles.

Q_a : Quaternaire (Holocène) alluvions actuelles et récentes.

αM_1^2 : Miocène inférieur (Burdigalien) : Andésites.

M_1^2 : Miocène inférieur (Burdigalien) : Argiles.

1.4 Sismicité de la région

En Algérie, cinq zones sont définies en fonction de leur sismicité croissante (Figure 2.2) :

Zone 0 : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone IIa : sismicité moyenne

Zone IIb : sismicité élevée

Zone III : sismicité très élevée

La zone d'étude et la wilaya de Tipaza est classée en zone sismique III. D'après le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003 (La Zone III est de sismicité très élevée).

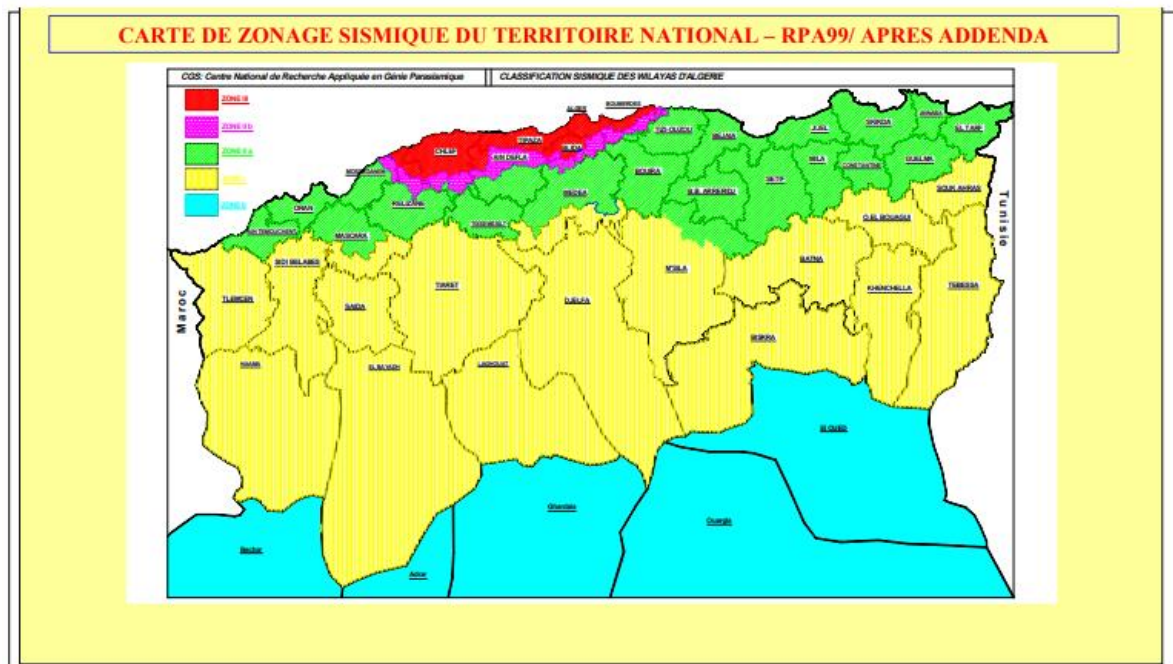


Figure 2 : Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPA 99/version 2003).

2 Reconnaissance géotechnique

Une reconnaissance approfondie a été établie in-situ et en laboratoire conjointement avec l'OAIC, le BET, et LTP EST pour établir le profil de sol indiquant la géométrie et les caractéristiques des couches composantes du site étudié.

L'ensemble des essais réalisés sont :

2.1 Les essais in situ

- Six (6) essais SPT (Standard Pénétration Test) réalisés.
- Cinq (5) essais PMT préssiométrique de 30.00m de profondeur.
- Huit (8) sondages électriques de 30.00m de profondeur.
- Six (6) sondages carottés de 30.00m de profondeur chacun, avec prélèvement d'échantillons de 2 sondages qui seront soumis aux différents essais de laboratoire.

- Certains sondages ont été équipés par des piézomètres afin de vérifier les floculations des niveaux d'eau existants.

2.2 Les essais au laboratoire

Les échantillons prélevés au droit des sondages carottés ont été soumis aux essais physiques, mécaniques et chimiques réalisés selon les normes en vigueur au LTP/EST, afin de déterminer les propriétés suivantes :

a. Essais physiques

- Tenures en eau naturelle.
- Analyses granulométriques.
- Analyse granulométrique des sols fins par sédimentométrie.
- Densité sèches et humides
- Limites d'Atterberg

b. Essais mécaniques

- Résistance au cisaillement simple à la boîte de Casa grande en condition UU (comportement non drainé)
 - ✓ φ_u : angle de frottement interne
 - ✓ C_u : cohésion du sol
 - ✓ Compressibilité à l'Odomètre
 - ✓ P_c : Pression de consolidation
 - ✓ C_c : Coefficient de compressibilité
 - ✓ C_g : Coefficient de gonflement

3 Résultats de la reconnaissance géotechnique

3.1 Les essais in situ

a) Sondage carottés

- Description lithologique des sondages carottés.

Tableau 1 :Description des sondages carottés

SC N°	Profondeur	Lithologie
Sc 01	0,00 – 1,80	Terre végétale
	1,80 – 8,50	Limon argileux brunâtre
	8,50 – 30,00	Galets et graviers dans une matrice sableuse légèrement argileuse avec la présence d'un passage de limon argileux entre 27,00 et 28,00 m
Sc 02	0,00 – 2,00	Terre végétale graveleuse
	2,00 – 8,00	Limon argileux brunâtre
	8,00 – 30,00	Galets et graviers dans une matrice sableuse légèrement argileuse
Sc 03	0,00 – 1,40	Terre végétale
	1,40 – 8,40	Limon argileux brunâtre
	8,40 – 30,00	Galets et graviers dans une matrice légèrement argileuse
Sc 04	0,00 – 1,50	Terre végétale
	1,50 – 5,60	Limon argileux brunâtre graveleux
	5,60 – 30,00	Galets et graviers dans une matrice légèrement argileuse
Sc 05	0,00 – 2,00	Terre végétale
	2,00 – 7,40	Limon argileux brunâtre
	7,40 – 30,00	Galets et graviers dans une matrice légèrement argileuse
Sc 06	0,00 – 1,80	Terre végétale graveleuse
	1,80 – 7,00	Limon argileux brunâtre
	7,00 – 30,00	Galets et graviers dans une matrice légèrement argileuse

Les sondages carottés réalisés ont mis en évidence la présence de deux formations principales qui se limitent à :

1. Une couche de terre végétale dont l'épaisseur varie entre 1m et 2.00m.
2. Une couche de limon légèrement argileux dont l'épaisseur varie entre 5.40m et 8.00m, celle-ci surmonte la formation de galets et graviers.
3. Une couche de galet et graviers dans une matrice sableuse légèrement argileuse dont l'épaisseur varie entre 20.00m et 23.00m.



Figure 3: Exemple d'échantillon on prélève du sc3 profondeur [5-10] m.

b) Mesures piézométriques

Les mesures piézométriques enregistrés sur site ont indiqué un niveau d'eau pour uniquement deux sondages SC02 et SC05 comme suit :

Tableau 2 : Résultats des essais piézométriques.

sondage N°	Equipement	Profondeurs des niveaux d'eaux (m)	Date des lectures
Sc1	Piézomètre	23	30/03/2014
		24.3	08/05/2014
		23.5	15/05/2014
Sc2	Piézomètre	7	23/01/2014
		18.6	30/03/2014
		15	08/05/2014
		15.05	15/15/204
SC5	Piézomètre	7	23/01/204
		7.1	30/03/2014
		7.3	08/05/2014
		7.2	15/05/2014
SC6	Piézomètre	21	30/03/2014
		21	08/05/2014
		21	15/05/2014

c) Résultats des essais pressiométriques

Tableau 3 : Essai pressiométrique PMT 01.

Profondeur (m)	E (bar)	P_L (bar)	P_F (bar)	E/P_L
01	102,0	04,30	02,70	23,72
02	125,1	04,50	03,10	27,80
03	130,2	04,00	02,50	32,55
04	106,6	04,50	03,20	23,68
05	124,21	04,50	03,30	27,57
06	105,2	04,90	03,30	21,46
07	131,3	06,00	03,50	21,88
08	120,0	06,10	04,50	19,67
09	142,3	06,90	04,00	20,62
10	170,3	09,20	05,70	18,51
11	206,3	11,00	06,60	18,75
12	274,8	10,30	06,80	26,67
13	208,8	10,60	06,90	19,69
14	254,7	12,40	09,20	20,54
15	266,3	12,80	09,10	20,80
16	301,7	16,60	07,20	18,17
17	335,2	16,10	08,40	20,81
18	326,7	16,70	09,40	19,56
19	341,2	19,80	10,50	17,23
20	426,1	20,40	12,50	20,88
21	380,1	19,60	11,50	19,39
22	493,1	24,10	16,70	20,46
23	455,9	25,10	15,70	18,15
24	426,6	22,10	11,90	19,30
25	447,1	24,70	13,00	18,10
26	436,9	24,20	12,10	18,05
27	425,3	22,50	10,20	18,90
28	505,9	28,20	16,30	17,93
29	571,5	28,10	16,40	21,08
30	490,6	27,40	15,50	17,90

Tableau 4: Essai pressiométrique PMT 02.

Profondeur (m)	E (bar)	P_L (bar)	P_F (bar)	E/P_L
01	96,70	03,10	01,90	31,19
02	96,70	03,80	02,40	25,44
03	132,6	04,80	03,70	27,62
04	134,6	04,20	02,80	32,04
05	147,2	04,40	03,20	33,45
06	125,8	07,30	03,70	17,23
07	192,0	08,70	05,30	22,06
08	155,1	08,90	05,50	17,42
09	172,7	08,20	05,80	21,06
10	172,7	09,00	05,50	19,18
11	239,6	11,20	07,70	21,39
12	153,2	09,40	05,80	16,29
13	229,2	10,60	07,10	21,62
14	203,1	12,80	06,10	15,86
15	244,3	12,20	07,10	20,02
16	252,3	16,10	08,20	15,67
17	282,4	15,10	06,70	18,70
18	295,5	15,40	09,30	19,18
19	372,7	18,10	10,50	20,59
20	383,4	19,90	12,80	19,26
21	355,4	21,30	11,70	16,68
22	411,5	25,40	13,70	16,20
23	343,8	23,90	11,90	14,38
24	546,8	26,40	17,00	20,71
25	511,6	24,80	13,30	20,62
26	563,6	26,70	15,30	21,10
27	528,4	25,90	14,20	20,40
28	586,5	28,00	16,40	20,94
29	545,9	29,10	17,50	18,75
30	554,4	28,40	16,60	19,52

Tableau 5: Essai pressiométrique PMT03.

Profondeur (m)	E (bar)	P_L (bar)	P_F (bar)	E/P_L
01	81,00	02,60	01,60	31,15
02	102,0	04,00	02,80	25,50
03	90,70	03,00	01,90	30,23
04	122,7	04,20	03,00	29,21
05	127,6	04,40	03,10	29,00
06	137,8	05,60	04,20	24,60
07	161,8	07,50	03,80	21,57
08	193,5	09,10	05,30	21,26
09	176,5	08,40	04,50	21,01
10	177,5	09,10	05,60	19,50
11	203,9	09,30	05,70	21,92
12	178,1	08,40	04,20	21,20
13	243,8	15,30	07,80	15,93
14	184,4	12,50	05,90	14,75
15	265,8	15,20	09,00	17,48
16	270,0	15,90	08,10	16,98
17	285,4	15,90	09,20	17,94
18	249,7	17,10	09,40	14,60
19	229,8	16,40	10,40	14,01
20	283,9	17,90	11,40	15,86
21	414,3	20,10	12,70	20,61
22	514,9	21,10	11,70	24,40
23	522,6	24,30	12,80	21,50
24	529,2	25,30	11,90	20,91
25	545,4	26,70	15,20	20,42
26	537,6	25,90	17,10	20,75
27	453,3	26,40	14,30	17,17
28	546,1	28,20	16,70	16,35
29	553,3	27,90	14,10	19,83
30	553,9	26,00	13,60	21,30

Tableau 6: Essai pressiométrique PMT04.

Profondeur (m)	E (bar)	P_L (bar)	P_F (bar)	E/P_L
01	86,10	04,30	02,80	20,02
02	132,0	04,00	02,50	33,00
03	171,8	04,30	03,00	39,95
04	175,6	05,20	03,90	33,76
05	181,9	05,10	03,60	35,66
06	173,9	05,50	04,20	31,61
07	197,7	08,60	04,40	19,50
08	215,4	10,10	06,30	21,32
09	213,9	11,10	07,40	19,27
10	207,7	11,50	06,50	18,06
11	345,7	14,20	06,70	24,34
12	285,1	15,60	07,60	18,27
13	231,4	14,70	06,80	15,74
14	314,5	17,50	09,90	17,97
15	296,6	15,70	08,00	18,89
16	289,9	17,70	08,20	16,37
17	339,8	19,00	11,30	17,88
18	311,0	18,00	08,40	17,27
19	387,6	21,10	10,50	18,36
20	380,4	21,40	09,60	17,77
21	496,6	28,30	11,70	17,54
22	349,9	23,00	11,80	15,21
23	454,7	25,70	13,90	17,69
24	544,7	26,30	16,90	20,71
25	578,4	28,80	17,10	20,08
26	551,0	27,80	16,20	19,82
27	587,3	31,10	19,30	18,88
28	499,8	25,00	13,40	19,99
29	477,8	26,70	17,50	17,89
30	493,3	26,20	14,60	18,82

Tableau 7: Essai pressiométrique PMT05.

Profondeur (m)	E (bar)	P_L (bar)	P_F (bar)	E/P_F
01	71,40	02,50	01,20	28,56
02	107,7	02,60	01,10	41,42
03	109,4	03,30	02,10	33,15
04	80,30	03,50	03,10	22,94
05	123,7	05,30	04,30	23,33
06	139,3	05,90	03,40	23,61
07	129,7	06,60	04,40	19,65
08	163,6	08,30	06,80	19,71
09	199,6	10,30	07,80	19,37
10	257,0	11,80	06,70	21,77
11	274,8	13,40	05,80	20,50
12	295,9	12,60	06,90	23,48
13	333,7	14,30	09,00	23,32
14	380,7	15,20	08,10	25,04
15	358,2	16,00	09,20	22,38
16	352,6	15,30	06,50	23,04
17	393,1	16,10	12,50	24,41
18	439,2	20,10	12,00	20,81
19	352,5	20,90	11,60	16,86
20	514,6	24,90	15,00	20,66
21	568,7	23,80	14,70	23,89
22	634,6	25,30	19,90	25,08
23	678,6	28,70	15,00	23,64
24	586,8	23,50	16,10	24,97
25	512,2	25,50	15,20	18,62
26	495,9	24,20	15,20	20,49
27	652,5	29,00	17,30	22,50
28	455,2	24,90	14,40	18,28
29	562,1	30,90	19,50	17,02
30	571,0	30,90	19,50	18,47

d) Résultats des essais SPT

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau 8 : Tableau récapitulatif de l'essai SPT 01.

profondeur (m)	N1 a 30 cm	N2 a 45cm	N'=(N1+N2)	Observations
02,00 – 02,45	04	07	11	Très ferme
04,00 – 04,45	07	05	12	Très ferme
06,00 – 06,45	04	08	12	Très ferme
08,00 – 08,45	06	05	11	Très ferme
10,00 – 10,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
12,00 – 12,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
14,00 – 14,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
16,00 – 16,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
18,00 – 18,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
20,00 – 20,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
22,00 – 22,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
24,00 – 24,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
26,00 – 26,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
28,00 – 28,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
30,00 – 30,45	51	Refus		Très dur (Refus sur bloc)

Tableau 9 : Tableau récapitulatif de l'essai SPT 02.

profondeur (m)	N1 a 30 cm	N2 a 45cm	N'=(N1+N2)	Observations
02,00 – 02,45	04	07	11	Très ferme
04,00 – 04,45	07	45	52	Très dur
06,00 – 06,45	05	06	11	Très ferme
08,00 – 08,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
10,00 – 10,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
12,00 – 12,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
14,00 – 14,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
16,00 – 16,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
18,00 – 18,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
20,00 – 20,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
22,00 – 22,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
24,00 – 24,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
26,00 – 26,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
28,00 – 28,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
30,00 – 30,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)

Tableau 10 : Tableau récapitulatif de l'essai SPT 03.

Profondeur (m)	N1 a 30 cm	N2 a 45cm	N'=(N1+N2)	Observations
02,00 – 02,45	04	04	08	Ferme
04,00 – 04,45	07	08	15	Très ferme
06,00 – 06,45	07	08	15	Très ferme
08,00 – 08,45	04	04	08	Ferme
10,00 – 10,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
12,00 – 12,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
14,00 – 14,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
16,00 – 16,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
18,00 – 18,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
20,00 – 20,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
22,00 – 22,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
24,00 – 24,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
26,00 – 26,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
28,00 – 28,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
30,00 – 30,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)

Tableau11 : Tableau récapitulatif de l'essai SPT 04

Profondeur (m)	N1 a 30 cm	N2 a 45cm	N'=(N1+N2)	Observations
02,00 – 02,45	03	04	07	Ferme
04,00 – 04,45	07	07	14	Très Ferme
06,00 – 06,45	07	08	15	Très Ferme
08,00 – 08,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
10,00 – 10,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
12,00 – 12,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
14,00 – 14,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
16,00 – 16,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
18,00 – 18,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
20,00 – 20,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
22,00 – 22,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
24,00 – 24,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
26,00 – 26,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
28,00 – 28,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
30,00 – 30,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)

Tableau 12 : Tableau récapitulatif de l'essai SPT 05.

profondeur (m)	N1 a 30 cm	N2 a 45cm	N'=(N1+N2)	Observations
02,00 – 02,45	03	05	08	Ferme
04,00 – 04,45	06	08	14	Très ferme
06,00 – 06,45	07	09	16	Très ferme
08,00 – 08,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
10,00 – 10,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
12,00 – 12,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
14,00 – 14,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
16,00 – 16,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
18,00 – 18,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
20,00 – 20,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
22,00 – 22,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
24,00 – 24,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
26,00 – 26,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
28,00 – 28,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
30,00 – 30,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)

Tableau 13 : Tableau récapitulatif de l'essai SPT 06.

profondeur (m)	N1 a 30 cm	N2 a 45cm	N'=(N1+N2)	Observations
02,00 – 02,45	04	04	08	Ferme
04,00 – 04,45	06	08	14	Très ferme
06,00 – 06,45	07	09	16	Très ferme
08,00 – 08,45	04	05	09	Très ferme
10,00 – 10,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
12,00 – 12,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
14,00 – 14,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
16,00 – 16,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
18,00 – 18,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
20,00 – 20,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
22,00 – 22,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
24,00 – 24,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
26,00 – 26,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
28,00 – 28,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)
30,00 – 30,45	51	Refus		Très dur (Refus sur blocs)

4.2 Les essais au la boratoire

a. Essais physique

Suites aux essais réalisés par laboratoire des travaux publiques de l'Est (direction régionale de Constantine) on a obtenu les résultats regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 14 : Résultat des essais de laboratoire.

Sc N°	Profondeur (m)	Identification				Limites d'atterberg				Granulométrie	Classification
		γ_d (kN/m ³)	γ_h (kN/m ²)	W (%)	S_r (%)	W_l (%)	W_p (%)	I_p (%)	I_c	<%80 μ m	
Sc1	4,2-4,7	17,8	20,3	14,24	77,55	33,29	17,15	16,14	1,18	95	Ap
	7,5-8	19,3	21,5	11,9	84,94	30,11	15,68	14,43	1,26	48	/
	13-16	-	-	-	-	-	-	-	-	42	-
	29,5-29	19,2	21,7	13,48	93,14	42,82	21,64	21,17	1,38	5	/
Sc2	2,4-3	17,4	20,1	15,9	80,23	30,69	15,95	14,74	1	88	Ap
	7-7,54	18,3	21	14,99	88,34	31,86	16,28	15,58	1,08	23	/
Sc 3	3,2-3,6	17,9	20,6	15,34	84,06	27,4	14,77	13,63	0,88	77	Ap
	5,2-5,5	17,4	20,0	15,3	77,56	29,79	14,33	15,46	0,93	78	Ap
	6,4-6,7	16,7	19,9	19,19	86,46	32,04	16,31	15,73	0,81	63	Ap
	17-17,6	16,6	20,1	21,28	94,22	41,34	21,8	19,54	1,02	66	Ap
Sc 4	3-3,35	15,5	18,1	17,4	64,69	35,93	17,44	18,49	1,0	84	Ap
	29,5-30	17,3	20,4	18,1	89,1	38,9	19,06	19,9	1,04	58	Ap
Sc5	3,1-3,3	19,9	20,9	5,23	41,75	32,63	15,99	16,63	1,64	94	Ap
	6,5-6,8	17,4	20	15,51	78,89	25,9	13,43	12,47	0,83	72	Ap
	7-7,29	17,9	20,2	13,34	73,63	25,47	12,65	12,82	0,94	66	Ap
Sc6	2,5-2,8	16,8	19,6	17,14	78,88	35,6	18,23	17,37	1,06	85	Ap
	5,5-6	16,9	20,1	19,23	88,65	36,44	18,05	18,38	0,93	44	/

- Les valeurs de la densité sèche définissent un sol dense dans l'ensemble, elles varient entre 15,57kN/m³ et 17,97kN/m³
- Le degré de saturation indique un sol humide à saturé. Les valeurs varient entre 64,69% et 94,22%, nous mettent en présence d'un sol fin dans l'ensemble. La classification faite selon l'abaque de Casagrande définit un sol peu plastique.

- L'indice de consistance I_c calculé indique un sol consistant à très consistant.

b. Essais mécanique

- Résistance au cisaillement non consolidé non drainé UU:

Tableau 15 : Résultat des essais de cisaillement.

Sondage carotté N°	Profondeur (m)	φ_u	C_u (kPa)
SC01	4,2-4,7	07	16
	7,5-8	Essai annule (matériaux gravuleux)	
	29,5-29,9		
SC02	2,4-3	3	98,8
	7-7.54	12	22,7
SC 03	03,2 – 03,6	07	20,3
	05,2 – 05,5	05	81,7
	06,4-06,7	02	18,9
	17 – 17,6	02	40,5
SC 04	03 – 03,35	01	46,9
	29,5 – 30	05	22,1
SC05	3,1-3,3	Essai annule (matériaux gravuleux)	
	6,5-6,8	4	34,8
	7-7,29	2	99,8
SC06	2,5-2,8	6	25,7
	5,5-6	3	20,2

✓ φ_u : angle de frottement interne

✓ C_u : cohésion du sol

- **Compressibilité a l'odomètre**

Tableau 16: Résultat des Essais de compressibilité a l'Odomètre.

Sc N°	Profondeur (m)	P_c (bars)	C_c	C_g	Observation
Sc1	4,2-4,7	4,4	0,131	0,027	Sol moyennement compressible non gonflant
	7,5-8	Essai annule (matériaux graveleux)			
	29,5-29,9				
Sc2	2,4-3	4,48	0,152	0,032	Sol moyennement compressible, non gonflant
	7-7,54	1,91	0,106	0,02	Sol moyennement compressible, non gonflant
Sc 03	03,20 – 03,60	04,01	0,126	0,017	Sol moyennement compressible, non gonflant
	05,20 – 05,50	03,66	0,168	0,022	Sol moyennement compressible, non gonflant
	06,40 – 06,70	01,00	0,142	0,022	Sol moyennement compressible, non gonflant
	17,00 – 17,60	01,57	0,130	0,024	Sol moyennement compressible, non gonflant
Sc 04	03,00 – 03,35	02,78	0,201	0,032	Sol assez fortement compressible, peu gonflant
	29,50 – 03,00	1,96	0,110	0,021	Sol moyennement compressible, non gonflant
Sc05	3,1-3,3	Essai annule (matériaux graveleux)			
	6.5-6.8	0.949	0.119	0.015	Sol moyennement compressible, non gonflant
	7-7.29	1.83	0.151	0.02	Sol moyennement compressible, non gonflant
SC06	2.5-2.8	1.69	0.16	0.027	Sol moyennement compressible, non gonflant
	5.5-6	Essai annule (matériaux graveleux)			

- ✓ P_c : Pression de compression
- ✓ C_c : Coefficient de compression
- ✓ C_g : Coefficient de gentlemen

Les résultats des essais de compressibilité a l'odomètre réalisé sur les échantillons prélevés droit des différent sondages carottés mettent en évidence un sol moyennement compressible a assez fortement compressible et peu gonflant par endroit.

ANNEXE 2

1. Voici d'autres coupe :

Les coupes lithologiques , corrélatives sont établies entre les les différents point de sondages carottés

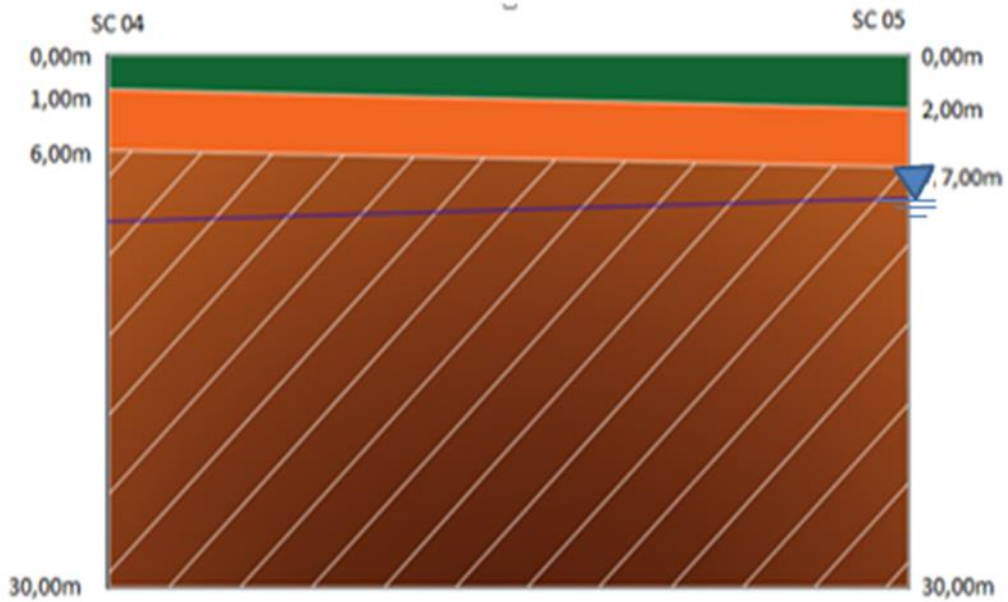


Figure 1 : Coupe SC 04 – SC 05.

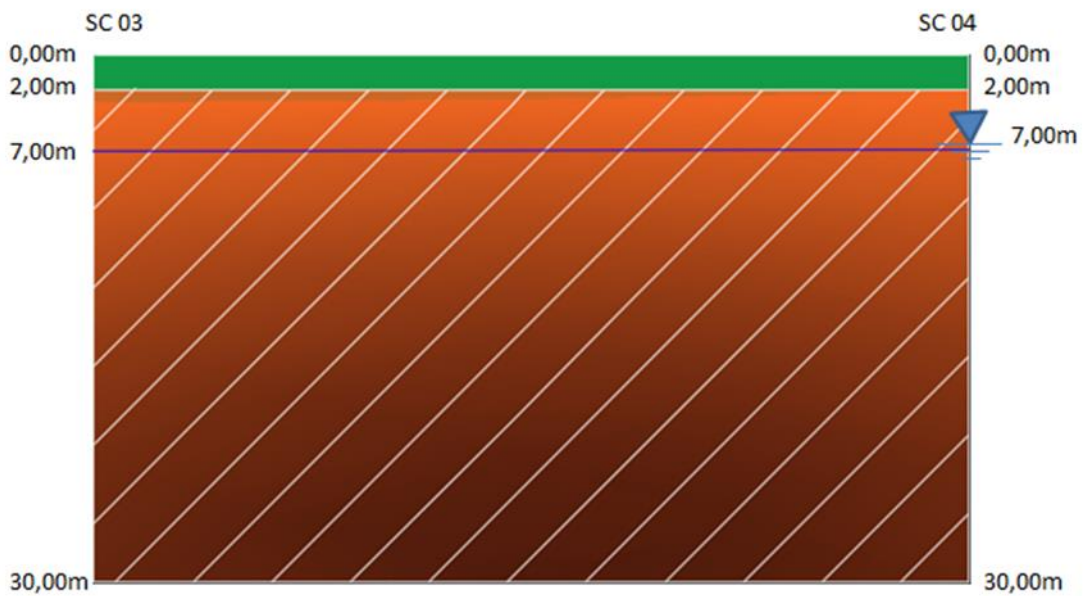


Figure 2 : Coupe SC 03 – SC 04.

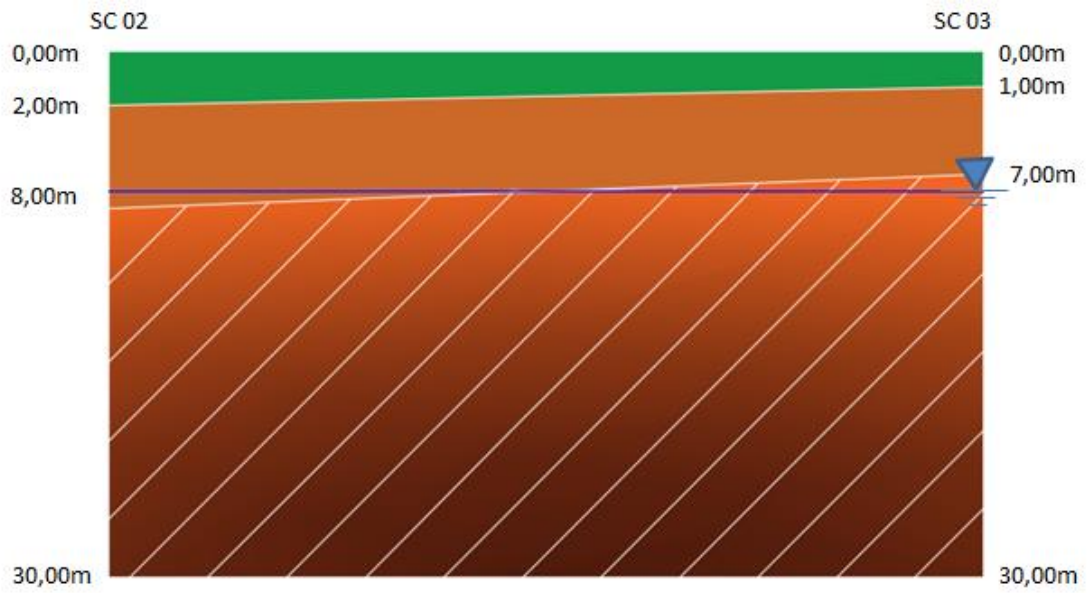
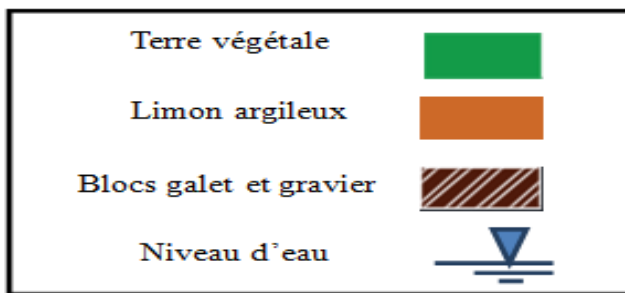


Figure 2 : Coupe SC 03 – SC 04.



2. Classification et l'étude de l'homogénéité :

Après étude et assemblage des différentes données géotechniques, on a pu classer les échantillons étudiés selon le système LCPC.

2.1 Méthode de la classification :

Raider 02 :

Classification Raider 02 qui contient les trois sondages pressiométrique PMT 4, PMT5 et PMT6

- Classification Sondage 04 :
 - Profondeur [3– 3.35 m]

On a T (80µm) = 84%

R (80 µm) = (100 – 84) = 16% des éléments > 0,08mm < 50% → son fin

Classification à l'aide du diagramme de CASAGRANDE

$$\begin{cases} Wp = 17.44\% \\ Wl = 35.93\% \end{cases} \rightarrow Ip = WL - WP = 35.93 - 17.44 = 18.49\%$$

$$(Ip = 18.49\% | Wl = 35.93\%)$$

✓ D'après le diagramme le sol est de classe « ARGILE PEU PLASTIQUE »

- Profondeur [29.5 – 30m]

On a T (80µ) = 58%

R (80 µm) = (100 – 58) = 42% des éléments > 0,08mm < 50% → son fin

Classification à l'aide du diagramme de CASAGRANDE

$$\begin{cases} Wp = 19.06\% \\ Wl = 38.96\% \end{cases} \rightarrow Ip = WL - WP = 38.96 - 19.06 = 19.9\%$$

$$(Ip = 19.9\% | Wl = 38.96\%)$$

✓ D'après le diagramme le sol est de classe « ARGILE PEU PLASTIQUE »

- Classification Sondage 05 :
 - Profondeur [3.2 – 3.6m]

On a T (80µm) = 94%

R (80 µm) = (100 – 94) = 6% des éléments > 0,08mm → < 50% → son fin

Classification à l'aide du diagramme de CASAGRANDE

$$\begin{cases} Wp = 15.99\% \\ Wl = 32.63\% \end{cases} \rightarrow Ip = WL - WP = 32.63 - 15.99 = 16.64\%$$

$$(Ip = 16.64\% | Wl = 32.63\%)$$

✓ D'après le diagramme le sol est de classe « ARGILE PEU PLASTIQUE »

- Profondeur [6.5 – 6.8 m]

On a $T(80\mu\text{m}) = 72\% \rightarrow 72\%$

$R(80\mu\text{m}) = (100 - 72) = 28\%$ des éléments $> 0,08\text{mm} < 50\% \rightarrow$ son fin

Classification à l'aide du diagramme de CASAGRANDE

$$\begin{cases} Wp = 13.43\% \\ Wl = 25.9\% \end{cases} \rightarrow Ip = WL - WP = 25.9 - 13.43 = 12.47\%$$

$$(Ip = 12.47\% | Wl = 25.9\%)$$

- ✓ D'après le diagramme le sol est de classe « ARGILE PEU PLASTIQUE »

- Profondeur [7 – 7.29m]

On a $T(80\mu\text{m}) = 66\%$

$R(80\mu\text{m}) = (100 - 66) = 34\%$ des éléments $> 0,08\text{mm} < 50\% \rightarrow$ son fin

Classification à l'aide du diagramme de CASAGRANDE

$$\begin{cases} Wp = 12.65\% \\ Wl = 25.47\% \end{cases} \rightarrow Ip = WL - WP = 25.47 - 12.65 = 12.82\%$$

$$(Ip = 12.82\% | Wl = 25.47\%)$$

- ✓ D'après le diagramme le sol est de classe « ARGILE PEU PLASTIQUE »

➤ Classification Sondage 06 :

- Profondeur [2.5 – 2.8m]

On a $T(80\mu\text{m}) = 85\% \rightarrow 85\%$

$R(80\mu\text{m}) = (100 - 85) = 15\%$ des éléments $> 0,08\text{mm} < 50\% \rightarrow$ son fin

Classification à l'aide du diagramme de CASAGRANDE

$$\begin{cases} Wp = 17.23\% \\ Wl = 35.6\% \end{cases} \rightarrow Ip = WL - WP = 35.6 - 17.23 = 17.37\%$$

$$(Ip = 17.37\% | Wl = 35.6\%)$$

- ✓ D'après le diagramme le sol est de classe « ARGILE PEU PLASTIQUE »

- Profondeur [5.5 – 6m]

On a $T(80\mu\text{m}) = 44\%$

$R(80\mu\text{m}) = (100 - 44) = 56\%$ des éléments $> 0,08\text{mm} > 50\% \rightarrow$ sol grenue

$T(2\text{mm}) = 57\%$

$R(2\text{mm}) = (100 - 57) = 43\%$ des éléments

$0.5 \times R(80\mu\text{m}) = 28\%$

R (2mm) > 0.5 × R (80 μm)

Donc il s'agit d'un gravier

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \longrightarrow C_u = 75000 > 6$$

Gravier propre bien gradué

Classification à l'aide du diagramme de CASAGRANDE

$$\begin{cases} Wp = 18.059\% \\ Wl = 36.44\% \end{cases} \rightarrow Ip = Wl - Wp = 36.44 - 18.05 = 18.39\%$$

$$(Ip = 18.39\% | Wl = 36.44\%)$$

- ✓ D'après le diagramme le sol est de classe « GRAVIER BIEN Gradué ARGILEUX »

3. Etude l'homogénéité du sol

3.1 Les caractéristiques mécaniques :

Coupe sc04 – s SC05 – SC06 :

➤ La cohésion C_u :

- La moyenne :

$$\bar{C}_u = \frac{\sum_{i=1}^n C_u}{n}$$

$$\bar{C}_u = \frac{46.9 + 22.1 + 34.8 + 99.8 + 25.7 + 20.2}{6} = 41.58 \text{ kPa}$$

- L'écart type :

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sum (C_u - \bar{C}_u)^2}{n-1}} \rightarrow \lambda = 30.37$$

$$C_v = \frac{C_u}{\bar{C}_u} = \frac{30.37}{41.58} = 72.2\%$$

- ✓ $C_v > 10\%$ La couche n'est pas homogène alors on prend la plus petite valeur de l'angle de frottement $C_u = 20.2 \text{ kPa}$

➤ L'angle de frottement φ :

- La moyenne :

$$\bar{\varphi} = \frac{1+5+4+2+6+3}{6} = 3.5^\circ$$

- L'écart type :

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sum (\varphi_u - \bar{\varphi}_u)^2}{n-1}} \rightarrow \lambda = 1.87$$

- le coefficient de variation

$$C_V = \frac{\lambda}{\varphi_u} = \frac{1.87}{3.5} = 53.4\%$$

- ✓ $C_V > 10\%$ La couche n'est pas homogène alors on prend la plus petite valeur de $\varphi_u = 1^\circ$

3.2 les caractéristiques physiques :

$$\bar{\gamma}_h = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{hi}}{n}$$

$$\bar{\gamma}_h = \frac{18.1 + 20.4 + 20.9 + 20 + 20.2 + 19.6 + 20.1}{7}$$

$$\bar{\gamma}_h = 19.9 \text{KN/m}^3$$

- l'écart type :

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sum (\gamma_h - \bar{\gamma}_h)^2}{n-1}}$$

$$\lambda = \sqrt{4.72} = 2.17$$

- le coefficient de variation

$$C_V = \frac{\lambda}{\bar{\gamma}_h} = \frac{2.17}{19.9} = 10.9\%$$

- ✓ $C_V > 10\%$ La couche n'est pas homogène alors on prend la plus petite valeur de $\gamma_h = 18.1 \text{KN/m}^3$

- la valeur moyenne :

$$\bar{\gamma}_d = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{di}}{n}$$

$$\bar{\gamma}_d = \frac{15.5 + 17.3 + 19.9 + 17.4 + 17.9 + 16.8 + 16.9}{7}$$

$$\bar{\gamma}_d = 17.38 \text{KN/m}^3$$

- l'écart type :

$$\lambda = \sqrt{\frac{10.72}{6}} = 1.33$$

- le coefficient de variation

$$C_V = \frac{1.33}{17.38} = 76.52\%$$

$C_v > 10\%$ La couche n'est pas homogène alors on prend la plus petite valeur de
 $\gamma_d = 15.5 \text{KN/m}^3$

ANNEXE 3

1 capacité portante de pieux isolée :

- Pour le tâtonnement $D=27$ m et $B =0.8$ m
- Radier 01 :

Essai pressiométrique 1

$$Z_u = [D - b ; D + 3a]$$

Les valeurs de **a** et **b** sont définies comme suit :

$$a = \max \left\{ \frac{B}{2}; \frac{1}{2} m \right\} = \max \left\{ \frac{0.8}{2}; \frac{1}{2} \right\} \rightarrow a = 0.5 \text{m}$$

On a $h=0$ → une seule couche (*il n'y a pas de couche résistante*)

$$b = \min (a, h) = \min (0,5, 0) \rightarrow b=0 \text{m}$$

$$Z_u = [27 ; 28,5]$$

- **Calcul de l'effort limite en pointe Q_p**

Tableau 1 : Récapitulation des résultats pressiométrique.

Z (m)	27	28	28.5
P_1 (kPa)	2810	2740	2740
P_0 (kPa)	526.592	546.242	556.067
P_1^* (kPa)	2283.408	2193.758	2183.933

- la pression pressiométrique limite équivalente nette P_{le}^*

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_1^* \cdot dz$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{0 + 1,5} \left[\frac{2283.408 + 2193.758}{2} \times 1 + \frac{2193.758 + 2183.933}{2} \times 0,5 \right]$$

$$P_{le}^* = 2222.004 \text{kPa}$$

- la résistance en pointe

$$q_l = K_P \times P_{le}^* = 1,3 \times 2222.004 = 2888.605 \text{kPa}$$

$$Q_p = A \cdot q_l = \frac{\pi \cdot B^2}{4} \times q_l$$

$$Q_p = 0.5024 \times 2888.605$$

$$Q_p = 1451.971231 \text{ kN}$$

- **Calcul de l'effort limite de frottement latéral Q_s**

$$q_s = \begin{cases} 0,04 \frac{P_l(Z)}{(1 + 0,5n)} \left(2 - \frac{P_l(Z)}{1 + 0,5n}\right) & P_l \leq 1 + 0,5n \\ 0,04n & P_l > 1 + 0,5n \end{cases}$$

Tableau2 : Résultats de calcul de la résistance au frottement latéral

Z(m)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
$P_l(kPa)$	400	400	450	450	490	600	610	690	920	1100	1030	1060	1240	1280
$Q_s(kN)$	18.48	18.48	20.4	20.4	21.8	25.6	25.92	28.34	34.02	37.16	36.07	36.56	38.8	39.14
Z(m)	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
$P_l(kPa)$	1660	1610	1670	1980	2040	1960	2410	2510	2210	2470	2420	2250	2810	2810
$Q_s(kN)$	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40

$$Q_s = \pi \times 0.8 \int_0^{27} q_s(Z) \cdot dZ$$

- ❖ Notre sol est composé de deux couche, la premier couche (Argile sableuse) il est à noter que dans la zone superficielle de 8m d'épaisseur la pression limite est inférieur à 700kpa, (Tableau 3.2) appartenant à catégorie A donc la courbe Q_1 (Tableau 3.3), et la deuxième couche (Argile peu plastique) dans la zone superficielle de 9m a 21m d'épaisseur la pression limite et entre 1200 a 2000kpa appartenant a catégorie B (Tableau 3.2) donc il ya deux courbe possible Q_1 et Q_2 on choisit les valeurs les plus petite de q_s pour des raison de sécurité en sélectionnant la courbe Q_1 et dans la zone superficielle de 22a 28 m la pression limite est supérieur a 2500kpa (Tableau 3.2) appartenant a catégorie C donc il ya deux courbe possible Q_1 et Q_2 on choisit les valeurs les plus petite de q_s pour des raison de sécurité en sélectionnant la courbe Q_1 .

$$Q_s = 2342.195553 \text{ KN}$$

- **Calcul de la charge limite Q_l**

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

$$Q_l = 1451.971231 + 2342.195553$$

$$Q_l = 3794.166784 \text{ KN}$$

- **Calcul de la charge de fluage**

$$Q_c = 0,5Q_p + 0,7Q_s$$

$$Q_c = 2365.522503 \text{ KN}$$

- **Calcul de la hauteur d'encastrement équivalente**

Tableau 3 : Récapitulation des résultats pressiométrique

Z(m)	P_l(kPa)	P₀(kPa)	P_l* (kPa)
0	400	0	400
1	400	19	381
2	450	38	412
3	450	57	393
4	490	76	414
5	600	95	505
6	610	114	496
7	690	133	557
8	920	153.02	766.98
9	1100	172.892	927.108
10	1030	192.542	837.458
11	1060	212.192	847.808
12	1240	231.842	1008.158
13	1280	251.492	1028.508
14	1660	271.142	1388.858
15	1610	290.792	1319.208
16	1670	310.442	1359.558
17	1980	330.092	1649.908
18	2040	349.742	1690.258
19	1960	369.392	1590.608
20	2410	389.042	2020.958
21	2510	408.692	2101.308
22	2210	428.342	1781.658
23	2470	447.992	2022.008
24	2420	487.292	1932.708
25	2250	487.292	1762.708
26	2810	506.942	2303.058
27	2810	526.592	2283.408

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_l^*(z) \cdot dz$$

$$D_e = 15.138\text{m} > 5B = 4\text{m}$$

Tableau 4 : Récapitule de l'essai pressiométrique PMT 01.

	Q_p(kN)	Q_s (kN)	Q_l(kN)	Q_c(kN)
PMT 01	1451.971231	2342.195553	3794.166784	2365.522503

Essai pressiométrique 2

- Calcul de l'effort limite en pointe Q_p :

Tableau 5:Récapitulation des résultats pressiométrique.

Z(m)	27	28	28.5
$P_l(kPa)$	2910	2840	2840
$P_0(kPa)$	526.592	546.242	556.067
$P_l^*(kPa)$	2383.408	2293.758	2283.933

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^* \cdot dz$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{0 + 1,5} \left[\frac{2383.408 + 2293.759}{2} \times 1 + \frac{2293.758 + 2283.933}{2} \times 0,5 \right]$$

$$P_{le}^* = 2322.004 kPa$$

$$q_l = K_p \times P_{le}^* = 1,3 \times 2322.004 = 3018.604983 (kPa)$$

$$Q_p = A \cdot q_l = \frac{\pi \cdot B^2}{4} \times q_l$$

$$Q_p = 0.5024 \times 3018.6049$$

$$Q_p = 1517.316358 \text{ kN}$$

- Calcul de l'effort limite de frottement latéral Q_s :

$$Q_s = P \int_0^D q_s(Z) \cdot dZ$$

$$q_s = \begin{cases} 0,04 \frac{P_l(Z)}{(1 + 0,5n)} \left(2 - \frac{P_l(Z)}{1 + 0,5n} \right) & P_l \leq 1 + 0,5n \\ 0,04n & P_l > 1 + 0,5n \end{cases}$$

Tableau 6: Résultats de calcul de la résistance au frottement latéral

Z(m)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
$P_l(kPa)$	480	480	420	440	730	870	890	820	900	1120	940	1060	1280	1220
$Q_s(kN)$	21.5	21.5	19.3	20	29.46	32.9	33.4	31.8	33.6	37.4	34.4	36.5	39.1	38.6
Z(m)	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
$P_l(kPa)$	1610	1510	1540	1810	1990	2130	2540	2390	2640	2480	2670	2590	2800	2910
$Q_s(kN)$	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40

$$Q_s = \pi \times 0.8 \int_0^{27} q_s(Z) \cdot dZ$$

- ❖ Notre sol est composé de deux couches, la première couche (Argile sableuse) est à noter que dans la zone superficielle de 8m d'épaisseur la pression limite est inférieure à 700kpa, (Tableau 3.2) appartenant à catégorie A donc la courbe Q1 (Tableau 3.3), Et la deuxième couche (Argile peu plastique) dans la zone superficielle de 9m a 21md'épaisseur la pression limite et entre 1200 à 2000kpa appartenant à catégorie B (Tableau 3.2)

donc il y a deux courbe possible Q1 et Q2 on choisit les valeurs les plus petite de q_s pour des raison de sécurité en sélectionnant la courbe Q1 et dans la zone superficielle de 22à 28 m la pression limite est supérieur à 2500kpa (Tableau 3.2) appartenant à catégorie C donc il y a deux courbe possible Q1et Q2 on choisit les valeurs les plus petite de q pour des raison de sécurité en sélectionnant la courbe Q1.

$$Q_s = 2417.091122 \text{ kN}$$

- **Calcul de la charge limite Q_l**

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

$$Q_l = 1517.316358 + 2417.091122$$

$$Q_l = 3934.407481 \text{ kN}$$

- **Calcul de la charge de fluage**

$$Q_c = 0,5Q_p + 0,7Q_s$$

$$Q_c = 2450.621965 \text{ KN}$$

- **Calcul de la hauteur d'encastrement équivalente**

Tableau 7 : Récapitulation des résultats pressiométrique.

Z(m)	$P_l^*(kPa)$	$P_0(kPa)$	$P_l^*(kPa)$
0	480	0	480
1	480	19	461
2	420	38	382
3	440	57	383
4	730	76	654
5	870	95	775
6	890	114	776
7	820	133	687
8	900	153.02	746.98
9	1120	172.892	947.108
10	940	192.542	747.458
11	1060	212.192	847.808
12	1280	231.842	1048.158
13	1220	251.492	968.508
14	1610	271.142	1338.858
15	1510	290.792	1219.208
16	1540	310.442	1229.558
17	1810	330.092	1479.908
18	1990	349.742	1640.258
19	2130	369.392	1760.608
20	2540	389.042	2150.958
21	2390	408.692	1981.308
22	2640	428.342	2211.658
23	2480	447.992	2032.008
24	2670	467.642	2202.358
25	2590	487.292	2102.708

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_l^*(z) \cdot dz$$

$$D_e = 15.23605m > 5B$$

Tableau 8 : Récapitule de l'essai pressiométrique PMT 02.

	$Q_p(kN)$	$Q_s(kN)$	$Q_l(kN)$	$Q_c(kN)$
PMT 02	1517.316358	2417.091	3934.407	2450.621965

Essai pressiométrique 3

- Calcul de l'effort limite en pointe Q_p

Tableau 9 : Récapitulation des résultats pressiométrique.

Z(m)	27	28	28.5
P_l (kPa)	2790	2600	2600
P_0 (kPa)	526.592	546.242	556.067
P_l^* (kPa)	2263.408	2053.758	2043.933

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^* \cdot dz$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{0 + 1,5} \left[\frac{2263.408 + 2053.758}{2} \times 1 + \frac{2053.758 + 2043.933}{2} \times 0,5 \right]$$

$$P_{le}^* = 2122.003833 \text{ kPa}$$

$$q_l = K_p \times P_{le}^* = 1,3 \times 2122.003833 = 2758.604983 \text{ kPa}$$

$$Q_p = A \cdot q_l = \frac{\pi \cdot B^2}{4} \times q_l$$

$$Q_p = \frac{\pi \cdot 0,8^2}{4} \times 2758.604983$$

$$Q_p = 1386.626104 \text{ KN}$$

- Calcul de l'effort limite de frottement latéral Q_s

$$Q_s = P \int_0^D q_s(Z) \cdot dZ$$

$$q_s = \begin{cases} 0,04 \frac{P_l(Z)}{(1 + 0,5n)} \left(2 - \frac{P_l(Z)}{1 + 0,5n} \right) & P_l \leq 1 + 0,5n \\ 0,04n & P_l > 1 + 0,5n \end{cases}$$

Tableau 10 : Résultats de calcul de la résistance au frottement latéral.

Z(m)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
$P_l(kPa)$	300	300	420	440	560	750	910	840	910	930	840	1530	1250	15.2
$Q_s(kN)$	14.4	14.4	19.3	20	24.3	30	33.8	32.2	33.8	34.22	32.3	40	38.9	40
Z(m)	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
$P_l(kPa)$	1590	1590	1710	1640	1990	2010	2110	2430	2530	2670	2590	2640	2820	2790
$Q_s(kN)$	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40

$$Q_s = \pi \times 0.8 \int_0^{27} q_s(Z) \cdot dZ$$

- **Calcul de la charge limite Q_l**

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

$$Q_l = 1386.626104 + 2353.279092$$

$$Q_l = 3739.905196 \text{ KN}$$

- **Calcul de la charge de fluage**

$$Q_c = 0,5Q_p + 0,7Q_s$$

$$Q_c = 2340.608417 \text{ KN}$$

- **Calcul de la hauteur d'encastrement équivalente**

Tableau 11 : Récapitulation des résultats pressiométrique.

Z(m)	P_l (kPa)	P_0 (kPa)	P_l^* (kPa)
0	300	0	300
1	300	19	281
2	420	38	382
3	440	57	383
4	560	76	484
5	750	95	655
6	910	114	796
7	840	133	707
8	910	153.02	756.98
9	930	172.892	757.108
10	840	192.542	647.458
11	1530	212.192	1317.808
12	1250	231.842	1018.158
13	1520	251.492	1268.508
14	1590	271.142	1318.858
15	1590	290.792	1299.208
16	1710	310.442	1399.558
17	1640	330.092	1309.908
18	1990	349.742	1640.258
19	2010	369.392	1640.608
20	2110	389.042	1720.958
21	2430	408.692	2021.308
22	2530	428.342	2101.658
23	2670	447.992	2222.008
24	2590	467.642	2122.358
25	2640	487.292	2152.708
26	2820	506.942	2313.058
27	2790	526.592	2263.408

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_l^*(z) \cdot dz$$

$$D_e = 16.35160948\text{m} > 5B = 4 \text{ m}$$

Tableau 12 : Récapitule de l'essai pressiométrique PMT 03

	Q_p (kN)	Q_s (kN)	Q_l (kN)	Q_c (kN)
PMT 03	1386.626104	2353.279092	3739.905196	2340.608417

➤ **Radier 02**

C'est le radier coté « est » qui comporte les trois essais pressiométriques PMT 4 ,5 et 6

Essai pressiométrique 4

- **Calcul de l'effort limite en pointe Q_p :**

Tableau13 : Récapitulation des résultats pressiométrique.

Z(m)	27	28	28.5
P_l (kPa)	2670	2620	2620
P_0 (kPa)	526.592	546.242	556.067
P_l^* (kPa)	2143.408	2073.758	2063.933

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^* \cdot dz$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{0 + 1,5} \left[\frac{2143.408 + 2073.758}{2} \times 1 + \frac{2073.758 + 2063.933}{2} \times 0,5 \right]$$

$$P_{le}^* = 2095.337167 \text{ kPa}$$

$$q_l = K_p \times P_{le}^* = 1,3 \times 2095.337167 = 2723.938 \text{ kPa}$$

$$Q_p = A \cdot q_l = \frac{\pi \cdot B^2}{4} \times q_l$$

$$Q_p = \frac{\pi \cdot 0.8^2}{4} \times 2723.93817$$

$$Q_p = 1369.200737 \text{ KN}$$

- **Calcul de l'effort limite de frottement latéral Q_s :**

$$Q_s = P \int_0^D q_s(Z) \cdot dZ$$

Tableau14 : Résultats de calcul de la résistance au frottement latéral.

Z(m)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
$P_l(kPa)$	430	430	520	510	550	860	1010	1110	1150	1420	1560	1470	1750	1570
$Q_s(kN)$	19.6	19.6	22.9	22.6	23.9	32.7	35.7	37.3	37.8	19.9	40	40	40	40
Z(m)	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
$P_l(kPa)$	1770	1900	1800	2110	2140	2830	2300	2570	2630	2880	2780	3110	2500	2670
$Q_s(kN)$	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40

$$Q_s = \pi \times 0,8 \int_0^{27} q_s(Z) \cdot dZ$$

$$Q_s = 2421.087228kN$$

- **Calcul de la charge limite Q_l**

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

$$Q_l = 1369.200737 + 2421.087228$$

$$Q_l = 3790.287965KN$$

- **Calcul de la charge de fluage**

$$Q_c = 0,5Q_p + 0,7Q_s$$

$$Q_c = 2379.361428 KN$$

- **Calcul de la hauteur d'encastrement équivalente**

Tableau 15 : Récapitulation des résultats pressiométrique.

Z(m)	P_l(kPa)	P_0(kPa)	P_l^*(kPa)
0	430	0	430
1	430	19	411
2	520	38	482
3	510	57	453
4	550	76	474
5	860	95	765
6	1010	114	896
7	1110	133	977
8	1150	153.02	996.98
9	1420	172.892	1247.108
10	1560	192.542	1367.458
11	1470	212.192	1257.808
12	1750	231.842	1518.158
13	1570	251.492	1318.508
14	1770	271.142	1498.858
15	1900	290.792	1609.208
16	1800	310.442	1489.558
17	2110	330.092	1779.908
18	2140	349.742	1790.258
19	2830	369.392	2460.608
20	2300	389.042	1910.958
21	2570	408.692	2161.308
22	2630	428.342	2201.658
23	2880	447.992	2432.008
24	2780	467.642	2312.358
25	3110	487.292	2622.708
26	2500	506.942	1993.058
27	2670	526.592	2143.408

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_l^*(z) \cdot dz$$

$$D_e = 19.34923823\text{m} > 5B = 4 \text{ m}$$

Tableau 16: Récapitule de l'essai pressiométrique PMT 04.

	Q_p (kN)	Q_s (kN)	Q_l (kN)	Q_c (kN)
PMT 04	1369.200737	2421.087228	3790.287965	2379.361428

Essai pressiométrique 5

- Calcul de l'effort limite en pointe Q_p :

Tableau 17: Récapitulation des résultats pressiométrique.

Z(m)	27	28	28.5
P_1 (kPa)	3090	3090	3090
P_0 (kPa)	526.592	546.242	556.067
P_1^* (kPa)	2563.408	2543.758	2533.933

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_1^* \cdot dz$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{0 + 1,5} \left[\frac{2563.408 + 2543.758}{2} \times 1 + \frac{2543.758 + 2533.933}{2} \times 0,5 \right]$$

$$P_{le}^* = 2548.6705 \text{ kPa}$$

$$q_l = K_p \times P_{le}^* = 1,3 \times 2548.705 = 3313.27165 \text{ kPa}$$

$$Q_p = A \cdot q_l = \frac{\pi \cdot B^2}{4} \times q_l$$

$$Q_p = \frac{\pi \cdot 0.8^2}{4} \times 3313.27165$$

$$Q_p = 1665.43198 \text{ KN}$$

- Calcul de l'effort limite de frottement latéral Q_s

$$Q_s = P \int_0^D q_s(Z) \cdot dZ$$

Tableau18: Résultats de calcul de la résistance au frottement latéral.

Z(m)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
$P_l(kPa)$	330	330	350	530	590	660	830	1030	1180	1340	1260	1430	1520	1600
$Q_s(kN)$	15.66	15.66	16.5	23.3	25.3	27.4	32	36.1	38.2	39.5	39	39.9	40	40
Z(m)	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
$P_l(kPa)$	1530	1610	2010	2090	2490	2380	2530	2870	2350	2550	2420	2900	2490	3090
$Q_s(kN)$	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40

$$Q_s = \pi \times 0.8 \int_0^{27} q_s(Z) \cdot dZ$$

$$Q_s = 2407.389884 \text{ kN}$$

- **Calcul de la charge limite Q_l**

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

$$Q_l = 1665.43198 + 2407.389884$$

$$Q_l = 4072.821864 \text{ KN}$$

- **Calcul de la charge de fluage**

$$Q_c = 0,5Q_p + 0,7Q_s$$

$$Q_c = 2517.888909 \text{ KN}$$

- **Calcul de la hauteur d'encastrement équivalente**

Tableau 19 : Récapitulation des résultats pressiométrique.

Z(m)	P_l(kPa)	P₀(kPa)	p_l[*](kPa)
0	330	0	330
1	330	19	311
2	350	38	312
3	530	57	473
4	590	76	514
5	660	95	565
6	830	114	716
7	1030	133	897
8	1180	153.02	1026.98
9	1340	172.892	1167.108
10	1260	192.542	1067.458
11	1430	212.192	1217.808
12	1520	231.842	1288.158
13	1600	251.492	1348.508
14	1530	271.142	1258.858
15	1610	290.792	1319.208
16	2010	310.442	1699.558
17	2090	330.092	1759.908
18	2490	349.742	2140.258
19	2380	369.392	2010.608
20	2530	389.042	2140.958
21	2870	408.692	2461.308
22	2350	428.342	1921.658
23	2550	447.992	2102.008
24	2420	467.642	1952.358
25	2900	487.292	2412.708
26	2490	506.942	1983.058
27	3090	526.592	2563.408

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D P_l^*(z) \cdot dz$$

$$D_e = 15.005m > 5B = 4m$$

Tableau 20 : Récapitule de l'essai pressiométrique PMT 05.

	Q_p(kN)	Q_s(kN)	Q_i(kN)	Q_c(kN)
PMT 05	1665.43198	2407.389884	4072.821864	2517.888909

$$Q_s = \pi \times 0.8 \int_0^{27} q_s (Z) \cdot dZ$$

$$Q_s = 2334.919625 \text{ kN}$$

- **Calcul de la charge limite Q_l**

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

$$Q_l = 1560.879776 + 2334.919625$$

$$Q_l = 3965.048 \text{ kN}$$

- **Calcul de la charge de fluage**

$$Q_c = 0,5Q_p + 0,7Q_s$$

$$Q_c = 2414.883626 \text{ KN}$$

- **Calcul de la hauteur d'encastrement équivalente**

Tableau 23 : Récapitulation des résultats pressiométrique.

Z(m)	P_l (kpa)	P_0 (kpa)	P_l^* (kpa)
0	410	0	410
1	410	19	391
2	460	38	422
3	380	57	323
4	500	76	424
5	450	95	355
6	490	114	376
7	760	133	627
8	800	153.02	646.98
9	890	172.892	717.108
10	1070	192.542	877.458
11	1350	212.192	1137.808
12	1350	231.842	1118.158
13	1450	251.492	1198.508
14	1660	271.142	1388.858
15	1670	290.792	1379.208
16	1850	310.442	1539.558
17	1610	330.092	1279.908
18	2080	349.742	1730.258
19	2370	369.392	2000.608
20	2200	389.042	1810.958
21	2400	408.692	1991.308
22	2550	428.342	2121.658
23	2540	447.992	2092.008
24	2850	467.642	2382.358
25	2970	487.292	2482.708
26	2870	506.942	2363.058
27	2570	526.592	2043.408

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_l^*(z) \cdot dz$$

$$D_e = 14.741 > 5B = 4 \text{ m}$$

Tableau 24 : Récapitule de l'essai pressiométrique PMT 06

	Q_p (kN)	Q_s (kN)	Q_l (kN)	Q_c (kN)
PMT 06	1560.879776	2334.919625	3895.799401	2414.883626

$$Q_s = \pi \times 0.8 \int_0^{27} q_s(Z) \cdot dZ$$

$$Q_s = 2770.03649 \text{ kN}$$

- **Calcul de la charge limite Q_l**

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

$$Q_l = 5054.19293 \text{ kN}$$

- **Calcul de la charge de fluage**

$$Q_c = 0,5Q_p + 0,7Q_s$$

$$Q_c = 3081.103768 \text{ kN}$$

- **Calcul de la hauteur d'encastrement équivalente**

Tableau27 : Récapitulation des résultats pressiométrique.

Z(m)	P_l (kPa)	P_0 (kPa)	P_l^* (kPa)
0	480	0	480
1	480	19	461
2	420	38	382
3	440	57	383
4	730	76	654
5	870	95	775
6	890	114	776
7	820	133	687
8	900	153.02	746.98
9	1120	172.892	946.172
10	940	192.542	747.458
11	1060	212.192	847.808
12	1280	231.842	1048.158
13	1220	251.492	968.508
14	1610	271.142	1338.858
15	1510	290.792	1219.208
16	1540	310.442	1229.558
17	1810	330.092	1479.908
18	1990	349.742	1640.258
19	2130	369.392	1760.608
20	2540	389.042	2150.958
21	2390	405.692	1981.308
22	2640	428.17	2211.658
23	2480	447.992	2032.008
24	2670	467.642	2202.358
25	2590	4887.292	2102.708

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_l^*(z) \cdot dz$$

$$D_e = 13.786\text{m} > 5B$$

Tableau 28: récapitule de l'essai pressiométrique PMT 02

	Q_p (kN)	Q_s (kN)	Q_l (kN)	Q_c (kN)
PMT 02	2284.156	2770.036	5054.193	3081.104

Essai pressiométrique 3

- Calcul de l'effort limite en pointe Q_p :

Tableau 29 : Récapitulation des résultats pressiométrique.

Z(m)	25	26	26.5
P_l (kPa)	2640	2820	2805
p_0 (kPa)	487.292	506.942	516.767
P_l^* (kPa)	2152.708	2313.058	2288.233

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^* \cdot dz$$

$$P_{le}^* = 2255.4705 \text{ kPa}$$

- La résistance en pointe :

$$q_l = K_p \times P_{le}^* = 2932.112 \text{ kPa}$$

- L'effort limite Q_p en pointe :

$$Q_p = A \times q_l = 2302.875 \text{ kN}$$

- Calcul de l'effort limite de frottement latéral Q_s

$$Q_s = P \int_0^D q_s(Z) \cdot dZ$$

Tableau30 : Résultats de calcul de la résistance au frottement latéral.

Z(m)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$P_l(kPa)$	300	300	420	440	560	750	910	840	910	930	840	1530	1250
$Q_s(kN)$	14.4	14.4	19.3	20	24.3	30	33.8	32.2	33.8	34.22	32.3	40	38.9
Z(m)	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
$P_l(kPa)$	15.2	1590	1590	1710	1640	1990	2010	2110	2430	2530	2670	2590	2640
$Q_s(kN)$	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40

$$Q_s = \pi \times 0.8 \int_0^{27} q_s(Z) \cdot dZ$$

$$Q_s = 2690.271453 \text{ kN}$$

- **Calcul de la charge limite Q_l**

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

$$Q_l = 4993.146558 \text{ KN}$$

- **Calcul de la charge de fluage**

$$Q_c = 0,5Q_p + 0,7Q_s$$

$$Q_c = 3034.627569 \text{ KN}$$

- **Calcul de la hauteur d'encastrement équivalente**

Tableau 31 : Récapitulation des résultats pressiométrique

Z(m)	$P_l(kPa)$	$P_0(kPa)$	$P_l^*(kPa)$
0	300	0	300
1	300	19	281
2	420	38	382
3	440	57	383
4	560	76	484
5	750	95	655
6	910	114	796
7	840	133	707
8	910	153.02	756.98
9	930	172.892	757.108
10	840	192.542	647.458
11	1530	212.192	1317.808
12	1250	231.842	1018.158
13	1520	251.492	1268.508
14	1590	271.142	1318.858
15	1590	290.792	1299.208
16	1710	310.442	1399.558
17	1640	330.092	1309.908
18	1990	349.742	1640.258
19	2010	369.392	1640.608
20	2110	389.042	1720.958
21	2430	408.692	2021.308
22	2530	428.342	2101.658
23	2670	447.992	2222.008
24	2590	467.642	2122.358
25	2640	487.292	2152.708

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_l^*(z) \cdot dz$$

De=13.37949754 m > 5B

Tableau 32 : Récapitule de l'essai pressiométrique PMT 03.

	$Q_p(kN)$	$Q_s(kN)$	$Q_l(kN)$	$Q_c(kN)$
PMT 03	2302.875	2690.271	4993.147	3034.628

➤ **Radier 02**

Essai pressiométrique 4

- **Calcul de l'effort limite en pointe Q_p :**

Tableau 33 : Récapitulation des résultats pressiométrique

Z(m)	25	26	26.5
$P_l(kPa)$	3110	2500	2585
$p_0(kPa)$	487.292	506.942	516.767
$P_l^*(kPa)$	2622.708	1993.058	2068.233

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^* \cdot dz$$

$$P_{le}^* = 2215.4705 kPa$$

- La résistance en pointe :

$$q_l = K_p \times P_{le}^* = 2880.11165 kPa$$

- L'effort limite Q_p en pointe :

$$Q_p = A \times q_l = 2262.0344 kN$$

- **Calcul de l'effort limite de frottement latéral Q_s :**

$$Q_s = P \int_0^D q_s(Z) \cdot dZ$$

Tableau 34: Résultats de calcul de la résistance au frottement latéral

Z(m)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$P_l(kPa)$	430	430	520	510	550	860	1010	1110	1150	1420	1560	1470	1750
$Q_s(kN)$	19.6	19.6	22.9	22.6	23.9	32.7	35.7	37.3	37.8	19.9	40	40	40
Z(m)	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
$P_l(kPa)$	1570	1770	1900	1800	2110	2140	2830	2300	2570	2630	2880	2780	3110
$Q_s(kN)$	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40

$$Q_s = \pi \times 0.8 \int_0^{27} q_s(Z) \cdot dZ$$

$$Q_s = 2775.031623 kN$$

- Calcul de la charge limite Q_l

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

$$Q_l = 5037.066023 \text{ KN}$$

- Calcul de la charge de fluage

$$Q_c = 0,5Q_p + 0,7Q_s$$

$$Q_c = 3073.539336 \text{ KN}$$

- Calcule de la hauteur d'encastrement équivalente

Tableau 35 : Récapitulation des résultats pressiométrique

Z(m)	P_l (kPa)	P_0 (kPa)	P_l^* (kPa)
0	430	0	430
1	430	19	411
2	520	38	482
3	510	57	453
4	550	76	474
5	860	95	765
6	1010	114	896
7	1110	133	977
8	1150	153.02	996.98
9	1420	172.892	1247.108
10	1560	192.542	1367.458
11	1470	212.192	1257.808
12	1750	231.842	1518.158
13	1570	251.492	1318.508
14	1770	271.142	1498.858
15	1900	290.792	1609.208
16	1800	310.442	1489.558
17	2110	330.092	1779.908
18	2140	349.742	1790.258
19	2830	369.392	2460.608
20	2300	389.042	1910.958
21	2570	408.692	2161.308
22	2630	428.342	2201.658
23	2880	447.992	2432.008
24	2780	467.642	2312.358
25	3110	487.292	2622.708

$$De = 16.32478m > 5B$$

Tableau 36 : récapitule de l'essai pressiométrique PMT 04.

	Q_p (kN)	Q_s (kN)	Q_l (kN)	Q_c (kN)
PMT 04	2262.0344	2775.031623	5037.066023	3073.539336

Essai pressiométrique 5

- Calcul de l'effort limite en pointe Q_p

Tableau 37 : Récapitulation des résultats pressiométrique

Z(m)	25	26	26.5
P_l (kPa)	2900	2490	2790
p_0 (kPa)	487.292	506.942	516.767
P_l^* (kPa)	2412.708	1983.058	2273.233

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^* \cdot dz$$

$$P_{le}^* = 2174.637167 \text{ kPa}$$

- La résistance en pointe :

$$q_l = K_p \times P_{le}^* = 2827.028317 \text{ kPa}$$

- L'effort limite Q_p en pointe :

$$Q_p = A \times q_l = 2220.342848 \text{ kN}$$

- Calcul de l'effort limite de frottement latéral Q_s :

$$Q_s = P \int_0^D q_s(Z) \cdot dZ$$

Tableau38 : Résultats de calcul de la résistance au frottement latéral

Z(m)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$P_l(kPa)$	330	330	350	530	590	660	830	1030	1180	1340	1260	1430	1520
$Q_s(kN)$	15.66	15.66	16.5	23.3	25.3	27.4	32	36.1	38.2	39.5	39	39.9	40
Z(m)	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
$P_l(kPa)$	1600	1530	1610	2010	2090	2490	2380	2530	2870	2350	2550	2420	2900
$Q_s(kN)$	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40

$$Q_s = \pi \times 0.8 \int_0^{27} q_s(Z) \cdot dZ$$

$$Q_s = 2757.91 kN$$

- **Calcul de la charge limite Q_l**

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

$$Q_l = 4978.252791 kN$$

- **Calcul de la charge de fluage**

$$Q_c = 0,5Q_p + 0,7Q_s$$

$$Q_c = 3040.708384 \text{ KN}$$

- **Calcul de la hauteur d'encastrement équivalente**

Tableau39 : Récapitulation des résultats pressiométrique.

Z(m)	$P_l(kPa)$	$P_0(kPa)$	$P_l^*(kPa)$
0	330	0	330
1	330	19	311
2	350	38	312
3	530	57	473
4	590	76	514
5	660	95	565
6	830	114	716
7	1030	133	897
8	1180	153.02	1026.98
9	1340	172.892	1167.108
10	1260	192.542	1067.458
11	1430	212.192	1217.808
12	1520	231.842	1288.158
13	1600	251.492	1348.508
14	1530	271.142	1258.858
15	1610	290.792	1319.208
16	2010	310.442	1699.558
17	2090	330.092	1759.908
18	2490	349.742	2140.258
19	2380	369.392	2010.608
20	2530	389.042	2140.958
21	2870	408.692	2461.308
22	2350	428.342	1921.658
23	2550	447.992	2102.008
24	2420	467.642	1952.358
25	2900	487.292	2412.708

De=15.529 m> 5B

Tableau 40 : Récapitule de l'essai pressiométrique PMT 05.

	$Q_p(kN)$	$Q_s(kN)$	$Q_l(kN)$	$Q_c(kN)$
PMT 05	2220.342848	2757.909943	4978.252791	3040.708384

Essai pressiométrique 6

- Calcul de l'effort limite en pointe Q_p

Tableau 41: Récapitulation des résultats pressiométrique

Z(m)	25	26	26.5
$P_l(kPa)$	2970	2870	2720
$p_0(kPa)$	487.292	506.942	516.767
$P_l^*(kPa)$	2482.708	2363.058	2203.233

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^* \cdot dz$$

$$P_{le}^* = 2376.303833 kPa$$

- La résistance en pointe

$$q_l = K_p \times P_{le}^* = 3089.194983 kPa$$

- L'effort limite Q_p en pointe :

$$Q_p = A \times q_l = 2426.248066 kN$$

- Calcul de l'effort limite de frottement latéral Q_s :

$$Q_s = P \int_0^D q_s(Z) \cdot dZ$$

Tableau 42: Résultats de calcul de la résistance au frottement latéral

Z(m)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$P_l(kPa)$	410	410	460	380	500	450	490	760	800	890	1070	1350	1350
$Q_s(KN)$	18.87	18.87	20.77	17.69	22.22	20.4	21.86	30.26	31.28	36.71	39.6	39.6	39.95
Z(m)	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
$P_l(kPa)$	1450	1660	1670	1850	1610	2080	2370	2200	2400	2550	2540	2850	2970
$Q_s(KN)$	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40

$$Q_s = \pi \times 0.8 \int_0^{27} q_s(Z) \cdot dZ$$

$$Q_s = 2667.322119 kN$$

- Calcul de la charge limite Q_l

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

$$Q_l = 5093.5701 \text{ KN}$$

- **Calcul de la charge de fluage**

$$Q_c = 0,5Q_p + 0,7Q_s$$

$$Q_c = 3080.25 \text{ KN}$$

- **Calcule de la hauteur d'encastrement équivalente**

Tableau 43 : Récapitulation des résultats pressiométrique.

Z(m)	$P_l(kPa)$	$P_0(kPa)$	$P_l^*(kPa)$
0	410	0	410
1	410	19	391
2	460	38	422
3	380	57	323
4	500	76	424
5	450	95	355
6	490	114	376
7	760	133	627
8	800	153.02	646.98
9	890	172.892	717.108
10	1070	192.542	877.458
11	1350	212.192	1137.808
12	1350	231.842	1118.158
13	1450	251.492	1198.508
14	1660	271.142	1388.858
15	1670	290.792	1379.208
16	1850	310.442	1539.558
17	1610	330.092	1279.908
18	2080	349.742	1730.258
19	2370	369.392	2000.608
20	2200	389.042	1810.958
21	2400	408.692	1991.308
22	2550	428.342	2121.658
23	2540	447.992	2092.008
24	2850	467.642	2382.358
25	2970	487.292	2482.708

$$De=12.87169661m > 5B$$

Tableau 40 : récapitule de l'essai pressiométrique PMT 06

	Q_p (kN)	Q_s (kN)	Q_l (kN)	Q_c (kN)
PMT 06	2262.0344	2775.031623	5037.066023	3073.539336

2 Calcule de nombre des pieux

Pour le tâtonnement D=27 m et B=0.8m

➤ Radier 1

Essai pressiometrique 01

➤ ELU

- Fondamentale :

$$\frac{Q}{\frac{Q_l}{1.4}} = \frac{441715.146}{\frac{3794.166784}{1.4}} = 162.9874 \rightarrow 163 \text{ pieux}$$

- Accidentelle :

$$\frac{Q}{\frac{Q_l}{1.2}} = \frac{202399.464}{\frac{3794.166}{1.2}} = 64.013 \rightarrow 65 \text{ pieux}$$

➤ ELS

- Rare :

$$\frac{Q}{\frac{Q_c}{1.1}} = \frac{304173.27}{\frac{2365.522503}{1.1}} = 141.44469 \rightarrow 142 \text{ pieux}$$

- Quasi-permanente :

$$\frac{Q}{\frac{Q_c}{1.1}} = \frac{261689.29}{\frac{2365.522503}{1.1}} = 121.689 \rightarrow 122 \text{ pieux}$$

Essai pressiometrique 02

➤ ELU

- Fondamentale :

$$\frac{Q}{\frac{Q_l}{1.4}} = 157.177 \rightarrow 158 \text{ pieux}$$

- Accidentelle :

$$\frac{Q}{\frac{Q_l}{1.2}} = 61.732 \rightarrow 62 \text{ pieux}$$

➤ ELS

- Rare :

$$\frac{Q}{\frac{Q_c}{1.1}} = 136.532 \rightarrow 137 \text{ pieux}$$

- Quasi-permanente :

$$\frac{Q}{\frac{Q_c}{1.1}} = 117.463 \rightarrow 118 \text{ pieux}$$

Essai pressiometrique 03

➤ ELU

- Fondamentale :

$$\frac{Q}{\frac{Q_l}{1.4}} = 165.3521071 \rightarrow 166 \text{ pieux}$$

Accidentelle :

$$\frac{Q}{\frac{Q_l}{1.2}} = 64.94264941 \rightarrow 65 \text{ pieux}$$

➤ ELS

- Rare :

$$\frac{Q}{\frac{Q_c}{1.1}} = 142.9502665 \rightarrow 143 \text{ pieux}$$

- Quasi-permanente :

$$\frac{Q}{\frac{Q_c}{1.1}} = 122.984357 \rightarrow 123 \text{ Pieux}$$

➤ **Radier 02 :**

Essai pressiometrique 04

➤ ELU

- Fondamentale :

$$\frac{Q}{\frac{Q_l}{1.4}} = 163.1541482 \rightarrow 164 \text{ pieux}$$

- Accidentelle :

$$\frac{Q}{\frac{Q_l}{1.2}} = 64.07939298 \rightarrow 65 \text{ pieux}$$

➤ ELS

- Rare :

$$\frac{Q}{\frac{q_c}{1.1}} = 140.6220144 \rightarrow 141 \text{ pieux}$$

- Quasi-permanente :

$$\frac{Q}{\frac{q_c}{1.1}} = 120.981 \rightarrow 121 \text{ pieux}$$

Essai pressiometrique 05

➤ ELU

- Fondamentale :

$$\frac{Q}{\frac{q_l}{1.4}} = 151.836055 \rightarrow 152 \text{ pieux}$$

- Accidentelle :

$$\frac{Q}{\frac{q_l}{1.2}} = 59.63417014 \rightarrow 60 \text{ pieux}$$

➤ ELS

- Rare :

$$\frac{Q}{\frac{q_c}{1.1}} = 132.8853691 \rightarrow 133 \text{ pieux}$$

- Quasi-permanente :

$$\frac{Q}{\frac{q_c}{1.1}} = 114.3252271 \rightarrow 121 \text{ pieux}$$

Essai pressiometrique 06

➤ ELU

- Fondamentale :

$$\frac{Q}{\frac{q_l}{1.4}} = 158.7353816 \rightarrow 159 \text{ pieux}$$

Accidentelle :

$$\frac{Q}{\frac{q_l}{1.2}} = 62.34390609 \rightarrow 63 \text{ pieux}$$

➤ ELS

- Rare :

$$\frac{Q}{\frac{q_c}{1.1}} = 138.5535077 \rightarrow 139 \text{ pieux}$$

- Quasi-permanente :

$$\frac{Q}{\frac{q_c}{1.1}} = 119.2016949 \rightarrow 120 \text{ pieux}$$

➤ Pour le tâtonnement D=25 m et B =1

➤ **Radier 1**

Essai pressiometrique 01

➤ ELU

- Fondamentale :

$$\frac{Q}{\frac{q_l}{1.4}} = 127.7080083 \rightarrow 128 \text{ pieux}$$

- Accidentelle :

$$\frac{Q}{\frac{q_l}{1.2}} = 50.1577909 \rightarrow 51 \text{ pieux}$$

➤ ELS

- Rare :

$$\frac{Q}{\frac{q_c}{1.1}} = 113.1736231 \rightarrow 114 \text{ pieux}$$

- Quasi-permanente :

$$\frac{Q}{\frac{q_c}{1.1}} = 97.36662689 \rightarrow 98 \text{ pieux}$$

Essai pressiometrique 02

➤ ELU

- Fondamentale :

$$\frac{Q}{\frac{q_l}{1.4}} = 122.3540953 \rightarrow 123 \text{ pieux}$$

Accidentelle :

$$\frac{Q}{\frac{q_l}{1.2}} = 48.05502183 \rightarrow 49 \text{ pieux}$$

➤ ELS

- Rare :

$$\frac{Q}{\frac{Q_c}{1.1}} = 108.5943942 \rightarrow 109 \text{ pieux}$$

- Quasi-permanente :

$$\frac{Q}{\frac{Q_c}{1.1}} = 93.42698037 \rightarrow 94 \text{ pieux}$$

Essai pressiometrique 03

➤ ELU

- Fondamentale :

$$\frac{Q}{\frac{Q_l}{1.4}} = 123.850 \rightarrow 124 \text{ pieux}$$

- Accidentelle :

$$\frac{Q}{\frac{Q_l}{1.2}} = 48.64254417 \rightarrow 49 \text{ pieux}$$

➤ ELS

- Rare :

$$\frac{Q}{\frac{Q_c}{1.1}} = 110.2575487 \rightarrow 111 \text{ pieux}$$

- Quasi-permanente :

$$\frac{Q}{\frac{Q_c}{1.1}} = 94.85784157 \rightarrow 95 \text{ pieux}$$

➤ Radier 2 :

Essai pressiometrique 04

➤ ELU

- Fondamentale :

$$\frac{Q}{\frac{Q_l}{1.4}} = 122.7701209 \rightarrow 123 \text{ pieux}$$

- Accidentelle :

$$\frac{Q}{\frac{Q_l}{1.2}} = 48.21841741 \rightarrow 49 \text{ pieux}$$

➤ ELS

- Rare :

$$\frac{Q}{\frac{Q_c}{1.1}} = 108.86 \rightarrow 109 \text{ pieux}$$

- Quasi-permanente :
 $\frac{Q}{\frac{Q_c}{1.1}} = 93.65 \rightarrow 94 \text{ pieux}$

Essai pressiometrique 05

➤ ELU

- Fondamentale :

$$\frac{Q}{\frac{Q_l}{1.4}} = 124.22 \rightarrow 125 \text{ pieux}$$

- Accidentelle :

$$\frac{Q}{\frac{Q_l}{1.2}} = 48.78 \rightarrow 49 \text{ pieux}$$

➤ ELS

- Rare :

$$\frac{Q}{\frac{Q_c}{1.1}} = 110.03 \rightarrow 111 \text{ pieux}$$

- Quasi-permanente :

$$\frac{Q}{\frac{Q_c}{1.1}} = 94.66 \rightarrow 95 \text{ pieux}$$

Essai pressiometrique 06

➤ ELU

- Fondamentale :

$$\frac{Q}{\frac{Q_l}{1.4}} = 121.40 \rightarrow 122 \text{ pieux}$$

- Accidentelle :

$$\frac{Q}{\frac{Q_l}{1.2}} = 47.68 \rightarrow 48 \text{ pieux}$$

➤ ELS

- Rare :

$$\frac{Q}{\frac{Q_c}{1.1}} = 108.62 \rightarrow 109 \text{ pieux}$$

- Quasi-permanente :

$$\frac{Q}{\frac{Q_c}{1.1}} = 93.45 \rightarrow 94 \text{ pieux}$$

3 calcule de la quantité de béton

$$\text{quantité de béton} = \frac{\pi \times B^2}{4} \times D \times N_{PIU\text{EX}}$$

Tableau 41 : Résultats de calcule de quantité de béton pour B=0.8 m et D=27 m

B(m)	D (m)	Nombre des pieux	Quantité de béton (m ³)
0.8	10	511	2568.566
0.8	11	452	2499.2
0.8	12	406	2448.934
0.8	13	352	2300.148
0.8	14	325	2287.079
0.8	15	306	2307.186
0.8	16	289	2324.276
0.8	17	264	2255.915
0.8	18	246	2225.756
0.8	19	232	2215.702
0.8	20	214	2151.363
0.8	21	208	2195.596
0.8	22	200	2211.681
0.8	23	193	2231.285
0.8	24	190	2292.106
0.8	25	176	2211.681
0.8	26	169	2208.665
0.8	27	166	2252.899

Tableau 42 : Résultats de calcul de quantité de béton pour B=1 m et D=25 m

B (m)	D (m)	Nombre des pieux	Quantité de béton (m^3)
1	10	366	2874.557
1	11	325	2807.798
1	12	292	2752.035
1	13	252	2572.964
1	14	234	2572.964
1	15	222	2615.376
1	16	210	2638.938
1	17	191	2550.188
1	18	178	2516.416
1	19	168	2506.991
1	20	154	2419.026
1	21	151	2490.498
1	22	145	2505.42
1	23	141	2547.046
1	24	139	2620.088
1	25	128	2513.274
1	26	123	2511.703
1	27	122	2587.102

ANNEXE 4

Suite des résultats de la modélisation numérique :

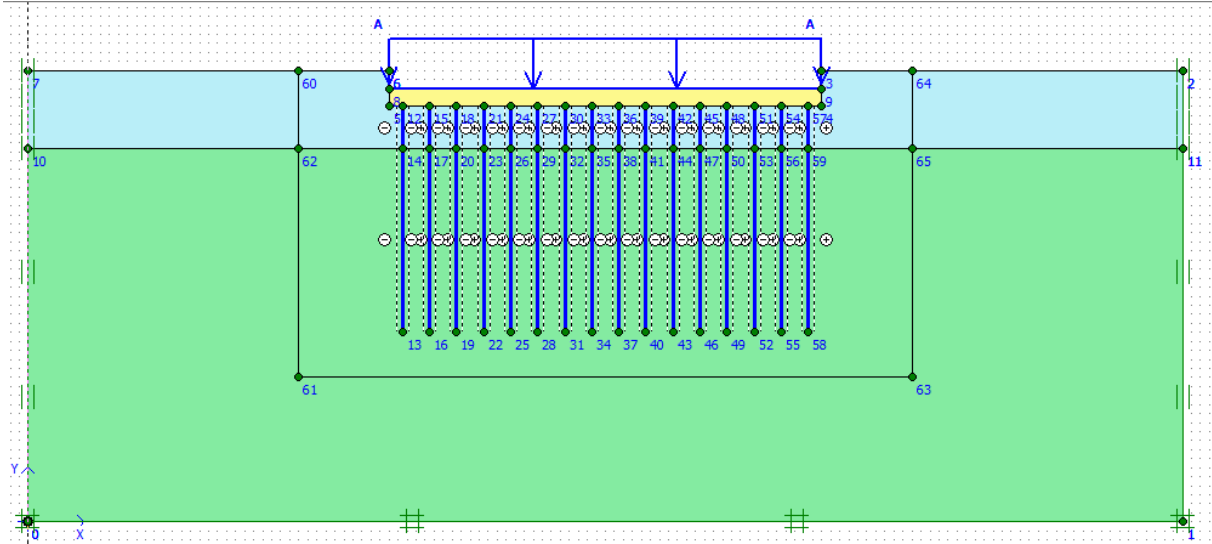


Figure 1 : Le modelé géométrique de radier plus un groupement des pieux

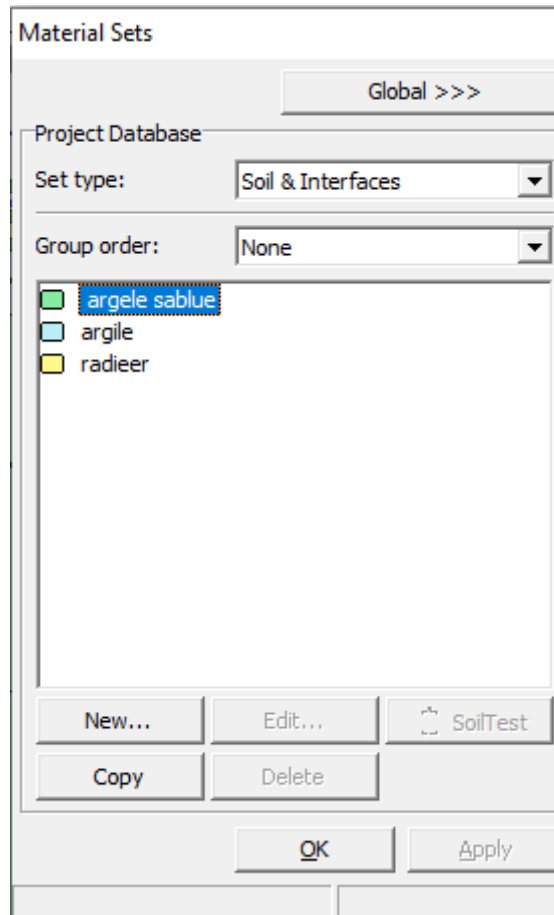


Figure 2 : Liste des matériaux (sole interface)

Mohr-Coulomb - argile

General | Parameters | Interfaces

Material set

Identification:

Material model:

Material type:

General properties

γ_{unsat} : kN/m³

γ_{sat} : kN/m³

Comments

Permeability

k_x : m/day

k_y : m/day

Mohr-Coulomb - argile

General | Parameters | Interfaces

Stiffness

E_{ref} : kN/m²

ν (nu) :

Strength

c_{ref} : kN/m²

ϕ (phi) : °

ψ (psi) : °

Alternatives

G_{ref} : kN/m²

E_{oed} : kN/m²

Velocities

V_s : m/s

V_p : m/s

Figure 3 : Caractéristique de la couche de l'argile

Mohr-Coulomb - argile sablée

General | Parameters | Interfaces

Material set

Identification:

Material model:

Material type:

General properties

γ_{unsat} : kN/m³

γ_{sat} : kN/m³

Comments

Permeability

k_x : m/day

k_y : m/day

Mohr-Coulomb - argile sablée

General | Parameters | Interfaces

Stiffness

E_{ref} : kN/m²

ν (nu) :

Strength

c_{ref} : kN/m²

ϕ (phi) : °

ψ (psi) : °

Alternatives

G_{ref} : kN/m²

E_{oed} : kN/m²

Velocities

V_s : m/s

V_p : m/s

Figure4 : Caractéristique de la couche de l'argile sableux

Linear Elastic - radieer

General | Parameters | Interfaces

Material set

Identification:

Material model:

Material type:

General properties

γ_{unsat} : kN/m³

γ_{sat} : kN/m³

Comments

Permeability

k_x : m/day

k_y : m/day

Linear Elastic - radieer

General | Parameters | Interfaces

Stiffness

E_{ref} : kN/m²

ν (nu) :

Alternatives

G_{ref} : kN/m²

E_{oed} : kN/m²

Velocities

V_s : m/s

V_p : m/s

Figure 5 : Caractéristique de radier

$$E_A = E_{bét} \times \frac{\pi \times D^2}{4 \times S_h}$$

$$E_i = E_{bét} \times \frac{\pi \times D^4}{64 \times S_h}$$

$$E_A = 20 \times 10^6 \times \frac{\pi \times 1^2}{4 \times 3} = 5235987.756 \text{ KN/m}$$

$$E_i = 20 \times 10^6 \times \frac{\pi \times 1^4}{64 \times 3} = 327249.234 \text{ KNm}^2/\text{m}$$

$$\omega = \delta_{eff} \times d \times 1$$

$$E_{eff} = \frac{5235987.756}{0.866} = 6046175.238 \text{ KN/m}$$

$$\delta_{eff} = \frac{6046175.238 \times 25}{20 \times 10^6} = 7.557 \text{ KN/m}^3$$

$$\omega = 7.557 \times 0.866 \times 1 = 6.544 \text{ KN/m/m}$$

Plate properties [X]

Material set

Identification:

Material type:

Comments

Properties

EA : kN/m

EI : kNm²/m

d : m

w : kN/m/m

v :

M_p : kNm/m

N_p : kN/m

Rayleigh α :

Rayleigh β :

Figure 6 : Propriété de pieux

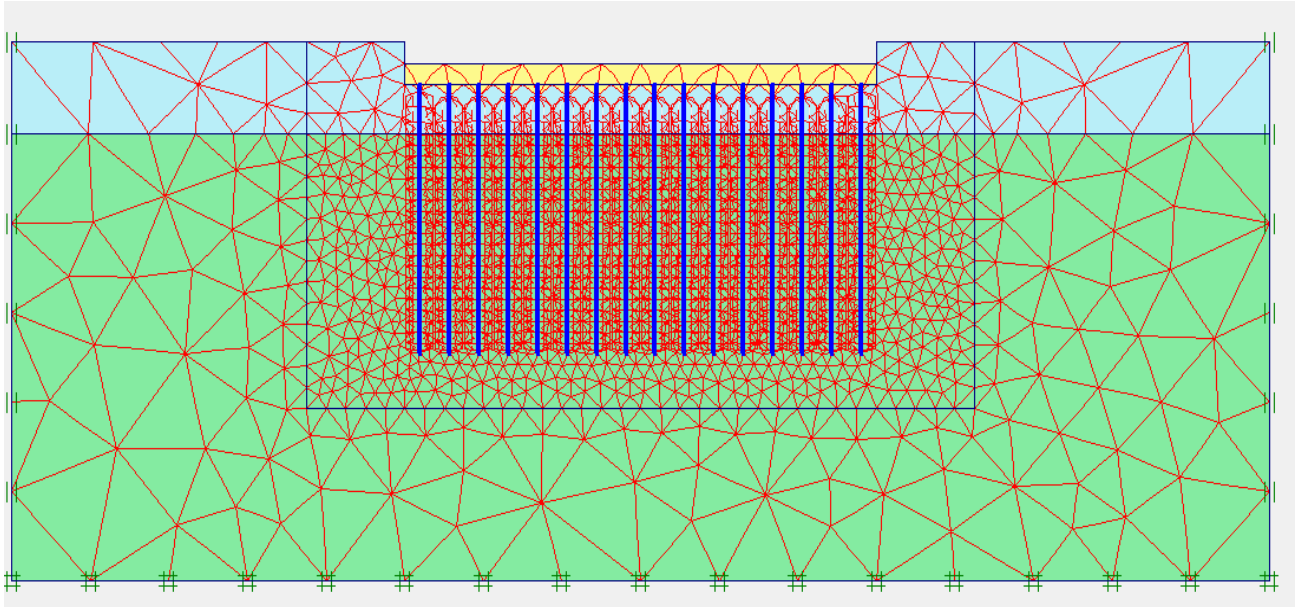
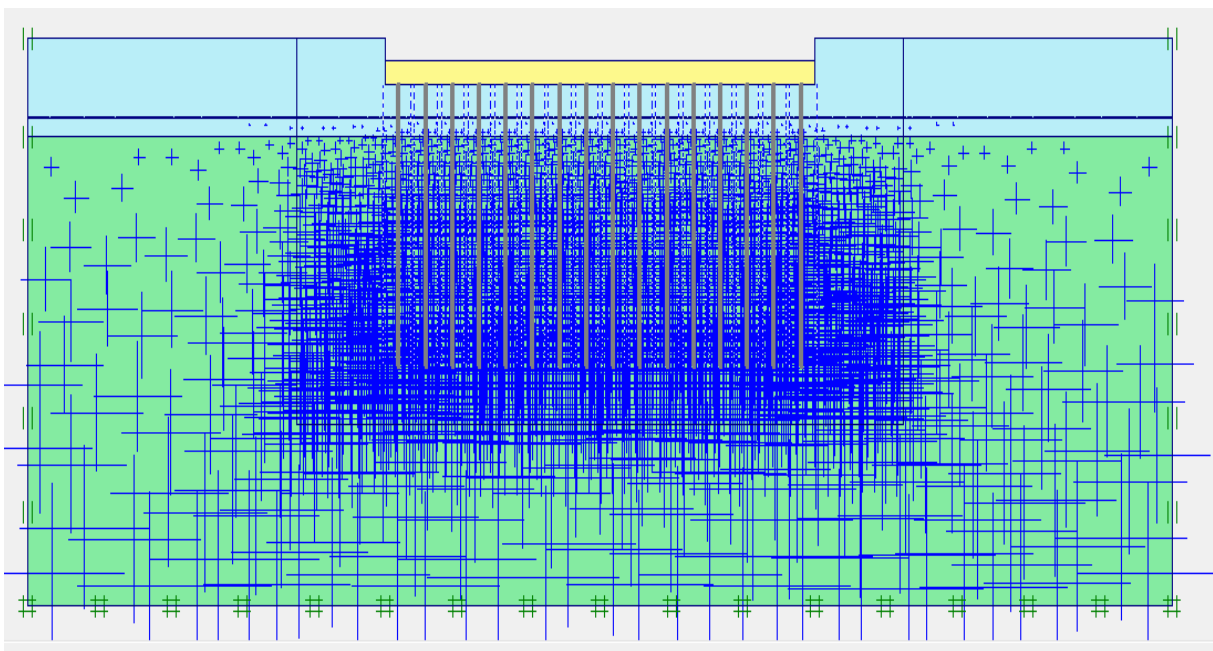


Figure 7: Maillages raffiné ou tour de l'ouvrage



Active pore pressures
Extreme active pore pressure -422.44 kN/m^2
(pressure = negative)

Figure 8 : La pression interstitielle

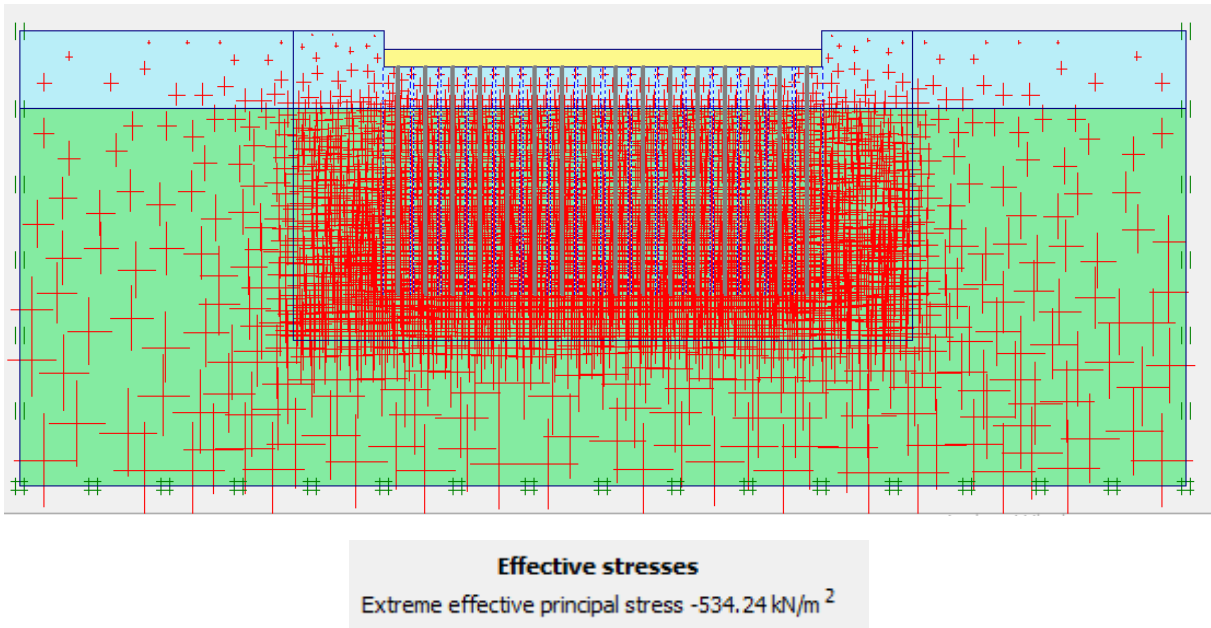


Figure 9: La pression effective

Plaxis 8.5 Calculations - mémoire pieux.PLX

File Edit View Calculate Help

Output...

General Parameters Multipliers Preview

Control parameters
Additional Steps: 250

Reset displacements to zero
 Ignore undrained behaviour
 Delete intermediate steps

Iterative procedure
 Standard setting
 Manual setting

Loading input
 Staged construction
 Total multipliers
 Incremental multipliers

Time interval : 0.0000 day
Realised end time : 0.0000 day

Advanced... Define... GW Flow...

Next Insert Delete...

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0.00 ...	0	0
<input checked="" type="checkbox"/> <Phase 1>	1	0	Plastic analysis	Staged construction	0.00 ...	1	1
<input checked="" type="checkbox"/> <Phase 2>	2	1	Plastic analysis	Staged construction	0.00 ...	2	3

Figure 10 : Activation de phases 1 de calcul

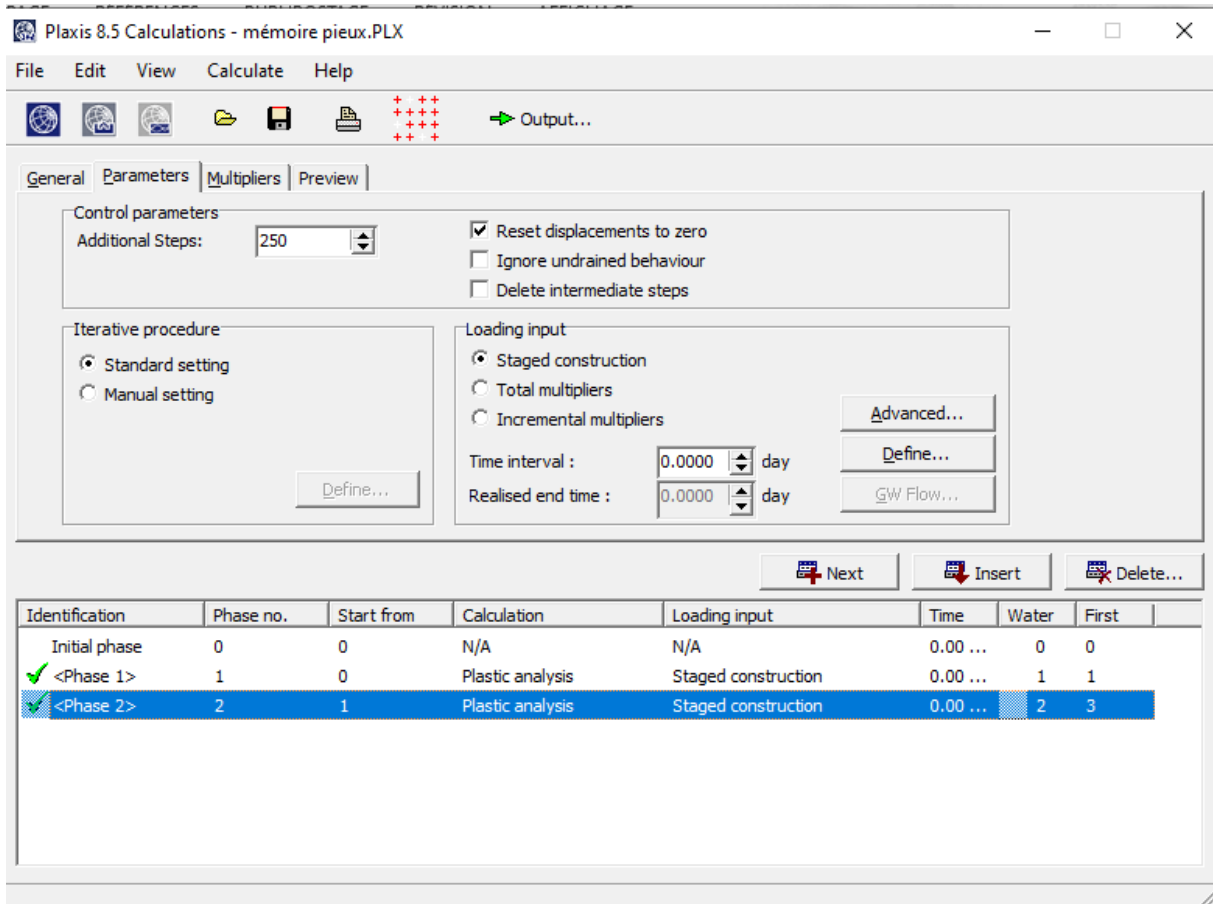


Figure 11: Activation de phases 2 de calcul