

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université M'Hamed Bougarra Boumerdes Faculté des technologies

Faculté de technologies

Département de Génie Civil



*Mémoire de fin d'études*

*En vue de l'obtention du diplôme Master en Génie Civil*

*OPTION : Géotechnique*

**Thème**

***Etude des fondations d'une habitation  
(R+6+étage attique+ entre sol) à  
TIZI-OUZOU***

Présenté par :

❖ BOUGHEDDA LAMIA

Promoteur :

Mr: BELARBI Abdelkader

2023/2024

# Résumé

Après le grand et rapide développement mondial de la technologie pour l'étude des pieux et ses vastes domaines d'application dans le domaine du génie civil.

L'utilisation des fondations sur pieux est devenue une source de grande préoccupation pour les ingénieurs d'études, les entrepreneurs, les bureaux de surveillance et les centres de recherche.

Mon travail porte principalement sur : les généralités sur les fondations, notamment les pieux, leurs types et applications.

Pour éclairer mon modeste travail, j'ai utilisé certains résultats d'essais sur site et des résultats d'essais en laboratoire. J'ai utilisé ces résultats pour calculer la capacité portante des pieux isolé et groupe des pieux et le tassement, et à titre de comparaison nous avons utilisé deux méthodes différentes : le calcul manuel et le calcul via le programme Goe5.

J'ai observé un bon accord pour les résultats obtenus à partir de ces deux méthodes

## ملخص

بعد التطور العالمي الكبير والسريع للتكنولوجيا لدراسة الاكوام ومجالات تطبيقها الواسعة في مجال الهندسة المدنية. أصبح استخدام الأساسات العميقة مصدر اهتمام كبير لمهندسي الدراسات والمقاولين ومكاتب المراقبة ومراكز الأبحاث. يتعلق عملي بشكل رئيسي بما يلي: العموميات المتعلقة بالأساسات، وخاصة الأكوام وأنواعها وتطبيقاتها. ولتسليط الضوء على بحثي المتواضع، استخدمت بعض نتائج اختبارات الموقع ونتائج اختبارات المختبر من مختبر التربة. استخدمت هذه النتائج لحساب قدرة تحمل لكومة معزولة ومجموعة من الاكوام وحساب التسوية، وللمقارنة استخدمنا

طريقتين مختلفتين : الحساب اليدوي والحساب عبر Goe5.

لقد لاحظت اتفاقاً جيداً للنتائج التي تم الحصول عليها من هاتين الطريقتين.

**الكلمات الرئيسية:**

الاسس العميقة – الركائز-الاختبارات في الموقع-برمجة جيوفايث

## ***REMERCIEMENTS***

*Je tiens Tout d'abord, à remercier ALLAH qui m'a éclairé, m'a ouvert les portes de la connaissance et m'a donné la volonté et le courage de faire ce travail.*

*Un grand merci à mes parents qui m'ont accompagné et m'ont encouragé à atteindre ce jour.*

*Je tiens à remercier M. Belarbi Abdelkader pour ses orientations et ses conseils.*

*Mon respect et mes remerciements aux membres du jury qui ont eu l'honneur d'examiner et de juger mon travail.*

*Je tiens à remercier tous nos professeurs de la branche Génie Civil (Géotechnique) pour leurs orientations et conseils tout au long de mon parcours académique.*

## ***DEDICACES***

*A mes parents qui ont suivi avec attention et un grand intérêt Mon parcours et ont mis à ma disposition tous les moyens requis Pour mon éducation et mon instruction.*

*A mes chers frères et sœurs.*

*A tous les membres de ma famille, et tous mes amis proches*

*A tous ceux qui ont de près ou de loin participé à la réalisation de ce travail*

***BOUGHEDDA LAMIA***

# SOMMAIRE

Introduction générale.....1

## Chapitre 1 : Généralité sur les fondations

I.1 Introduction :	2
I.2 Définition :	2
I.3 Le rôle des fondations :	3
I.3.1 Le Rôle principal :	3
I.3.2 Rôles secondaires :	4
I.4 Fonctionnement des fondations	4
I.4.1 Fonctionnement mécanique d'une fondation.....	5
I.4.2 Répartition des efforts sous une fondation :	6
I.5 Types de fondations :	6
I.5.1 Les fondations superficielles.....	8
I.5.1.1 Définition	9
I.5.1.2 Type des fondations superficielles	9
I.5.1.2.1 Les fondations filantes	8
I.5.1.2.2 Les fondations isolées :	8
I.5.1.2.3 Les fondations radiers :	9
I.5.2 Fondation semi-profonde :	10
I.5.2.1 Définition :.....	11
I.5.2.2 Les puits.....	10
I.5.3 Fondation profonde :	11
I.5.3.1 Définition	12
I.5.3.2 Les pieux.....	12
I.5.3.2.1 Définition	12
I.5.3.2.2 Classification des pieux (type des pieux).....	12
I.5.3.2.3 Pieux refoulante le sol à la mis en place	13
I.5.3.2.4 Pieux no refoulante pas le sol à la mis en place	18

I.5.3.3.5	Domaine d'utilisation des pieux .....	24
I.5.3.4.6	Coix du type de pieux .....	25
I.5.3.2.7	Récepape des pieux .....	26
I.5.3.2.8	Comportement des groupe des pieux .....	28
I.5.3.3.	Pathologie des fondations profonde.....	29
I.6	Statistiques sur la rupture des fondations : .....	27
A.	Concernant les accidents de fondations superficielles.....	27
B.	Fondations profondes : .....	27
I.7	Facteurs intervenants dans le choix du type de fondation : .....	27
I.8	Conclusion .....	27

## **Chapitre 2 : Les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations profonde**

II.1	Introduction : .....	30
II.2	La charge limite : .....	30
II.2.1	Calcul manuel de la capacité d'un pieu (Méthode pressiometrique) .....	31
II.2.2	Calcul manuel de la capacité d'un pieu : ( Méthode traditionnel <i>C et <math>\varphi</math></i> ).....	35
II.2.3	Calcul manuel de la capacité d'un pieu (Méthode Dynamique SPT) .....	38
II.2.4	Calcul manuel de la capacité d'un pieu (Méthode pénétrométrique statique) .....	39
II.3	Conclusion : .....	43

## **Chapitre 3 : Présentation de projet**

III.1	Introduction : .....	45
III.2	Conception architecturale : .....	45
III.3	Situation géographique la zone d'étude .....	45
III.4	Lithologie .....	46
III.5	Evolution paléogéographique et tectonique do Nord Est de la Kabylie.....	46
III.6	Sismicité : .....	48
III.7	Compagne de reconnaissance : .....	49
III.7.1	Nombre des essais réalisés : .....	49
III.7.2	Niveau d'eau : .....	49

III.7.3 Les essais in situ : .....	49
III.7.3.1 L'essai de pénétration carottier (SPT).....	51
III.7.3.1.1 Définition de l'essai.....	51
III.7.3.1.2 Domaine d'application.....	52
III.7.3.1.3 Les résultats de l'essai .....	53
III.7.3.2 Essai préssiométrique.....	53
III.7.3.2.1 Définition de l'essai .....	53
III.7.3.2.2 courbe pressiométrique.....	53
III.7.3.2.3 caractéristique pressiométrique.....	55
III.7.3.2.4 Les paramètres déterminés.....	55
III.7.3.2.5 Résultats de l'essai.....	56
III.7.4 Les essais de laboratoire :.....	55
III.7.4.1 Essai d'identification .....	57
III.7.4.1.1 La Densité.....	57
III.7.4.1.2 La teneur en eau.....	58
III.7.4.1.3 Le degré de saturation .....	58
III.7.4.1.4 Limites d'atterberg.....	58
III.7.4.1.5 Analyse granulométrique .....	59
III.7.4.1.6 Les résultats des essais d'identification .....	60
III.7.4.2 Les essais mécaniques .....	61
III.7.4.2.1 Essai de cisaillement.....	61
III.7.4.2.2 Essai à la compression simple .....	62
III.7.4.2.3 Essai œdométrique.....	62
III.7.4.2.4 Essai chimique .....	63
III.8 Conclusion :.....	62

## **Chapitre 4 : Calcul manuel des fondations de projet**

IV.1 Introduction.....	64
IV.2 Considération générale.....	64

IV.3 Combinaison des actions.....	64
IV.4 Calcul de capacité portante et la charge critique.....	65
IV.4.1 À partir des paramètres C et $\phi$ .....	66
IV.4.2 Evaluation à partir de l'essai pressiométrique .....	68
IV.4.3 Application numérique .....	71
IV.5 Calcul de la charge admissible.....	74
IV.5.1 La charge admissible de pieux.....	75
IV.6 Tassement d'un pieux isolé :.....	75
IV.7 Calcul de nombre des pieux .....	75
IV.7.1 Répartition des pieux sous le radier.....	76
IV.8 Capacité portante d'un groupe de pieux.....	77
IV.9 Calcul de coefficient d'efficacité :.....	77

## **Chapitre V : Calcul numérique**

V.1 Introduction : .....	80
V.2 Définition de logiciel Geo 5 : .....	80
V.3 Modélisations du projet par Geo 5 2019 .....	80
V.3.1 Crée le projet et réglé l'unité de travail :.....	80
V.3.2 Choix de la norme .....	82
V.3.3 Définition des épaisseurs des couches du sol.....	82
V.3.4 Paramètres des matériaux.....	83
V.3.5 Insertion des chargements .....	86
V.3.6 Les dimensionnements de pieux : .....	87
V.3.7 Choix de type des matériaux (béton,acier).....	88
V.3.8Mettre la nappe d'eau phréatique .....	89
V.3.9 Vérification de la capacité portante du pieu.....	90
V.3.10 Vérification de tassement de pieux : .....	91
V.3.11 Diagrammes des efforts et ferrailage du pieu .....	92
V.4 Groupements des pieux .....	94
V.4.1 Dimensionnement de pieux sur le radie :.....	94
V.4.2 Les dimensionnements d'ancrage de pieux : .....	94

V.4.3 Insertion des chargements .....	95
V.4.4 Vérification de la capacité portante de groupe des pieux : .....	96
Conclusion générale.....	97

# Liste des Figures

## Chapitre I :

Figure I-1 Caractéristique géométrique d'une fondation superficielle et profonde .....	2
Figure I-2 La structure porteuse transmet toutes ces charges au sol par l'intermédiaire des fondations .....	3
Figure I-3 Mécanisme des fondations .....	5
Figure I-4-Action mécanique des fondations superficielles.....	5
Figure I-5-Répartition des efforts sous un fondation.....	6
Figure I-6-Types de fondations. ....	7
Figure I-7-Classification de types des fondations en fonction de l'ancrage .....	7
Figure I-8 fondation filante .....	8
Figure I-9-fondation isolé.....	9
Figure I-10-fondation radier.....	9
Figure I-11 Type de fondation semi-profonde .....	10
Figure I-12 Pieux battu en béton préfabriqué.....	13
Figure I-13 Pieux métallique battu .....	14
Figure I-14 Pieux battu pilonné.....	14
Figure I-15 Pieux battus moulé .....	15
Figure I-16 Pieux vissé moulé (atlas).....	16
Figure I-17 Pieux foré simple.....	17
Figure I-18 Pieux foré a la boue et barrette.....	17
Figure I-19 Pieux foré tubé .....	18
Figure I-20 Pieux à la tarière creuse.....	19
Figure I-21 Micropieux .....	20
Figure I-22 Les étapes de technique Recépieux.....	24

## Chapitre II :

Figure II-2 courbe de chargement axial d'un pieu.....	31
Figure II-3 Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre .....	34
Figure II-4 Frottement latéral unitaire limite le long du fut du pieu .....	34
Figure II-5 Définition de la résistance de pointe équivalente au pénétromètre statique .....	40

### **Chapitre III :**

Figure III-1-La carte géographique de la wilaya de Tizi Ouzou.....	46
Figure III-2- Localisation du site étudié par Google earth.....	47
Figure III-3 Localisation du site étudié par Google MAs .....	47
Figure III-4- Carte des zonage sismique .....	48
Figure III-5- Schéma de pénétration carottier (SPT) .....	50
Figure III-6-Schéma de pressiometrique.....	51
Figure III-7-Courbe pressiometrique théorique .....	52
Figure III-8-Les Limites d'Atterberg.....	57
Figure III-9- classification de la nature du sol .....	57

### **Chapitre IV :**

Figure IV-1 Frottement latéral unitaire limite le long du fut du pieu .....	70
Figure IV-2 distribution des pieux sous le radier.....	77

### **Chapitre V :**

Figure V-1 Créé le projet et réglé l'unité de travail .....	81
Figure V-2 réglé l'unité de travail.....	81
Figure V-3 Choix de la norme (France – EN 1997).....	82
Figure V-4 Détermination des profondeurs et épaisseurs des couches .....	83
Figure V-5 Caractéristiques de la couche d'argile limoneuse .....	84
Figure V-6 Caractéristiques de la couche d'argile bleuâtre.....	84
Figure V-7 Caractéristiques de la couche de la marne.....	85

Figure V-8 Attribution des épaisseurs avec leurs propre type de couche .....	86
Figure V-9 Insertion des forces et des moments .....	87
Figure V-10 Insertion de la géométrie du pieu .....	88
Figure V-11 Choix du type des matériaux .....	89
Figure V-12 Insertion de la profondeur de la nappe phréatique .....	90
Figure V-13 Résultat donné par logiciel Geo5 de la vérification du pieu.....	91
Figure V-14 Résultat donné par logiciel Geo5 de tassement de pieu (graphiquement).....	91
Figure V-15 Résultat donné par logiciel Geo5 de tassement de pieu .....	92
Figure V-16 Diagrammes des forces et ferrailage des pieux .....	93
Figure V-17 les résultats de déplacement .....	93
Figure V-18 Répartition des pieux sous le radier avec logiciel .....	94
Figure V-19 Les dimensionnements d'ancrage de pieux .....	95
Figure V-20 Insertion des forces .....	96
Figure V-21 Résultat donné par logiciel Geo5 de la vérification du groupe des pieux .....	97

# Liste des Tableaux

## Chapitre I :

Tableau I-1-Classification des pieux

## Chapitre II :

Tableau-II-1 Valeurs du facteur de portance $k_p$ .....	32
Tableau-II-2 coefficients réducteur $\rho_s$ et $\rho_{ps}$ pour les profilés métalliques ouverts à la base .....	33
Tableau-II-3 Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire $q_s$ .....	35
Tableau-II-4 Valeur de facteur de force $N_{qmax}$ et $N_{cmax}$ selon l'angle de frottement.....	36
Tableau-II-5 valeur de $N_{cmin}$ selon l'angle de frottement .....	37
Tableau-II-6 les valeurs maximales de coefficients $\beta$ .....	37
Tableau-II-7 les valeurs maximales courant $q_s$ .....	38
Tableau-II 8 Valeur de facteur de portance $k_c$ .....	41
Tableau-II-9 Choix du coefficient $\beta$ et de $q_{smax}$ .....	42

## Chapitre III :

Tableau III-1 Zoning sismique de l'Algérie.....	48
Tableau III-2 le coefficient d'accélération.....	48
Tableau III-3 Les Nombre des essais réalisés .....	49
Tableau III-4 Les résultats de l'essai pressiométrique .....	54
Tableau III-5 Classification des sites .....	54
Tableau III-6 Classification de densité du sol .....	56
Tableau III-7 Classification de plasticité du sol.....	57
Tableau III-8 Les résultats des essais de laboratoire.....	58
Tableau III-9 Les résultats d'Analyse granulométrique.....	58
Tableau III-10 Les résultats l'essai Limites d'Atterberg .....	59
Tableau III-11 Les résultats de l'essai de cisaillement .....	60
Tableau III-12 Classification de résistance à la compression .....	60

Tableau III-13 résultats de l'essai œdométriques.....	61
Tableau III-14 Les résultats Analyses chimiques .....	61

## **Chapitre IV : calcul des fondations profonde**

Tableau IV-1 Valeur de $Q_l$ en cas de chargement vertical.....	65
Tableau IV 1 les valeurs maximales courant $q_s$ .....	69
Tableau IV-3 Valeurs du facteur de portance $k_p$ .....	72
Tableau IV 4 Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire $q_s$ .....	71
Tableau IV 5 les résultats de calcul .....	75

# Liste des symboles

$\gamma_h$  : Poids volumique humide ( $t/m^3$ )

$\gamma_a$ : Poids volumique sec ( $t/m^3$ ).

$S_r$ : Degrés de saturation (%).

$W$  : La teneur en eau naturelle (%).

$W_l$  : Limite de liquidité (%).

$W_p$  : Limites de plasticité (%).

$IP$  : Indice de plasticité (%).

$E$  : Le module de déformation (bar)

$C$  : Cohésion (bar)

$\phi$  : Angle de frottement ( $^\circ$ )

$P_c$  : La Pression de consolidation (bar)

$C_t$  : Le Coefficient de tassement (%)

$c_g$  : Le Coefficient de gonflement(%)

$e$  :Indice des vide initial et final

$C_c$  : Indice de compression(%)

$Q_u$  : capacité portante (bar)

$Q_{pu}$  : la charge limite sous la pointe du pieu(bar)

$Q_{su}$ : la charge limite par frottement de fut du pieu et le sol(bar)

$\rho_p$ : coefficient réducteur de l'effort de pointe

$A$  : aire de la section droite du pieu(  $m^2$ )

$q_{pu}$ : contrainte limite de pointe

$k_p$ : coefficient de portance équivalente

$\rho_s$  : coefficient réducteur de frottement latérale,

$P$  : périmètre de la section droite du pieu(m)

$q_s$  : frottement latérale unitaire de la couche ,

$e_i$  : épaisseur de la couche

$D_e$  : La hauteur d'encastrement équivalente(m)

$P_{le}^*$  : la pression limite équivalente

$P_{l^*}$  : la pression limite équivalente a la profondeur

$B$ =le diamètre de pieu (m)

$Q_c$  : La charge de fluage (bar)

$Q_n$  : La charge admissible de pieux (bar)

$Q_g$  : Capacité portante d'un groupe de pieux(bar)

$D$  : L'ancrage de la fondation (m)

$N_\gamma$  ,  $N_c$  et  $N_q$  : Facteurs de portance.

$F$  : Coefficient de sécurité

### Introduction générale

Les fondations sont des éléments fondamentaux dans un projet de construction car la pérennité de l'ouvrage dépend de leur qualité. Les fondations reprennent et transmettent au sol toutes les charges - permanentes, accidentelles et charges d'exploitation. Il est donc important qu'elles soient calculées et réalisées avec le plus grand soin.

Cela donne à la fondation une place importante qui en fait un point névralgique pour une construction. Ainsi les risques doivent être minimisés le plus possible. Ceux-ci ne viennent pas que de la structure supportée mais aussi du milieu environnant, notamment le sol. Celui-ci est en effet un matériau comme un autre à la différence qu'il est souvent très hétérogène et que par son côté naturel est en partie inconnu. Or la nature, la résistance mécanique d'un sol peut faire toute la différence sur la construction. On perçoit alors l'importance de la connaissance de la nature des sols d'assise. Cette connaissance du sol se fait par des essais en laboratoire ou sur le terrain. Ceux-ci définiront donc ses caractéristiques, ce qui prendra une part importante dans le choix final du type de fondation, Car c'est en effet dans un sol stable, avec des risques minimisés à court, moyen et long terme de changement physique que l'ancrage des fondations sera préféré.

Alor j'ai posés la question de savoir comment se fait le choix d'une fondation, tout en je intéresse plus aux fondations profondes, sachant qu'il en existe plusieurs types, quels sont les enjeux et enfin quels sont les impacts ?

Les travaux présentés dans ce mémoire à caractère théorique et numérique ont pour but de caractériser le comportement mécanique de l'interface entre le sol et les pieux rigides (en béton), et de modéliser le comportement de pieux isolés sous chargement statique axial et les appliquer sur un groupe de pieu. Ce travail est divisé en cinq chapitres qui sont organisés comme suite :

**Chapitre I :** est consacré à une généralité sur les fondations

**Chapitre II :** qu'a été consacré à les méthodes de calcul de la capacité portante des pieux

**Chapitre III :** est consacré à la présentation de projet et les essais et l'interprétation des essais géotechniques

**Chapitre VI :** calcul manuel des fondations de projet

**Chapitre V :** calcul numérique

# **Chapitre I :**

# **Généralité sur les fondations**

# I. Chapitre 1 : Généralité sur les fondations

## I.1 Introduction :

Les fondations sont des ouvrages géotechniques fréquemment rencontrés dans les projets de construction. Il existe une diversité de configuration en fonction de la nature du sol et de la structure.

La conception de l'encrenage d'un ouvrage dans l'environnement géologique pose souvent davantage de problèmes que la conception de l'ouvrage lui-même, en raison des spécificités de la géotechnique.

On ne dispose en général que d'une connaissance partielle (ou imparfaite) du terrain et des actions qu'exerce l'ouvrage sur le sol, ou de l'évolution future de la configuration du terrain.

Le concepteur doit trouver des réponses à certaines interrogations soit en phase de dimensionnement de l'ouvrage, soit lors de la vérification.

## I.2 Définition :

La fondation est la partie de la structure qui transmet les charges directement au sol. Si le sol proche de la surface du terrain permet de supporter d'une manière convenable les charges transmises par la fondation.

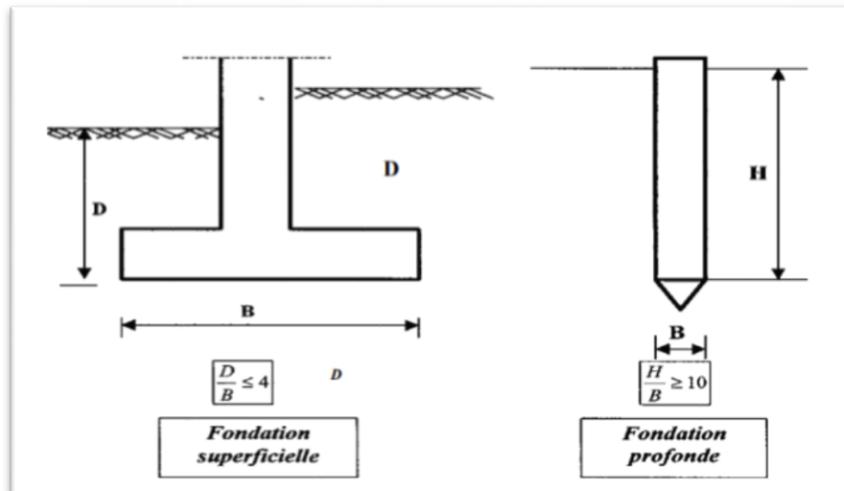


Figure I-1 Caractéristique géométrique d'une fondation superficielle et profonde

On considère habituellement que la fondation est superficielle quand la profondeur  $D$  du niveau de fondation par rapport à la surface du sol est inférieure à **3.0 m (ou 06 fois la largeur  $B$  de la fondation ( $D/B < 6$ ))**.

Si le sol superficiel est incapable de supporter les charges de la construction, alors il faut aller transmettre ces charges au bon sol situé en profondeur.

Ce type de fondation est généralement constitué de pieux en béton armé, béton précontraint ou en acier, battus, foncés ou forés moulés et atteignant quelques dizaines de mètres pour relier la structure au bon sol.

### I.3 Le rôle des fondations :

Un ouvrage quelle que soient sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations. Ains Quel que soit le matériau utilisé, sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau, il existe une fondation.

#### I.3.1 Le Rôle principal :

La structure porteuse d'un ouvrage supporte différentes charges telles que :

❖ *Charges verticales :*

- comme les charges permanentes telles que le poids des éléments porteurs, le poids des éléments non porteurs,
- comme les charges variables telles que le poids des meubles, le poids des personnes..., le poids de la neige

❖ *Charge horizontale :*

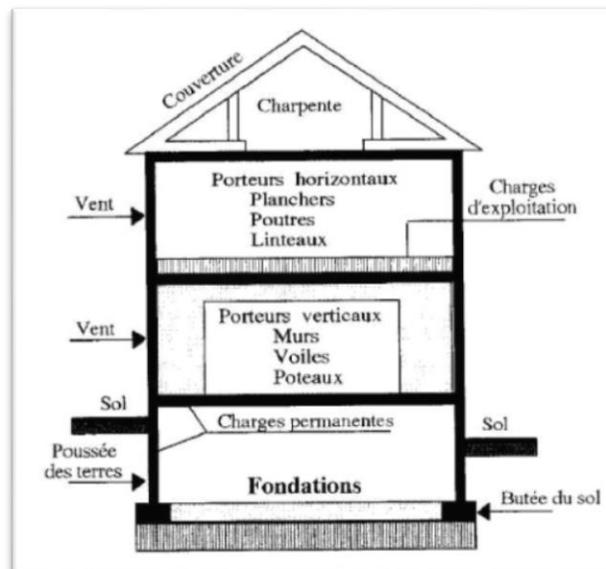


Figure I-2 La structure porteuse transmet toutes ces charges au sol par l'intermédiaire des fondations

- comme des charges permanentes telles que la poussée des terres,
- comme charges variables telles que la poussée de l'eau ou du vent.

### I.3.2 Rôles secondaires :

- a) La fondation doit résister elle-même aux charges et doit être calculée en conséquence.
- b) L'ensemble ouvrage – fondation - sol doit être en équilibre stable. Il ne doit pas y avoir possibilité de mouvement.
  - **Pas de glissement horizontal** : L'adhérence sol – fondation doit empêcher les forces horizontales (poussées du vent, des terres...) de pousser l'ouvrage horizontalement.
  - **Pas de basculement** : Les charges horizontales ont tendance à faire basculer l'ouvrage car elles créent un moment. Les forces verticales (poids) doivent les contrebalancer.
  - **Pas de déplacement vertical** : Le sol doit être suffisamment résistant pour éviter l'enfoncement du bâtiment de manière uniforme ou dissymétrique (tassements différentiels entre deux parties solidaires de l'ouvrage) et le bâtiment doit être suffisamment lourd pour éviter les soulèvements dus à l'action de l'eau contenue dans le sol (poussée d'Archimède).
- c) Une fondation doit être durable : Toutes les précautions devront être prises dans les dispositions constructives, le choix et l'emplacement des matériaux, ainsi que dans la mise en œuvre.
- d) Une fondation doit être économique : Le type de fondation, les matériaux employés et la mise en œuvre doivent être le moins coûteux possible.

## I.4 Fonctionnement des fondations

Un mur ou un poteau supporte une partie des charges de l'ouvrage et compte-tenu de ses faibles dimensions, risquent de poinçonner le sol. C'est pour cela que sous un mur et un poteau, on place une fondation qui permet de répartir la même charge mais sur une surface horizontale plus importante et donc de diminuer la pression exercée sur le sol, c'est à dire de diminuer la force exercée sur le sol par unité de surface.

Il faudra toujours s'assurer que la pression exercée par la fondation sur le sol est inférieure à la pression que peut supporter le sol. La pression que peut supporter le sol a été déterminée grâce aux essais de reconnaissance de sol. Cette pression s'appelle contrainte et est notée  $\sigma$ .

$$\sigma = F/S$$

Son unité est le **MPa = MN/m<sup>2</sup>**.

La pression exercée à la surface du sol entraîne des pressions dans les couches de sol situées en dessous jusqu'à une certaine profondeur qui varie suivant le type de fondations et la charge appliquée.

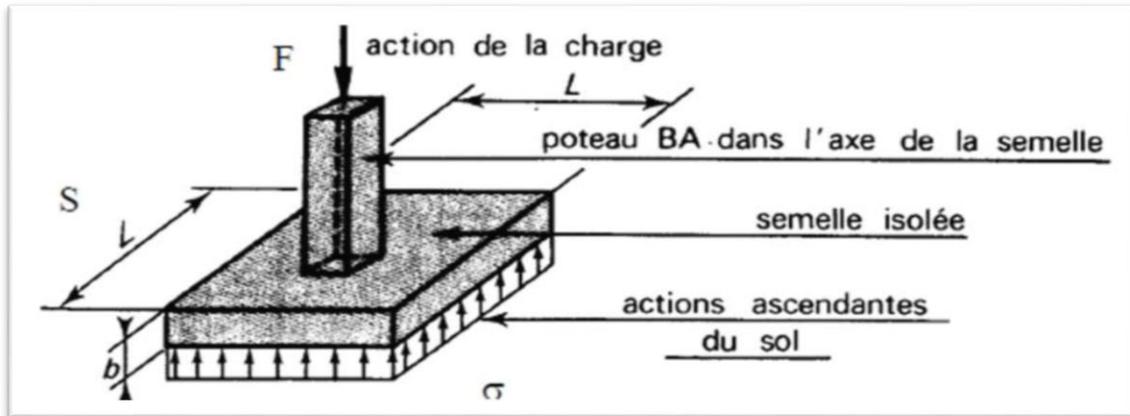


Figure I-3 Mécanisme des fondations

### I.4.1 Fonctionnement mécanique d'une fondation

Le schéma de principe du fonctionnement d'une fondation est celui de l'action réaction. Voir **figure I-4**

On voit donc bien que la fondation proprement dite doit non seulement 'résister' à la charge issue de la superstructure que l'on note **P** mais doit aussi reprendre la réaction du sol de fondation que l'on note **R** : la fondation pour ainsi dire est prise en sandwich.

Ce qui nous amène à dire que le dimensionnement d'une fondation est mené simultanément en considérant l'élément structural proprement dit (la fondation) ainsi que le sol de fondation lequel doit répondre à certaines exigences.

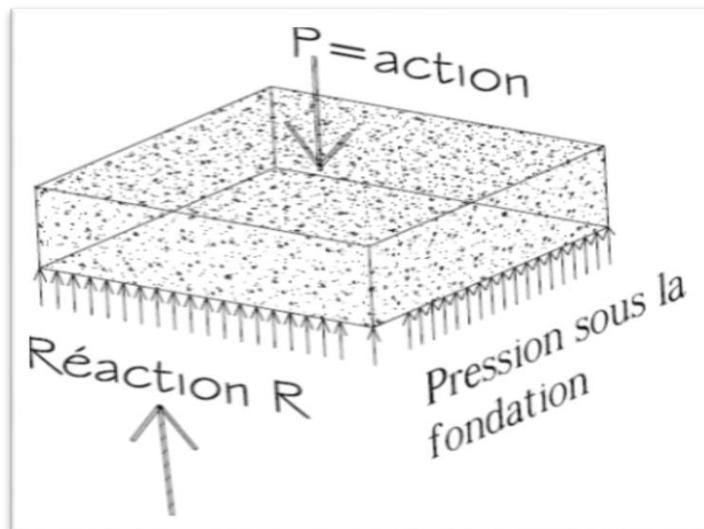


Figure I-4-Action mécanique des fondations superficielles

## I.4.2 Répartition des efforts sous une fondation :

L'action verticale **P** issue des différentes charges et surcharges est en réalité appliquée sous forme de pression sur le sol de fondation. En vertu du principe de l'action et de la réaction le sol réagit en développant aussi une pression. On écrit alors :

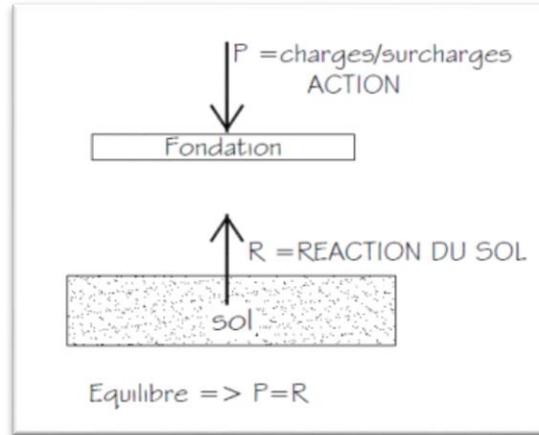


Figure I-5-Répartition des efforts sous un fondation

$$\sigma_{sol} = \frac{P}{A * B}$$

Avec :

$\sigma_{sol}$  : Pression appliquée au sol par l'ouvrage.

Pour que le système sol – fondation soit en équilibre il faut que la force de réaction du sol de fondation **R** soit égale à la force transmise par la fondation

## I.5 Types de fondations :

Si on désigne par **D** la profondeur d'encastrement de la fondation dans le sol, par **B** sa largeur et par **L** sa longueur, on distingue 3 types de fondations :

- Fondation superficielle :  $D/B \leq 6$
- Fondation semi-profonde :  $6 \leq D/B \leq 10$
- Fondation profonde :  $D/B \geq 10$

Avec

- **D** : profondeur de la fondation
- **B** : largeur de la fondation.

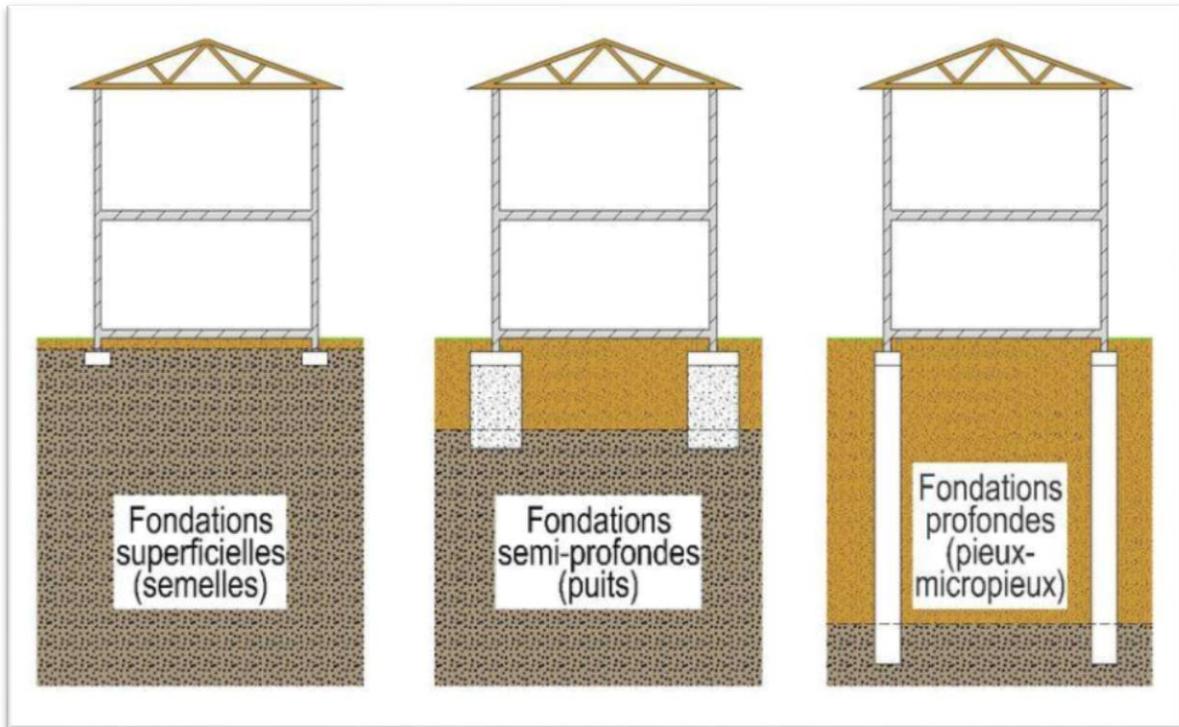


Figure I-6-Types de fondations.

D'autres classifications ne considèrent que 2 types de fondations :

- Les fondations superficielles
- Les fondations profondes

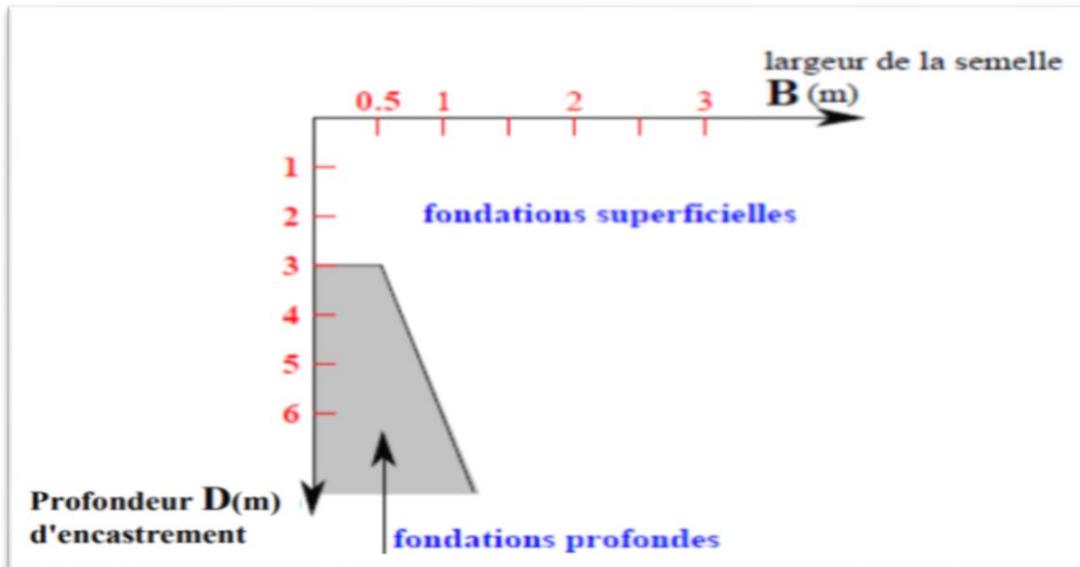


Figure I-7-Classification de types des fondations en fonction de l'ancrage

## I.5.1 Les fondations superficielles

### I.5.1.1 Définition :

La fondation superficielle, appelée aussi fondation directe, transmet directement les efforts sur les couches proches de la surface, elle est utilisée sur un terrain de bonne qualité, ce qui signifie que le sol doit posséder une bonne capacité portante, c'est le type des fondations le plus courant. Suivant la résistance du terrain, et l'importance de la structure on choisit le type de fondation superficielle.

### I.5.1.2 Les type de fondations superficielles :

#### I.5.1.2.1 Les fondations filantes :

Les fondations filantes sont généralement de largeur **B** modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur **L** ( $L/B > 10$  pour fixer les idées).

Lorsque la descente de charges n'est plus concentrée, on met logiquement en œuvre une fondation de type filante, c'est à dire continue sous l'objet fondé.

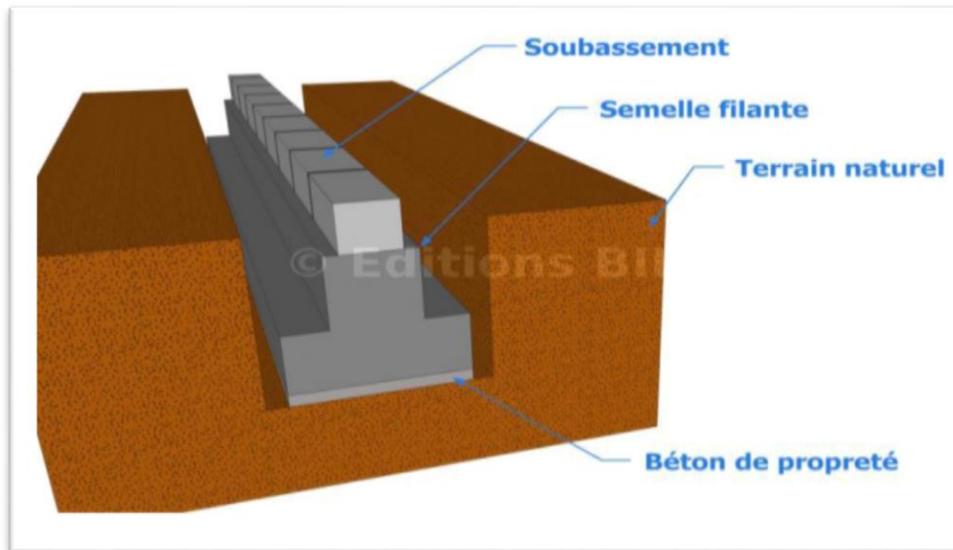


Figure I-8 fondation filante

#### I.5.1.2.2 Les fondations isolées :

Les fondations isolées présentant une géométrie proche du carré (ou du rond), les dimensions en plan **B** et **L** sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ( $B/L = 1$ ) et les semelles circulaires de diamètre **B**.

Ce type de fondation est mis en œuvre dans le cadre d'un bâtiment présentant des descentes de charges concentrées (poteaux, longrines sous murs).

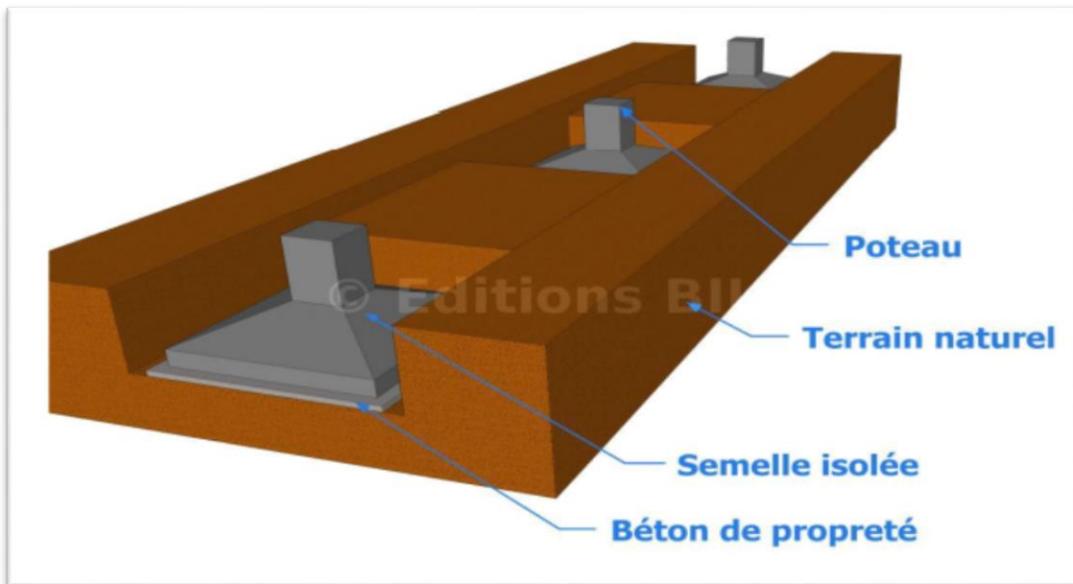


Figure I-9-fondation isolé

### I.5.1.2.3 Les fondations radiers (les dalles) :

Les radiers ou les dalles ont des dimensions **B** et **L** importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

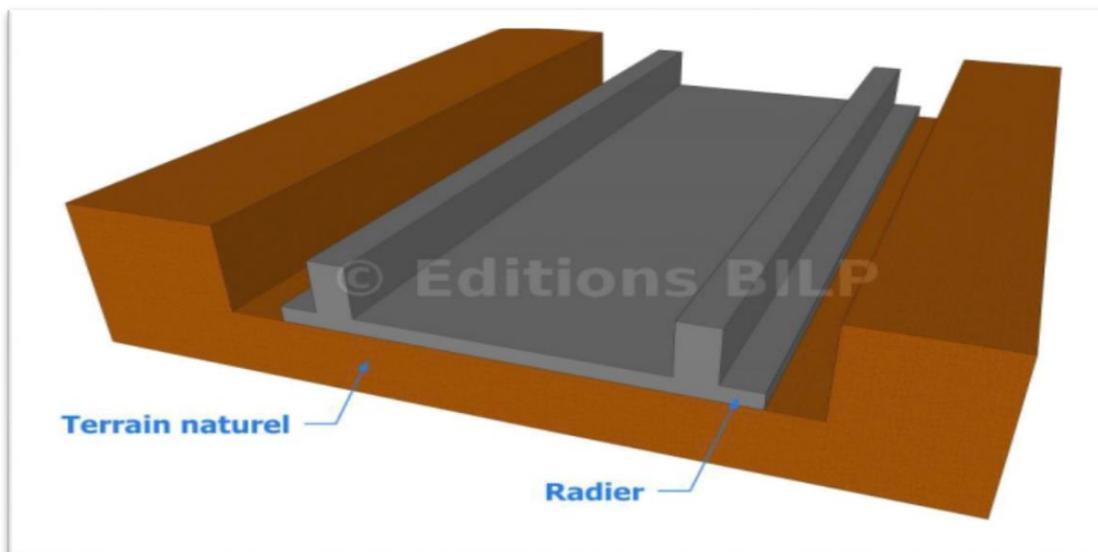


Figure I-10-fondation radier

## I.5.2 Fondation semi-profonde

### I.5.2.1 Définition :

Une fondation semi-profonde est un ouvrage ponctuel, généralement en béton armé qui permet de transmettre les charges d'une structure, telle qu'un bâtiment, vers le sol, à une profondeur d'environ **3 à 6 m**. Ce type de fondations est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes comme les pieux ne sont pas nécessaires, ce qui évite un coût trop important.

Les fondations semi-profondes sont de plus en plus remplacées par des fondations superficielles couplées à des techniques d'amélioration de sol, comme les inclusions rigides ou, technique plus ancienne, les colonnes ballastées.

### I.5.2.2 Type de fondation semi-profonde :

#### I.5.2.2.1 Les puits :

Pour un sol d'assise compris entre **3 et 8 m**, les puits sont la technique de fondation recommandée. Les puits sont creusés à l'aide d'une pelle mécanique ou d'une benne preneuse, pour le réglage du fond il est nécessaire de procéder à une intervention manuelle. Selon la qualité des sols le blindage peut être prévu, provisoire (bois ou cercle métallique) ou définitifs (viroles en béton)

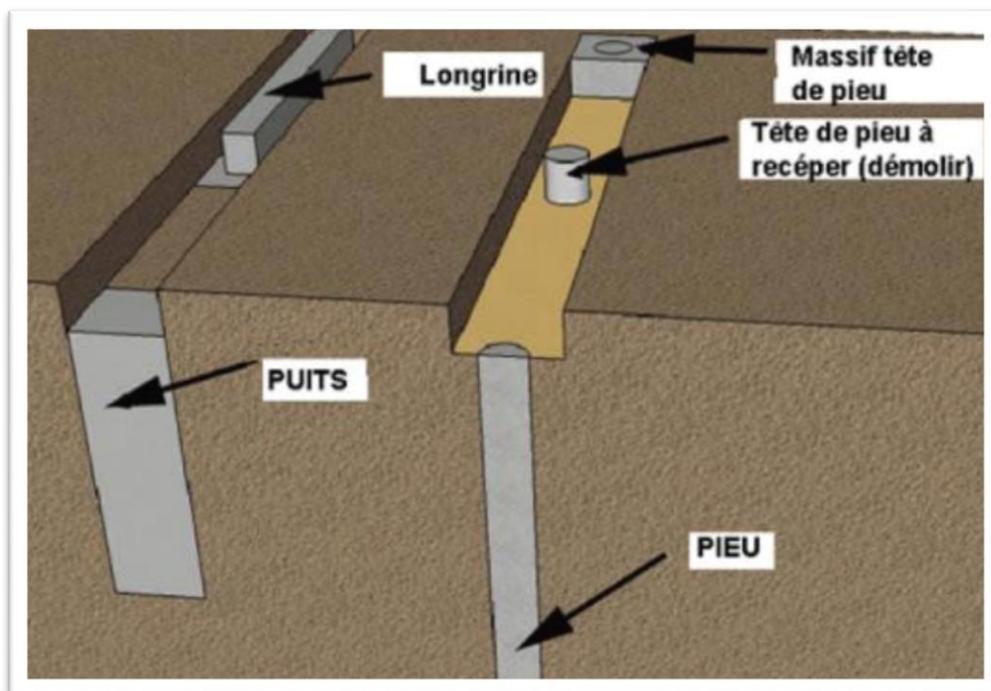


Figure I-11 Type de fondation semi-profonde

### I.5.3 Fondation profonde :

#### I.5.3.1 Définition :

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondations superficielles. Une fondation profonde est caractérisée par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges appliquées :

- Résistance en pointe.
- Par frottement latéral.
- Résistance de pointe et frottement latéral (cas courant).

#### I.5.3.2 Les pieux :

##### I.5.3.2.1 Définition :

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles.

Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes. Les trois parties principales d'un pieu sont la tête, la pointe, et le fut compris entre la tête et la pointe.

La longueur d'ancrage  $H$  est la longueur de pénétration du pieu dans les couches des terrains résistantes.

##### I.5.3.2.2 Classification des pieux (type des pieux) :

Traditionnellement, on classe les pieux :

- Soit suivant la nature du matériau constitutif : bois, métal, béton ;
- Soit suivant le mode d'introduction dans le sol.

Les pieux peuvent être classés selon le tableau I.1 adaptés par, on distingue 9 classes :

- Pieux forés (**Classe 1**) sans refoulement ;
- Pieux forés tarière creuse (**Classe 2**) sans refoulement ;
- Pieux vissés (**Classe 3**) avec refoulement ;
- Pieux battus fermés (**Classe 4**) avec refoulement ;
- Pieux battus acier ouvert (**Classe 5**) avec refoulement ;
- Profilés  $H$  battus (**Classe 6**) avec refoulement ;
- Palplanches battues (**Classe 7**) avec refoulement ;
- Micropieux (**Classe 8**) sans refoulement

Les pieux peuvent aussi être classés selon les paramètres regroupés dans le tableau I.1, adapté du Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations.

**Tableau I-1-Classification des pieux (adapté de MCIF, 2006)**

Classification selon	Type de pieux
Mode d'installation	Battu, foré, tubé, vissé, moulé
Nature matériau	Acier, béton, bois, béton précontraint
Géométrie et forme	Vertical (section variable ou uniforme base élargie) incliné
Rigidité	Long (flexible) court (rigide)
Type de structure	Tour, machinerie, bâtiment
Déplacement du sol	Subissant un grand déplacement, un faible déplacement, ne subissant pas de déplacement
Mode de fonctionnement	Friction, pointe

D'autre part, on distingue trois grandes classes de fondations profondes en fonction de son mode d'exécution :

### **I.5.3.2.3 Pieux refoulant le sol à la mise en place**

Cette catégorie de pieux englobe les pieux battus, les pieux foncés et les pieux battus moulés. En ce qui concerne les pieux battus, il s'agit d'une manière générale de pieux métalliques et de pieux préfabriqués en béton armé. Pour la seconde ils sont souvent des pieux battus moulés. Les principaux types de pieux actuels entrant dans ce groupe sont les suivants :

#### **❖ Pieu battu en béton préfabriqué**

Les pieux battus en béton préfabriqué sont des colonnes en béton précontraint de hautes caractéristiques résistantes, battues dans le sol au moyen d'un mouton diesel ou hydraulique réglable.

Les pieux battus peuvent être faits de bois, de béton préfabriqué, de pieux en **H** en acier, de palplanches en acier ou de pieux tubulaires. Dans certains cas, un pré-forage peut être nécessaire dans un sol dense pour permettre au pieu d'atteindre la profondeur requise.

Ils peuvent être installés dans une seule et même longueur, ou joints pour obtenir des pieux plus profonds.



Figure I-12 Pieux battu en béton préfabriqué

### ❖ Pieux en métallique battu :

Ces pieux, entièrement métallique, constitués d'acier **E24-2** ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (**0,2 à 0,5%**), sont fichés dans le sol par battage, leurs sections sont :

- En forme de **H** ;
- En forme d'anneau (tube) ;
- De forme quelconque, obtenues par sondage de palplanches par exemple (palpieux).

Ils ne sont classés dans ce groupe que si leur base est obturée. Sinon, ils font partie des pieux particuliers.

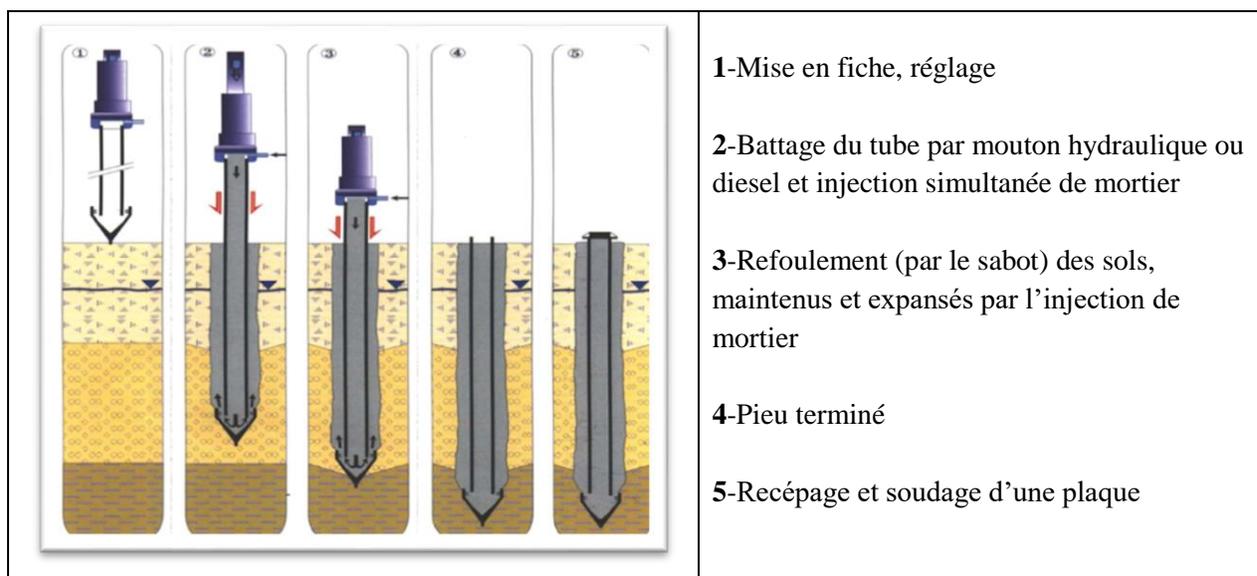


Figure I-13 Pieux métallique battu

❖ **Pieux en métal foncé :**

Ces pieux sont constitués d'éléments cylindrique en béton armé, préfabriquée ou coffrés à l'avancement, de **0,50 à 2,50 m** de longueur et de **30 à 60 cm** de diamètre. Ces éléments sont foncés dans le sol avec l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

❖ **Pieu battu pilonné :**

Le pieu battu pilonné, ou bien le pieu battu tubé de petite diamètre, est un pieu tube perdu foncé par battage intérieur à faible énergie. Le battage est réalisé à l'aide d'un mouton à chute libre frappant un bouchon de béton sec, à l'extrémité inférieure du tube, les éléments de tube sont assemblés par soudure, en fonction de la hauteur libre disponible.

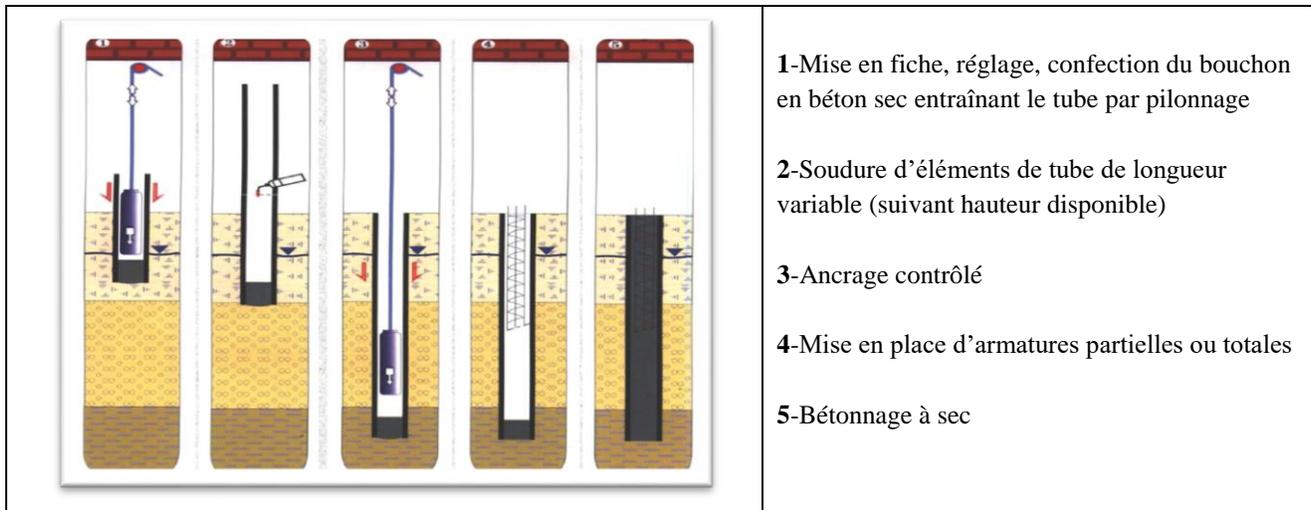


Figure I-14 Pieux battu pilonné

❖ **Pieux battus moulé :**

Un tube métallique, fermé dans le bas par une plaque perdue, est enfoncé dans le sol à l'aide d'un mouton hydraulique.

Le tube est ensuite rempli totalement de béton d'ouvrabilité moyenne avant son extraction.

Le cas échéant, ces pieux peuvent être armés

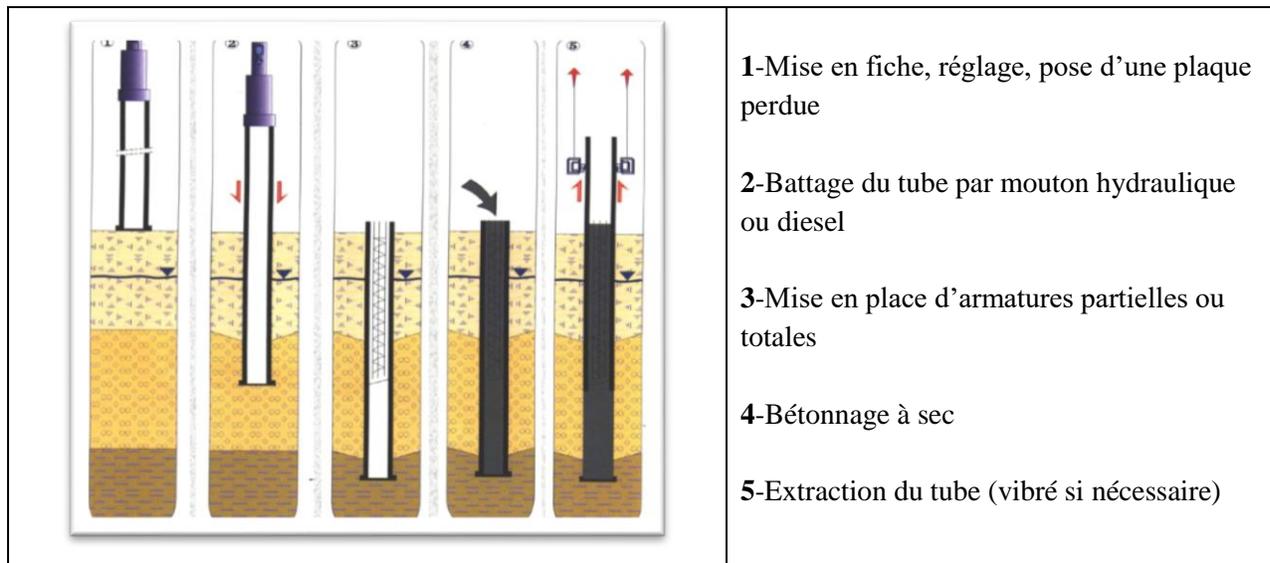


Figure I-15 Pieux battus moulé

### ❖ Pieux battu enrobé

Ce pieu à âme métallique (**acier E24-2 ou similaire**) est constitué de :

- Tubes d'acier de **150 à 500 mm** de diamètre extérieur ;
- Profilés **H** ;
- Caissons formés de profils ou de palplanches à **2,3** ou **4** éléments

Le tube en acier est muni d'un sabot débordant, le mortier est injecté par l'intérieur du tube pendant le battage, un ressort au voisinage du sabot vient pour enrober le pieu en remplissant le vide créé par le débord du sabot.

### ❖ Pieu tubulaire précontraint :

Ce pieu est constitué d'éléments tubulaires en béton légèrement armé, assemblé par précontrainte, antérieurement au battage.

Les éléments ont généralement **1,5 à 3 m** de longueur et **0,70 à 0,90 m** de diamètre intérieur. Leur épaisseur est voisine de **0,15 m**. des passages longitudinaux de **2 à 4 cm** de diamètre sont ménagés pour permettre l'enfilage des câbles des précontraints. La mise en œuvre est normalement faite par battage avec base ouverte.

Le lançage et le havage (benne, émulseur) peuvent être utilisés pour la traversée des terrains supérieurs. Ils sont interdits sur la hauteur de la fiche.

### ❖ Pieux vissé moulé (atlas) :

Ce procédé ne s'applique pas au sol sableux sans cohésion situé sous la nappe n raison des éboulements importants qu'il risquait de provoquer. Cette technique permet de ne pas extraire de matériaux.

Le procédé consiste à faire pénétrer dans le sol par rotation et fonçage un outil hélicoïdal, en forme de vis, surmonté d'une colonne à âme creuse (**permettant le renflement du sol**). L'outil refoule le sol par vissage ou vibrofonçage.

Le béton est injecté dans le forage à la remontée de l'outil (comme les pieux forés à la tarière). Cette technique est envisageable que lorsque le sol présente un caractère apte au renflement.

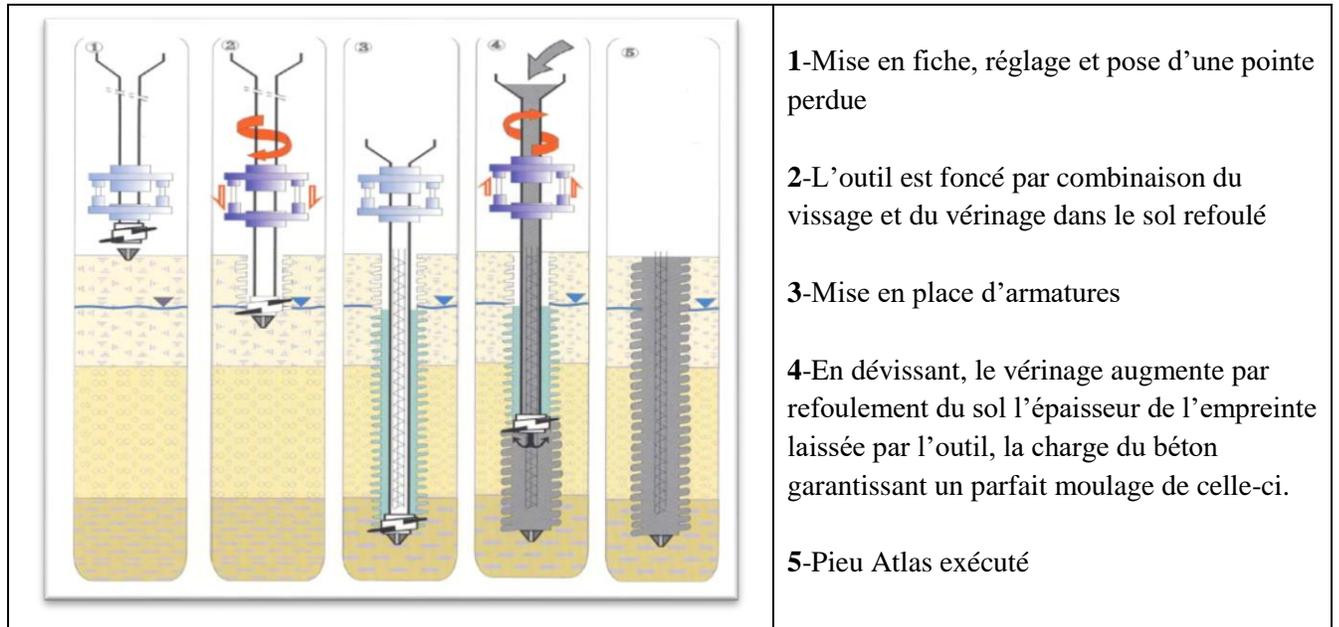


Figure I-16 Pieux vissé moulé (atlas)

#### I.5.3.2.4 Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place

##### ❖ Pieux foré simple :

Mise en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécanique tel que la tarière, benne, etc.

Ce procédé, qui n'utilise pas le soutènement de paroi, ne s'applique que dans les sols suffisamment cohérents et situés au-dessus de la nappe phréatique.

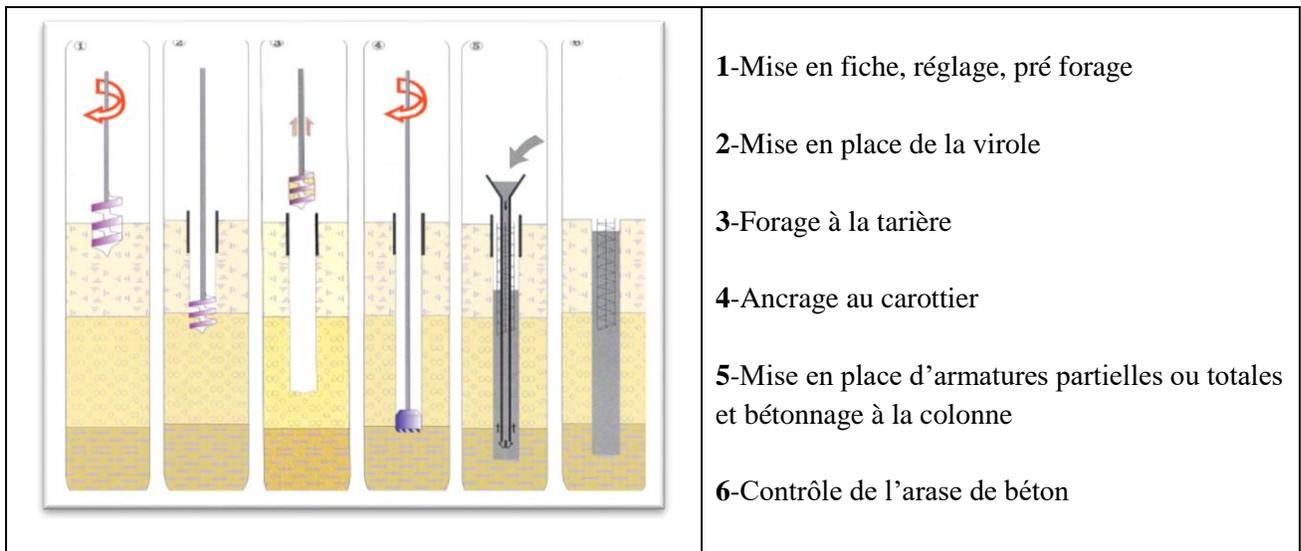


Figure I-17 Pieux foré simple

### ❖ Pieux foré a la boue et barrette :

La mise en œuvre se fait de la même manière que le pieu foré simple, sous protection d'une boue de forage. Le forage est rempli de béton de grande ouvrabilité sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage.

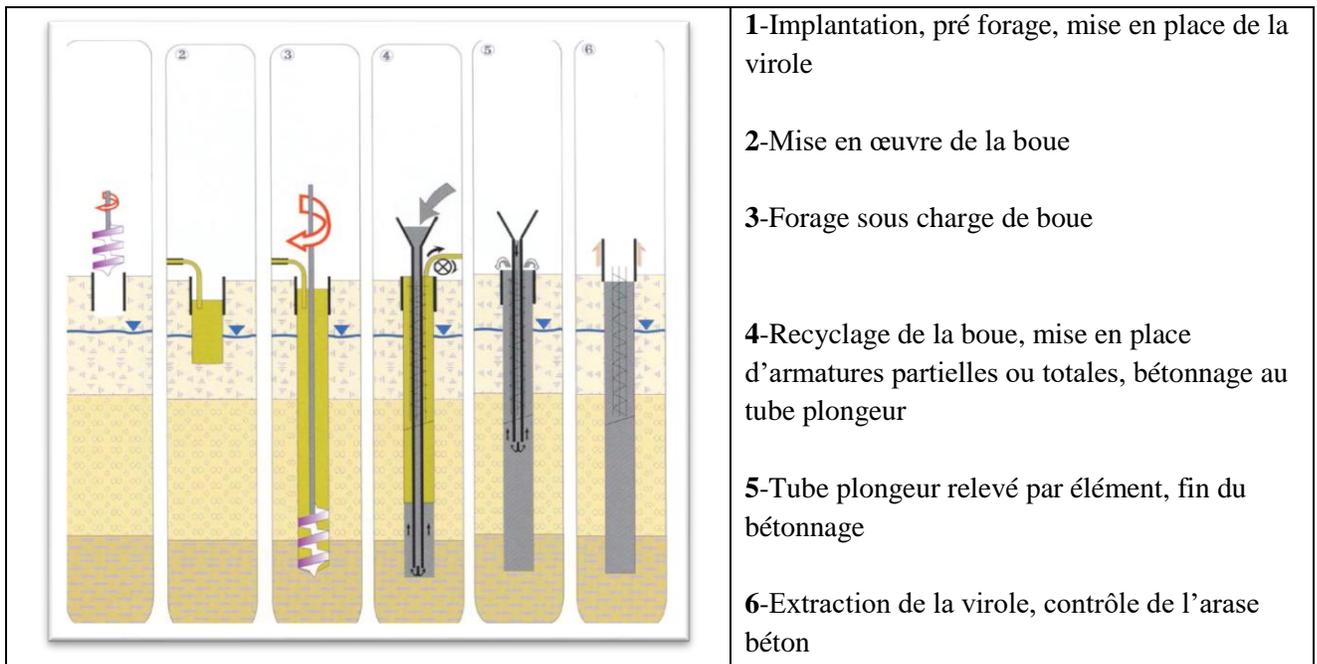


Figure I-18 Pieux foré a la boue et barrette

### ❖ Pieux foré tubé :

Même procédé que le précédent, mais seulement sous protection d'un tubage dans la base est toujours situé au-dessous du fond de 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 de la cote d'arase.

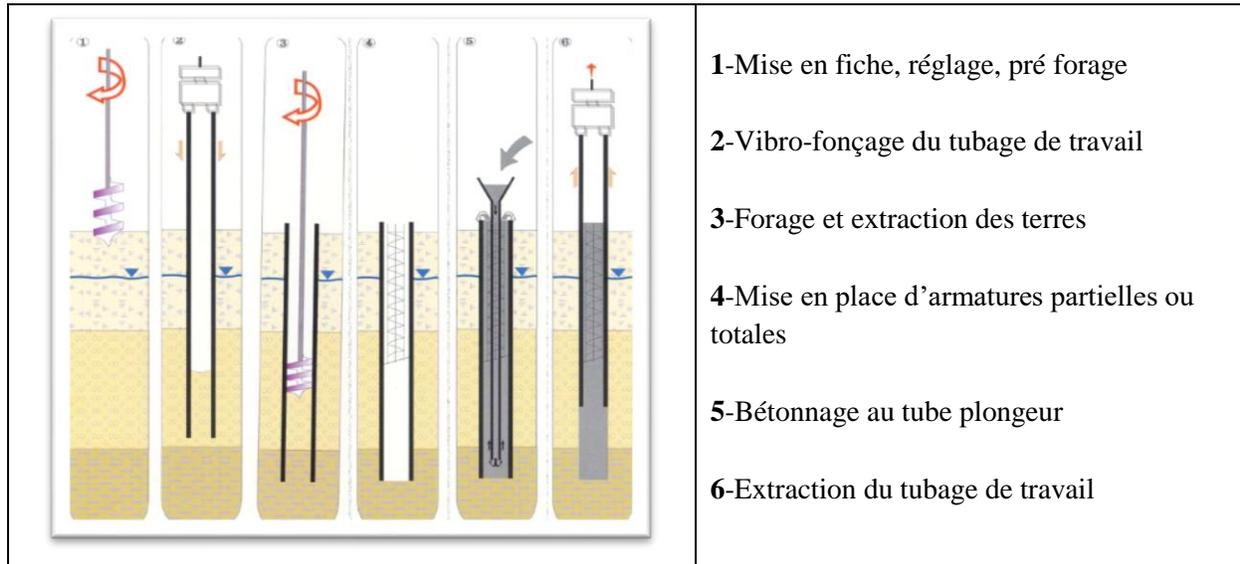


Figure I-19 Pieux foré tubé

#### ❖ Pieux 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. On distingue trois types de matériel :

- **Type 1** : la tarière creuse continue sans enregistrement spécifique des paramètres de forages et de bétonnage.
- **Type 2** : la tarière creuse continue avec enregistrement spécifique des paramètres de forage et de bétonnage (profondeur, pression du béton, quantité du béton).
- **Type 3** : la tarière de type 2 équipée d'un tube de bétonnage télescopique rétracté pendant la perforation et plongeant dans le béton pendant l'opération de bétonnage (exemple : pieu Strasol)

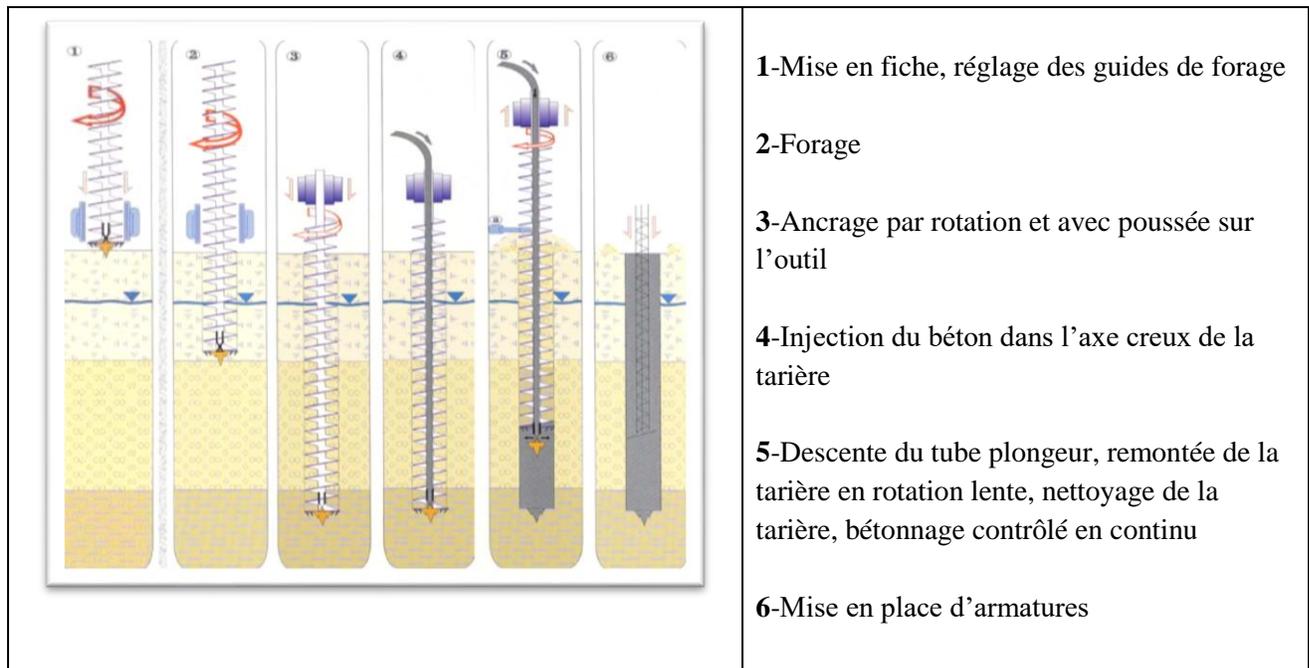


Figure I-20 Pieux à la tarière creuse

### ❖ Micropieux :

Les micropieux sont des éléments de fondation profondes, forés, de faible diamètre (**inférieur à 250 mm**).

Le forage est équipé d'une armature (**tube ou tige**) enrobés de mortier de scellement. Il est parfois intéressant de consolider une couche de mauvais terrain par densification, c'est-à-dire par serrage du sol.

La création de micropieu par refoulement du terrain permet d'atteindre cet objectif. Signalons également que ce procédé peut être employé pour des travaux contractifs de fondations défectueuses.

Dans les cas courants on utilise ce type de fondation pour améliorer la couche porteuse située sous l'assise d'une fondation par radier, ou sous une dalle au sol destinée à reprendre des charges verticales importantes.

Suivant le matériel de forage et les techniques d'injection, on classe **4** types de micropieux :

- **Type I** : pieu foré tubé, rempli de mortier (n'est plus actuellement utilisé en France).
- **Type II** : pieu foré, équipé d'armatures, scellé au coulis de ciment ou au mortier par gravité au moyen d'un tube plongeur.

- **Type III** : pieu foré, équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. L'injection du coulis de ciment est faite en tête à une pression égale ou supérieure à **1MPa**, elle est globale et unitaire (IGU).
- **Type IV** : pieu foré, équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. L'injection du coulis de ciment est faite, à chaque niveau de manchettes, avec un obturateur simple ou double à une pression égale ou supérieure à **1MPa**. Injection est répétitive et sélective (IRS)

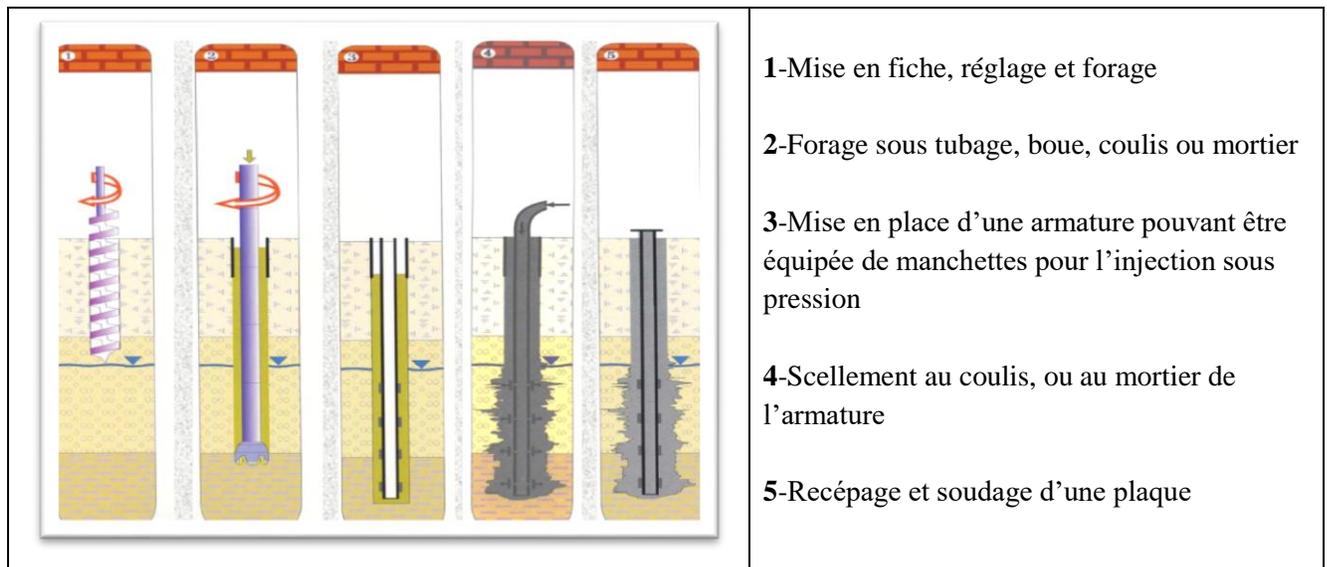


Figure I-21 Micropieux

### ❖ Pieux injectés, sous haute pression, de gros diamètre :

Ce type de pieu, par opposition aux micropieux du type II, regroupe des pieux de forts diamètres, supérieurs à **250mm**.

L'armature est en principe constituée par un tube équipé d'un dispositif d'injection comprenant des clapets anti-retour. Le dispositif d'injection doit permettre le scellement au terrain sous haute pression.

### ❖ Pieux particuliers :

Il s'agit des pieux métalliques (**H, tubes, pal-pieux**) étudiés dans la partie « pieux en métal battu », mais qui sont battus sans obturation de la base.

Leur section réelle en pointe est faible par rapport à l'encombrement extérieur du pieu. Pour le calcul de la force portante, ils feront l'objet de recommandations particulières

### I.5.3.2.5 Domaine d'utilisation des pieux :

#### ✓ Pieux battus

Pour des raisons d'économie, il est préférable d'utiliser des pieux battus aux pieux forés moulés, qui coutent de **50 à 70%** plus cher.

Trois (**03**) causes peuvent empêcher l'utilisation des pieux battus :

- **Le diamètre** : Il ne sera pas possible d'exécuter des pieux moulés battu, dans le cas de forte charges ou si les caractéristiques mécaniques du sol sont particulièrement faibles.
- **Le site** : En site urbain et à proximité d'une construction existante (respecter une distance d'une quinzaine de mètre environ), donc il est préférable de ne pas prévoir de pieux battus. Afin d'éviter les effets nocifs sur les constructions existantes de l'onde de choc due à la chute du mouton.
- **Le terrain** : dans des terrains très argileux, il est souhaitable d'éviter des fondations par pieux battus, car les terrains non consolidés sont très peu compressibles sous l'effet de contraintes même élevées appliquées pendant une très courte durée, ainsi la chute du mouton provoque une remontée du terrain autour du pieu d'où chute la résistance.

#### ✓ Pieux forés simples

Les pieux forés simples sont idéalement utilisés quand le sol est suffisamment cohérent et situé au-dessus des nappes phréatiques. Le pieu est exécuté sans nuisance sonore et sans vibration, l'ancrage se fait dans les terrains durs à grande profondeur.

- Outils de forage souvent utilisés : **tarière, bucket, carottier, trépan.**
- Diamètres courants : de **500 à 2000mm.**
- Profondeur maximale : **70m.**

#### ✓ Pieux forés à la boue

Ces types de pieux sont utilisés sur toutes les natures de terrains de grande profondeur, la stabilité des parois est assurée par une boue thixotropique (bentonite).

L'outil de forage appelé bucket est de section circulaire. Après descente dans le forage d'une cage d'armatures, l'excavation est remplie de béton à l'aide d'une colonne de bétonnage.

- Outils de forage souvent utilisés : **bucket, carottier, trépan.**
- Diamètres courants : de **620 à 1980mm.**
- Profondeur maximale : **60m.**

#### ✓ Pieux forés tubés

Dans le cas de sols de faible cohésion, un tubage permet d'assurer la tenue des terres durant les opérations de forage. On parle alors de pieux forés tubés.

Le tubage peut être enfoncé jusqu'à la profondeur finale par vibration ou foncé avec louvoisement au fur et à mesure de l'avancement du forage.

Les pieux forés tubés sont particulièrement bien adaptés pour des travaux fluviaux ou maritimes tels que les fondations de quai ou de pont en rivière.

- Outils de forage souvent utilisés : **tarière, bucket, carottier, trépan, benne circulaire.**
- Diamètres courants de **600 à 1500mm.**
- Profondeur maximale : **60m.**

#### **I.5.3.2.6 Choix du type de pieux :**

Le choix de pieu dépend de :

- **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 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 forage gros diamètre

#### **I.5.3.2.7 Reçepage des pieux**

L'élimination, sur une certaine hauteur, de la partie supérieure d'un pieu en béton, est toujours nécessaire. Pour les pieux battus, le battage a généralement fissuré la tête du pieu.

Pour les pieux moulés en place, le béton de la tête du pieu, qui correspond au premier béton coulé, est toujours plus ou moins délavé et pollué.

La hauteur minimale de reçepage est imposée par la cote d'arase du plan de béton armé. Cependant un mauvais béton doit toujours être éliminé et la tête reconstituée pour rattraper la cote d'arase. Certains accidents, lors de la mise en charge, sont en effet dus à l'écrasement des têtes de pieux, constituées d'un béton de résistance insuffisante non recépé.

Il existe maintenant des vérins éclateurs ou des pinces hydrauliques qui font éclater le béton superflu, il faut cependant être prudent pour ne pas fissurer le pieu sous le niveau visible, ce qui nuirait gravement à son intégrité.

Le recépage est l'action de retirer le béton en tête du pieu. Il a pour but :

- ✓ De retirer le béton pollué (principalement pour les pieux moulés) ;
- ✓ De retirer le béton légèrement fissuré (en cas de battage – même si un casque protège la tête du pieu) ;
- ✓ D'araser le pieu à la bonne altitude (on utilise un niveau de chantier pour régler) ;
- ✓ De dégager la partie supérieure des armatures afin de liasonner le pieu à sa semelle.

La méthode la plus couramment employée est le recépage par marteau piqueur (méthode dite traditionnelle).

Cependant, d'autres techniques existent telles que le principe « Recépieux ».

Le principe utilise un mortier expansif pour fracturer le béton à la bonne altitude. Cette méthode nécessite un travail préparatoire.

Son emploi se démocratise largement car il supprime le travail fastidieux du piquage. Le seul point négatif concerne la coordination des différents corps d'états.

En effet le recépage est attribué au lot gros œuvre alors que la réalisation des pieux fait partie du lot fondations.

Ceux sont généralement des entreprises différentes qui sont chargées de ces deux lots. Or, pour l'emploi de cette technique, un travail préparatoire doit se faire sur la cage d'armature et le béton frais (intervention de l'entreprise de gros œuvre pendant le temps de travail de l'entreprise de fondations spéciales).

Les étapes de cette technique « Recépieux » sont les suivantes :

- ✓ Gainage des armatures (voire des tubes soniques si le pieu en est équipé) sur la hauteur de recépage. On place ainsi des tubes en mousse servant à empêcher l'adhérence béton – armature. Cette étape se réalise avant l'introduction des armatures dans le forage ;
- ✓ Introduction dans le béton frais du (ou des) flacons(s) en plastique de forme conique à l'altitude de recépage. Ces éléments sont stabilisés en tête du pieu par une sorte de trépied ;
- ✓ Mise en place du crochet de levage dans la partie à recéper (toujours dans le béton frais du pieu) ;
- ✓ Lorsque la température diminue considérablement (**jusqu'à 30°C environ**) (les réactions chimiques du béton sont exothermiques), c'est-à-dire qu'elles dégagent de la chaleur.
- ✓ Le béton atteint fréquemment **70°C**.

La fin de la prise du béton est caractérisée par un retour à la température initiale), on verse un agent expansif (mortier expansif) dans les fioles qui durcit et gonfle.

L'augmentation de volume provoque une traction dans le béton, créant ainsi une fracture horizontale sans choc ni poussière, séparant le pieu en 2 blocs à la hauteur prévue ;

- ✓ Terrassement pour dégager la tête du pieu ;
- ✓ Levée du bloc recépié en tête grâce à la boucle de levage positionnée avant la prise du béton.

Cette technique permet de recéper par jour environ **30** pieux de diamètre **1500mm**.

Elle n'est pas utilisable pour les pieux préfabriqués car on ne connaît pas à l'avance leurs altitudes de recépage.

Pour les pieux avec tubages métalliques définitifs, il est nécessaire de couper la paroi métallique à la hauteur de recépage avant de verser le mortier expansif.

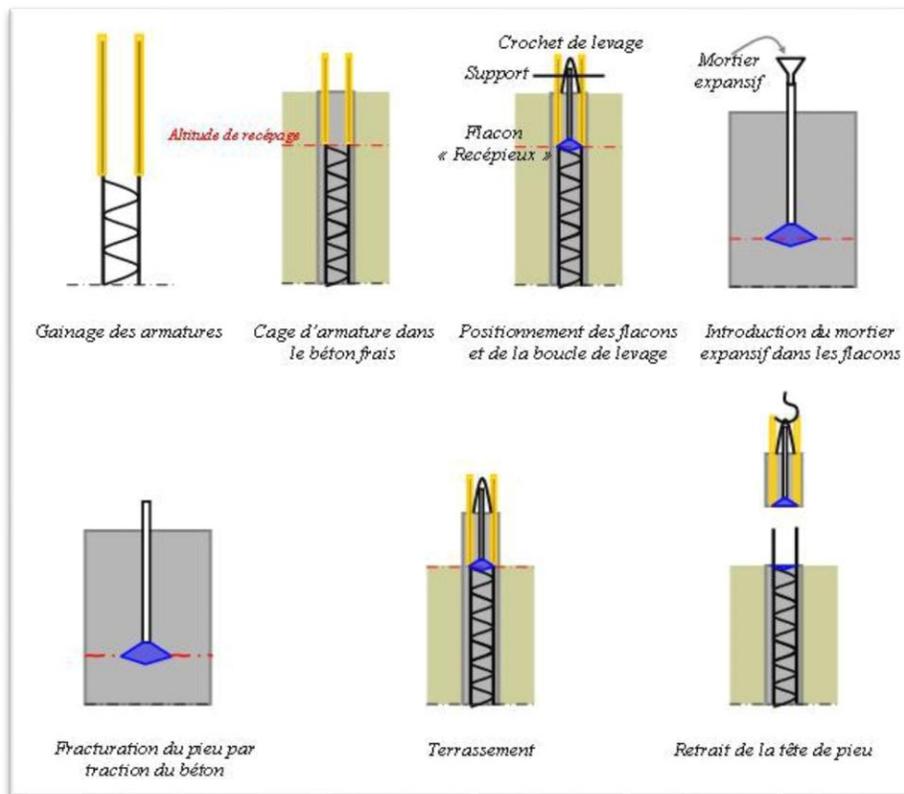


Figure I-22 Les étapes de technique Recépioux

### I.5.3.2.8 Comportement des groupes des pieux :

Le comportement des groupes de pieux revêt différents aspects qui sont abordés dans ce paragraphe.

Le pieu qui fait partie d'un groupe a un comportement différent de celui du pieu isolé, les modifications dont il y a lieu de tenir compte concernent :

- ✓ La force portante, sous sollicitations axiale ;
- ✓ Le tassement ;
- ✓ Le frottement négatif ;

- ✓ Le comportement transversal et les poussés transversales du sol.

Deux causes différentes sont à l'origine de ces effets de groupe :

- La mise en place d'un ensemble de pieux crée un remaniement du sol qui est différent de celui qui est produit par la mise en place d'un pieu isolé, dont le comportement sert de référence. La réaction du sol, sous et autour de pieu est modifiée. Ainsi, lors de la mise en place des pieux battus dans des sables lâches, au cours de battage la densité du sol augmente ainsi que ses propriétés mécaniques et il n'est pas rare de ne pas pouvoir mettre en place les derniers pieux d'un groupe ;
- La charge appliquée sur un pieu a une influence, en termes d'efforts et de déplacements, sur le comportement des pieux voisins.

Cette influence provient de l'interaction entre les différents pieux : a chaque pieu correspond un volume de terrain plus ou moins important qui équilibre les efforts appliqués sur ce pieu. Au sein d'un groupe, ces volumes interagissent.

La raideur apparente de chaque pieu est alors différente et la raideur globale du groupe est inférieure à la somme des raideurs de chaque pieu isolé.

Cette constatation fait que l'évaluation du tassement d'un groupe de pieu est plus importante que celle d'un pieu isolé.

Les effets de groupe ont beaucoup plus d'importance sur l'évaluation des tassements que sur l'évaluation de la portance.

Chaque pieu d'un groupe, selon sa position, n'est pas soumis au même chargement.

Chaque pieu d'un groupe, selon sa position, n'est pas soumis au même chargement.

Ces interactions peuvent être chiffrées par des méthodes numériques telles que la méthode des éléments finis ou hybrides.

### **I.5.3.3 Pathologie des fondations profondes :**

Le calcul des fondations n'est pas une science rigoureuse et exacte. On ne peut pas appliquer les mêmes principes à tous les problèmes de fondations du fait des différences provenant de la nature des sols, des méthodes d'exécutions, des conditions climatiques et de la présence d'eau souterraine. Les études de sol lorsqu'elles existent, sont faites par des sondages et c'est à l'ouverture des fouilles que l'on découvre la nature et le comportement réel des sols.

L'observation du comportement d'une fouille permet de confirmer ou d'infirmer les choix de fondations. Si le cout d'une fondation d'un bâtiment est de l'ordre de **10%** du prix du bâtiment, la réparation de cette fondation peut couter très cher et atteindre **50%** ou plus du prix du bâtiment sans compte les pertes d'exploitation dont le cout est quelque fois énorme. L'économie dans les fondations n'est donc pas rentable.

Les accidents de fondations représentent en cout de réparation **3,5%** environ de l'ensemble des couts de réparation tous corps d'état selon les statistiques.

En général, les désordres dus à des problèmes de fondation entraînent des frais importants. Ils sont très variés et d'origines diverses.

Leurs effets peuvent aller de la fissuration de la structure du bâtiment jusqu'à sa mise en péril, c'est à dire son abandon pur et simple, la construction devenant impropre à sa destination initiale. Les désordres peuvent être dus à :

- **Une reconnaissance de sol incomplète et donc souvent un sol mal adapté**
  - Profondeur insuffisante des sondages ;
  - Présence de cavités non détectées ;
  - Nappe d'eau insoupçonnée ;
  - Agressivité de l'eau ;
  - Point dur sous un radier ;
  - Terrain d'assise non homogène ou peu résistant et très compressible ;
  - Sol compressible d'épaisseur variable sous radier ;
  - Sol différents sous un même bâtiment.
  
- **Une erreur de calcul ou de conception**
  - Fondations inadaptées ou mal calculées ;
  - Fondations différentes sous un même ouvrage ;
  - Radier charger inégalement ;
  - Fondations sur un remblai récent non stabilisé ;
  - Chargement dissymétrique de l'ouvrage.
  
- **Une mauvaise exécution**
  - Fondation non mise hors gel car profondeur trop faible ;
  - Ferrailage de la fondation mal positionné ;
  - Bétonnage des pieux mal surveillé ;
  - Oubli du drainage ;
  - Présence de terre dans le béton des fondations.
  
- **Une cause extérieure**
  - Vibrations importantes lors du battage des pieux d'une construction voisine ;
  - Pieux pouvant être endommagés par les charges apportées par une fondation superficielle à proximité

- **Une modification des conditions existantes**

Reprises en sous-œuvre mal exécutées. Il en résulte un tassement plus ou moins uniforme de la construction, des tassements différentiels occasionnant des désordres dans la structure et dans le second œuvre ou des désordres dans les constructions existantes voisines.

## **I.6 Statistiques sur la rupture des fondations :**

### **A. Concernant les accidents de fondations superficielles**

- ▶ **25%** sont dus à des fondations sur remblais récents ou insuffisamment compacts
- ▶ **20%** proviennent de venues d'eau intempêtes
- ▶ **20%** sont dus à des fondations hétérogènes
- ▶ **10%** sont dus à un encastrement insuffisant (gel, affouillement)
- ▶ **10%** dus aux tassements provoqués par une construction voisine
- ▶ **10%** dus à des fondations sur sols très compressibles (tourbes, argiles molles)
- ▶ **5%** proviennent de constructions sur sols instables (pentes, mines, carrières) Concernant les

### **B. Fondations profondes :**

- ▶ **40%** dus à une absence de reconnaissance géotechnique
- ▶ **35%** dus à une mauvaise interprétation des sondages et à des erreurs calcul
- ▶ **15%** dus à des fautes d'exécution
- ▶ **10%** dus à des agressions du milieu

## **I.7 Facteurs intervenants dans le choix du type de fondation :**

La mécanique des sols s'intéresse à l'étude de la stabilité du sol de fondation dans le temps en déterminant les caractéristiques de ce sol, en particulier, il faudra connaître :

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

## **I.8 Conclusion**

Les fondations sont des ouvrages qui assurent la stabilité d'une construction, ainsi que la bonne transmission des sollicitations (charges) et leur diffusion dans le sol.

Ce chapitre nous avons parlé sur type les fondations en général et nous sommes concentres sur les type des fondation profonde (les pieux), telles que les pieux qui sont généralement utilisé dans les grands ouvrages, et aussi dans les mauvais sols tels que l'argile. Où nous avons défini le pieu et fait sa classification. Ensuite nous avons exposé les modes opératoires, mais encore nous avons énoncé le domaine d'utilisation des pieux et les pathologies des fondations profondes

**Chapitre II :**  
**Les méthodes de calcul de la  
capacité portante des  
fondations profonde**

## II. Chapitre 2 : Les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations profonde

### II.1 Introduction :

Les pieux sont généralement dimensionnés soit sur la base de méthodes Empiriques (résultats des essais de laboratoire), soit sur la base d'essais in situ.

Les deux principaux paramètres du sol pour le calcul de pieux sont la cohésion ( $c$ ) et l'angle de frottement Interne ( $\phi$ ). De plus, dans le cas des charges latérales la valeur du module de réaction du sol ( $E_s$ ) est nécessaire pour le dimensionnement des pieux

Ces méthodes consistent à évaluer la charge admissible d'un pieu et à vérifier la stabilité (calcul de la charge limite) pour s'assurer que les tassements sont admissibles pour la structure supportée.

Généralement, les méthodes de dimensionnement des pieux, s'appuient principalement sur :

- Méthode pressiométrique
- Méthode traditionnel  $C$  et  $\phi$
- Méthode pénétrométrique statique
- Méthode de **SPT** (pénétromètre au carottier)

### II.2 La charge limite :

Charge limite **Ql** Considérons un pieu dont la base est située à la profondeur **D** dans un sol homogène. Ce pieu, dont on néglige le poids, est chargé axialement en tête par une charge **Q**. Si l'on accroît progressivement **Q** à partir de **0**, le pieu s'enfonce en tête, de  $s_t$ , et la courbe représentant **Q** en en fonction de  $s_t$ , à l'allure indiquée sur la **Figure II-1**, avec une charge limite **Ql** correspondant à la rupture de sol. L'enfoncement ne se stabilise plus sous la charge et la vitesse d'enfoncement est relativement grande. Conventionnellement, **Ql** sera la charge correspondant à

**St = B/10** (avec **B** diamètre du pieu) ou à une vitesse d'enfoncement de **1 à 5 mm/min**

Au moment de la rupture, la charge **Ql** est équilibrée par les réactions limites du sol suivantes :

- Résistance unitaire du sol sous la pointe  $q_p$ ,

Conduisant à la charge limite de pointe :

$$Q_p = q_p A_p$$

Avec

**A<sub>p</sub>** : section droite de la pointe ;

- Résistance  $q_s$  du au frottement du sol sur la surface latérale du pieu,

si  $q_s$  est le frottement latéral unitaire limite,

La charge limite par frottement latéral est :

$$Q_s = q_s A_s$$

Avec

$A_s$  : surface latérale du pieu ;

Et l'on a :

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

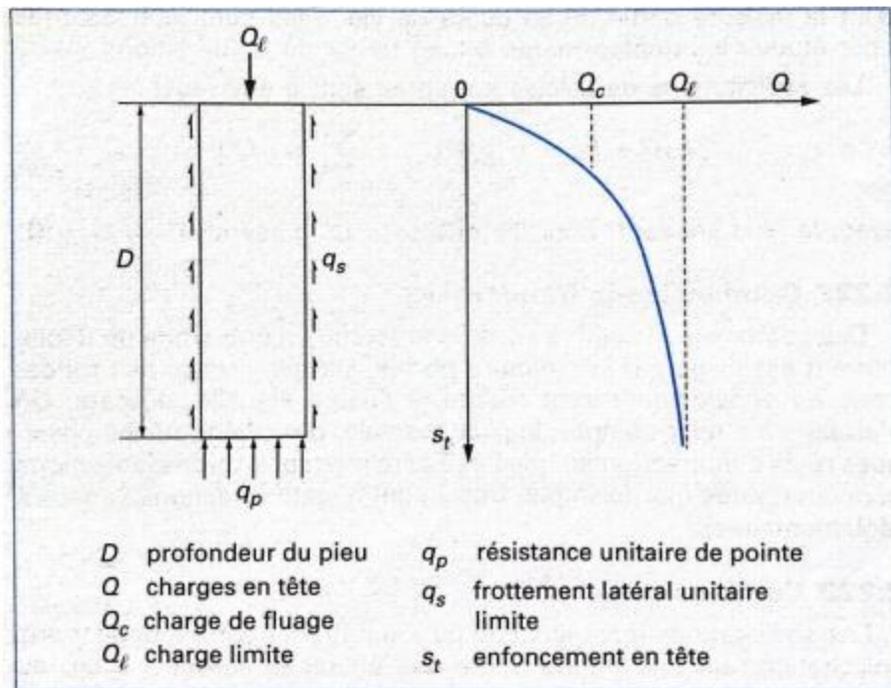


Figure II-2 courbe de chargement axial d'un pieu

## II.2.1 Calcul manuel de la capacité d'un pieu (Méthode pressiometrique)

### A. La charge limite d'un pieu $Q_l$

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

✓ La charge limite sous la pointe du pieu  $Q_{pu}$  :

$$Q_p = \rho_p \cdot A \cdot q_p$$

Tel que :

$$q_p = K_p * P_e$$

Avec :

- $\rho_p$ : coefficient réducteur de l'effort de pointe  $\rho_p = 1$
- $A$  : aire de la section droite du pieu tel que  $A = \pi R^2$ ,
- $q_p$ : contrainte limite de pointe
- $k_p$ : coefficient de portance équivalente qui dépend de la nature de sol et du mode de mise en œuvre du pieu, il est donné par le **Tableau II-1**

**Tableau-II-1 Valeurs du facteur de portance  $k_p$**

Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argile-Limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sable-Graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes		1,8	1,8
Roches altérées (1)		1,1-1,8	1,8-3,2

✓ La charge limite par frottement de fut du pieu et le sol  $Q_s$ :

$$Q_s = \rho_s * P * \sum q_s * e_i$$

Avec :

- $\rho_s$  : coefficient réducteur de frottement latérale voir le **Tableau 2-2**
- $P$  : périmètre de la section droite du pieu,
- $q_s$  : frottement latérale unitaire de la couche  $i$ , voir la **Figure II-2**
- $e_i$  : épaisseur de la couche  $i$ .

**Tableau-II-2 coefficients réducteur  $\rho_p$  et  $\rho_s$  pour les profilés métalliques ouverts à la base**

	Argile		Sable	
	$\rho_p$	$\rho_s$	$\rho_p$	$\rho_s$
<b>Tubulaire ouvert</b>	<b>0,50</b>	<b>1,00</b>	<b>0,50</b>	<b>1,00</b>
<b>Pieu H</b>	<b>0,50</b>	<b>1,00</b>	<b>0,75</b>	<b>1,00</b>
<b>Palplanche</b>	<b>0,50</b>	<b>1,00</b>	<b>0,30</b>	<b>0,50</b>

✓ La hauteur d'encastrement équivalente  $D_e$  :

La hauteur d'encastrement équivalente  $D_e$  est donnée par la formule :

$$D_e = \frac{1}{P l e^*} \int_d^D P l^*(z) dz$$

Dans le cas du pressiomètre, la pression limite nette :

$$P l^* = p l - P 0$$

Avec :

- $p l$  : pression limite mesurée,
- $P 0$  : contrainte totale horizontale au même niveau dans le sol avant essai ;

Avec :

- $P l e^*$  : la pression limite équivalente
- $P l^*$  : la pression limite équivalente à la profondeur  $z$
- $D$  : hauteur d'encastrement réelle du pieu
- $d$  : pris égal à  $0$

✓ La pression limite équivalente par la formule suivant :

$$P_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-d}^{D+3a} pl(z) dz$$

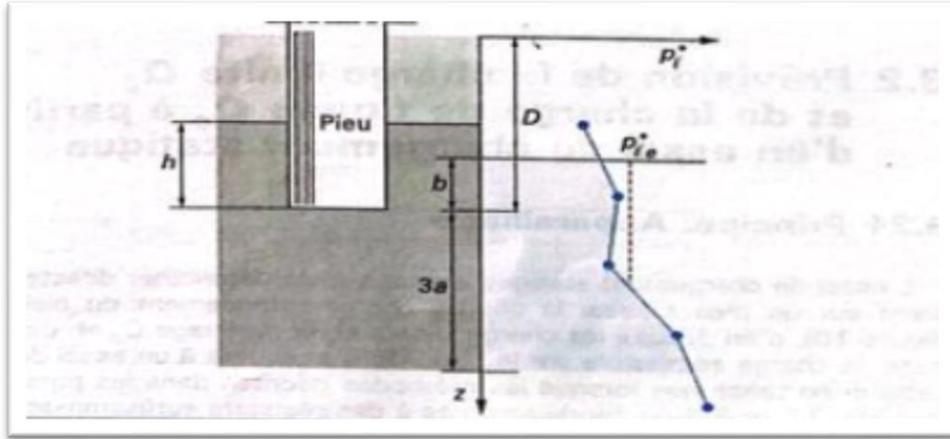


Figure II-3 Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre

Avec

- $a = B/2$  si  $B > 1\text{ m}$ ,
- $a = 0,5\text{ m}$  si  $B < 1\text{ m}$ ,
- $b = \min(a, h)$  ou  $h$  est la hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse.

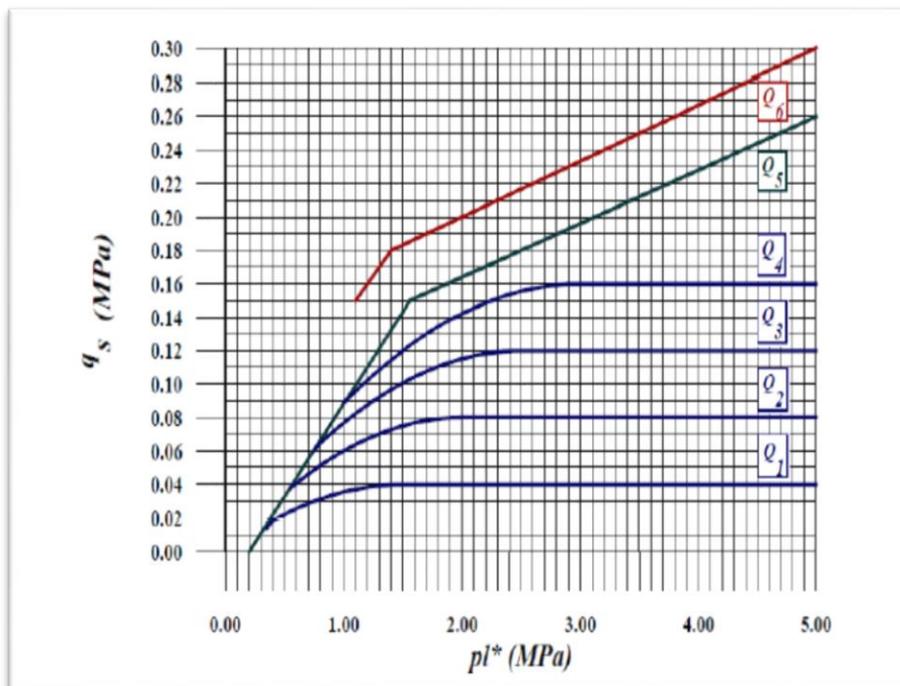


Figure II-4 Frottement latéral unitaire limite le long du fut du pieu

Le choix de la courbe à utiliser en fonction :

- De la nature de sol
- Du type de pieu

Est indiqué au **Tableau II-3**

**Tableau-II-3 Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire  $q_s$**

	Argiles. Limons			Sables. Graves			Craies			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	-
Foré simple	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> ,Q <sub>2</sub> (1)	Q <sub>2</sub> ,Q <sub>3</sub> (1)	-			Q <sub>1</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> ,Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> ,Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>6</sub>
Foré à la boue	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> ,Q <sub>2</sub> (1)		Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub> ,Q <sub>1</sub> (1)	Q <sub>3</sub> ,Q <sub>2</sub> (1)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>4</sub> ,Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> ,Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>6</sub>
Foré tubé (tube récupéré)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> ,Q <sub>2</sub> (3)		Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub> ,Q <sub>1</sub> (2)	Q <sub>3</sub> ,Q <sub>2</sub> (2)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub> ,Q <sub>4</sub> (3)	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	-
Foré tubé (tube perdu)	Q <sub>1</sub>			Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	(4)			Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	-	
Puits	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>				Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>	Q <sub>6</sub>
Métal battu fermé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	(4)			Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>4</sub>	
Battu préfabriqué béton	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>			(4)			Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>4</sub>
Battu moulé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	-	
Battu enrobé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	(4)			Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>		
Injecté basse pression	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>			Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>		-
Injecté haute pression		Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>	Q <sub>5</sub>	Q <sub>6</sub>		Q <sub>5</sub>	Q <sub>6</sub>	Q <sub>6</sub>		Q <sub>7</sub> (7)	

## II.2.2 Calcul manuel de la capacité d'un pieu : ( Méthode traditionnel $C$ et $\varphi$ )

### A. La charge limite :

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

✓ Calcul de terme de point :

$$Q_p = S * q_l$$

Lorsque l'ancrage  $D$  est supérieur ou égal à l'ancrage critique ( $D_c = 3B$ ), la contrainte limite de pointe  $q_l$  est calculée de la manière suivante:

Pour les sols pulvérulents et sols cohérents

$$q_l = a \times N_{qmax} + \lambda + C \times N_{cmax}$$

**a** = terme constant ayant les dimensions d'une pression **a = 0.05 MPa**.

- Pour les sols purement cohérents ( $\Phi_{uu} = 0$ )

$$q_p = 7 \times \lambda + C_{uu}$$

- $\lambda$  : est le coefficient de forme.
- $\lambda = 1.3$  pour les pieux à section circulaire ou carrée
- $\lambda = 1 + 0.3 (B/L)$  pour les barrettes et parois de forme allongé (**L** est la plus grande dimension de la section horizontale de la fondation).
- **C** et **C<sub>uu</sub>** correspondent à la cohésion du sol de la couche d'ancrage.
- **N<sub>qmax</sub>** et **N<sub>cmax</sub>** sont les facteurs de force portante sans dimension pour la fondation profonde, fonction de l'angle de frottement interne

**Tableau-II-4 Valeur de facteur de force N<sub>qmax</sub> et N<sub>cmax</sub> selon l'angle de frottement**

$\varphi$ 'en degré	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
N <sub>qmax</sub>	1	1,8	3,4	6,5	13	26	57	134	355	1096
N <sub>cmax</sub>	7	9,6	13,8	20,6	32	54	97	190	421	1095

Pour les valeurs des angles de frottement intermédiaires, nous interpolons linéairement la valeur de **N<sub>qmax</sub>** et **N<sub>cmax</sub>**. Dans le cas où **N<sub>qmax</sub>** et **N<sub>cmax</sub>** ne figurent pas dans le tableau 2-3, nous utilisons les deux équations suivantes :

$$N_{qmax} = 10^{3.04 \cdot \tan \varphi}$$

$$N_{cmax} = \frac{N_{qmax} - 1}{\tan \varphi}$$

Lorsque **D** est inférieur à **D<sub>c</sub>**, la résistance de pointe est déterminée par la formule :

$$q_p = a \times \frac{D}{D_c} \times N_q + \lambda \times C \times \left[ N_{cmin} + \frac{D}{D_c} (N_{cmix} - N_{cmin}) \right]$$

Avec

- **N<sub>cmin</sub>** : facteur de cohésion minimal.

**Tableau-II-5 valeur de Ncmin selon l'angle de frottement**

$\varphi'$ en degré	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
Ncmin	5,14	6,5	8,5	11	15	21	30	46	75	135

✓ **Calcul du frottement latéral**

$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz$$

a- Cas des sols purement cohérent :

$$q_s = \beta cu \leq q_s^{\max}$$

$\beta$  : est un coefficient adimensionnel, inférieur ou égal à 1, dont les valeurs maximales sont récapitulées au **Tableau II-6**.  $q_s$  doit être plafonnée à une valeur maximale  $q_s^{\max}$  en fonction de la nature du sol et du mode d'installation du pieu, selon le **Tableau II-7**.

b- Cas des sols pulvérulents :

Lors d'un calcul préliminaire, on opte pour  $q_s$ . les valeurs maximales  $q_s^{\max}$ , du **Tableau II-7**

$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz$$

**Tableau-II-6 les valeurs maximales de coefficients  $\beta$**

Type de pieu	Nature du fut	$\beta$
Puits et pieux forés do gros diamètre	fut en béton	0,6
	fut en métal	0,5
Pieux forés	fut en béton	0,7
	fut en métal	0,5
Pieux battus	fut en béton	0,7
	fut en métal	0,5
Pieux injectés	Faible pression	1
	Forte pression	1,5

**Tableau-II-7 les valeurs maximales courent qs**

Nature du sol	Marge de $q_c$ (MPa)	Pieu foré		Pieu battu		Pieu injecté	
		Fut béton	Tubé	Fut béton	Fut métal	Faible pression	Haute pression
Argile molle et vase	0-2,00	15	15	15	15	35	-
Argile de consistance moyenne	2-2,5	35	35	35	35	80	>120
Argile raide à très raide	>5,0	35	35	35	35	80	>200
Limon ou sable lâche	0-2,5	35	35	35	35	80	-
Sable moyennement compacte	2,5-10	80	35	80	80	120	>200
Sable compacte à très compacte	>10,0	120	20	120	120	150	>200
Craie molle	<5,0	35	35	35	35	80	-
Craie altérée fragmentée	>5,0	120	80	120	120	150	>200

### II.2.3 Calcul manuel de la capacité d'un pieu (Méthode Dynamique SPT)

- ✓ La charge limite d'un pieu  $Q_l$

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

- ✓ Calcul du terme de pointe  $Q_p$  :

A proposé une relation pour évaluer la capacité en pointe d'un pieu basée sur la valeur de  $N$ .

$$Q_p = m \times N \times A_p$$

Avec :

- **m** : c'est un coefficient empirique égale à **0,4 MPa** pour les pieux battus et **0,12 MPa** pour les pieux forés.
- **N** : nombre de coups à la base du pieu.
- **Ap** : aire de la section de la pointe du pieu

✓ **Calcul du frottement latéral  $Q_s$**

A proposé une relation pour évaluer la capacité en frottement d'un pieu basé sur la valeur de **N**

$$Q_s = n \times N' \times D \times A_s$$

- **n** : c'est un coefficient empirique égale à 1kN pour les pieux forés et 2 kN pour les pieux battus
- **N'**: la moyenne arithmétique des valeurs du nombre de N mesuré le long du pieu.
- **P** : périmètre du pieu
- **D** : fiche du pieu

✓ **Charge admissible  $Q_{adm}$  :**

$$Q_{adm} = (Q_p + Q_s) / F_s$$

Avec :

- **F<sub>s</sub>** : facteur de sécurité pris égale à **4**.

## II.2.4 Calcul manuel de la capacité d'un pieu (Méthode pénétrométrique statique)

✓ **La charge limite d'un pieu  $Q_l$  :**

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

✓ **Le calcul du terme de pointe  $Q_p$  :**

$$Q_p = A K_c q_{ce}$$

Avec

- **A** : section de la pointe,
- **q<sub>ce</sub>**:Résistance de pointe équivalente au pénétromètre statique
- **K<sub>c</sub>**: Facteur de portance. sont données dans le **Tableau II-8**

Avec 
$$Q_{ce} = \frac{1}{2B'} \int_{B-0,5B'}^{D+1,5B'} q_c(z) dz$$

- $q_c$ : résistance en pointe brute mesuré par le pénétromètre
- $B' = B$  si  $B > 1m$  et  $B' = 1$  si  $B < 1m$
- $B$  : diamètre du pieu

Résistance de pointe équivalente au pénétromètre statique  $q_{cc}$  C'est une résistance de pointe moyenne autour de la base du pieu définie, à partir d'une courbe  $q_c(z)$  lissée, par (figure II-4)

$$Q_{ce} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) dz$$

Avec  $q_{cc}$  résistance de pointe  $q_c$  écrêtée à  $1,3 q_{cm}$

$$q_{cm} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_c(z) dz$$

$a$  et  $b$  ayant même définition que dans le cas du pressiomètre

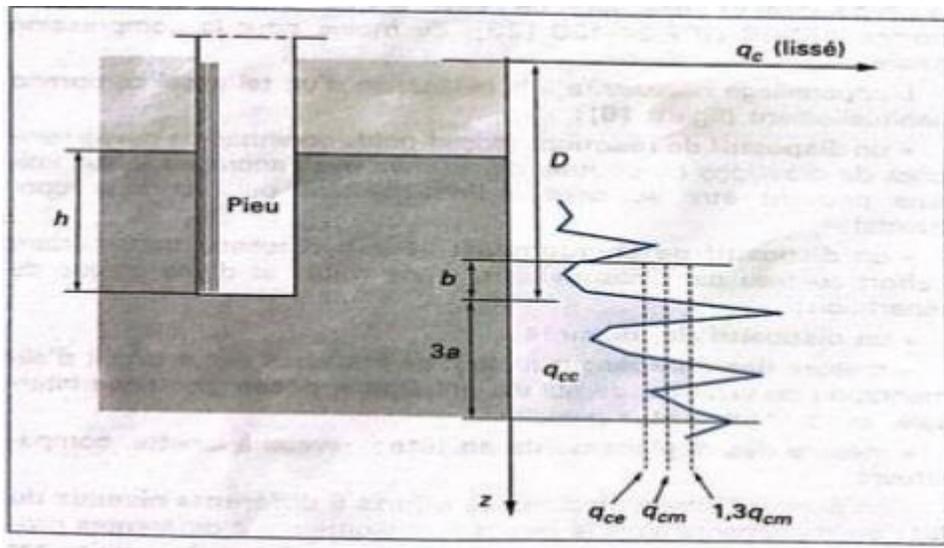


Figure II-5 Définition de la résistance de pointe équivalente au pénétromètre statique

- ✓ Encastrement équivalent  $D_e$

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_0^D q_c(z) dz$$

- $q_c(z)$  : résistance de pointe du pénétromètre mesurée à la profondeur (z).

Tableau-II 8 Valeur de facteur de portance kc

		Elément mis en oeuvre sans refoulement du sol	Elément mis en oeuvre avec refoulement du sol
Argiles Limon	A	0,40	0,55
	B		
	C		
Sables – Graves	A	0,15	0,50
	B		
	C		
Craies	A	0,20	0,30
	B	0,30	0,45

✓ **Calcul du frottement latéral  $Q_s$  :**

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur  $h$  concernée du fut du pieu est calculé par la formule suivante :

$$Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz$$

Avec :

- $P$  : périmètre du pieu
- $q_s$  : frottement latéral unitaire limite à la cote  $z$ .

La valeur de  $q_s$  est déterminée par l'expression suivante :

$$q_{si} = \min \left\{ \frac{q_c(z)}{\beta} ; q_{smax} \right\}$$

Avec

- $q_c(z)$  résistance de pointe lissée à la profondeur  $z$ ,
- $\beta$  et  $q_{smax}$  donnés par le **Tableau II-9** en fonction de la nature du sol au niveau considéré et du type de pieu

**Tableau-II-9 Choix du coefficient  $\beta$  et de  $q_{smax}$**

		Argiles-Limons			Sables-Graves			Craies	
		A	B	C	A	B	C	A	B
Foré	$\beta$	-	-	-	200	200	200	125	80
	$q_e^{max}$	15	40	40	-	-	120	40	120
Foré tubé	$\beta$	-	100	-	250	250	300	125	100
	$q_e^{max}$	15	40	40	-	40	120	40	80
Métal battu fermé	$\beta$	-	120	150	300	300	300		
	$q_e^{max}$	15	40	80	-	-	120		
Battu préfabriqué	$\beta$	-	75	-	150	150	150		
	$q_e^{max}$	15	80	80	-	-	120		

## **II.3 Conclusion :**

Pour les fondations profondes, le mode de travail et l'interaction avec le sol environnant conduisent à introduire la notion de profondeur critique mais qu'on peut définir, en première approximation, comme le niveau au-dessous duquel, en sol homogène, la résistance sous la base n'augmente plus.

Les fondations profondes ont leurs bases situées au-dessous de cette profondeur critique : ce sont les pieux, les puits et les barrettes.

Des différentes mises en œuvre des pieux et différentes méthodes de calculs de leur capacité portante tout dépend de l'essai in-situ réalisé.

**Chapitre III :**  
**Présentation de projet**

## III. Chapitre 3 : Présentation de projet

### III.1 Introduction :

L'objet de ce chapitre est présenter le projet qui consiste à la réalisation d'une structure

Le projet consiste en construction d'un immeuble promotionnel en R+5 étage attique + sous-sol, la construction est en béton arme.

Implante à la wilaya de Tizi Ouzou commune de Tizi Ouzou. La construction est un béton arme

### III.2 Conception architecturale :

Cet immeuble R+5 + sous-sol+ Attique a un surface de 253,29m<sup>2</sup> compose de :

- Niveau de sous-sol : Garage
- Niveau **RDC** jusqu'au niveau **Attique** : des appartements

#### Les dimensionnements de plan :

• Hauteur totale	<b>28.91 m</b>
• Hauteur de sous-sol	<b>3.92 m</b>
• Hauteur de RDC	<b>3.06 m</b>
• Hauteur de l'étage courant	<b>3.06 m</b>
• Longueur totale	<b>22.57 m</b>
• Largeur totale du	<b>14.27 m</b>

### III.3 Situation géographique la zone d'étude :

La zone d'étude fait partie de la wilaya de **Tizi-Ouzou**, qui est située au centre nord de l'Algérie. Elle est distante de **100km** à l'est de la capitale Alger, et s'étend sur une superficie de **2.957.93km<sup>2</sup>** (soit **0.13%** du territoire national) dont **83%** en relief montagneux avec une altitude moyenne de **800m**, le reste étant des piémonts et des vallées relativement larges.

Le site se situe a lotissement **Hammoutene** section **50** ilot n<sup>o</sup> **366** Cne **Tizi-Ouzou**.

Elle appartient à la partie **NORD-EST** de la grande Kabylie.

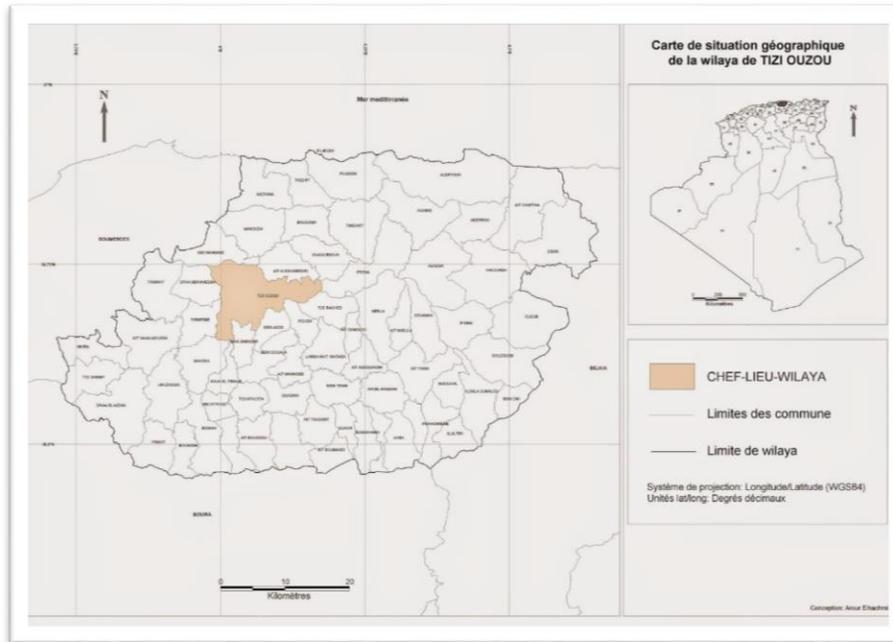


Figure III-1-La carte géographique de la wilaya de Tizi Ouzou

### III.4 Lithologie :

La région d'étude est située dans le bassin miocène de **Tizi Ouzou** : formation sédimentaires en discordance sur nappes, elles sont d'âge miocène et pliocène, forment le bassin de Tizi Ouzou qui s'étend d'Ouest en Est sur **70 Km** de long et sur une largeur d'environ **15 Km**.

### III.5 Evolution paléogéographique et tectonique du Nord Est de la Kabylie :

Dans la tectonique des plaques, la grande **Kabylie** représente la zone de contact entre la plaque Africaine évoluant en direction du **Nord** et un élément de la plaque Européenne, la plaque d'Arborant se déplaçant vers le sud. A proximité de la ligne de suture des deux plaques Euro-Africaine.

Cinq périodes tectoniques principales ont été identifiées dans l'orogénie centrale des Maghrébines

Après la phase de subduction et de collision entre les deux plaques, et après l'arrivée des nappes gravitaires au **Burdigalien** dans les zones internes.

La première est une période de distension multidirectionnelle (P1), considérée comme étant contemporaine à l'ouverture et au remplissage du bassin <<< **post nappe** >> de **Tizi Ouzou**.

La seconde correspond à une période de compression (P2) orientée Nord-Ouest -Sud Est.

Une troisième phase, qui est distensive liée à la distension anté-pliocène (P3) caractérisée par une extension **Nord-Ouest -Sud Est**. Par contre la quatrième et cinquième (P4 et P5) phases, correspondent aux deux périodes compressives successives, l'une d'axe de contrainte NNE-SSW pour P4 et l'autre NW-SE a WNW-ESE pour la P5.

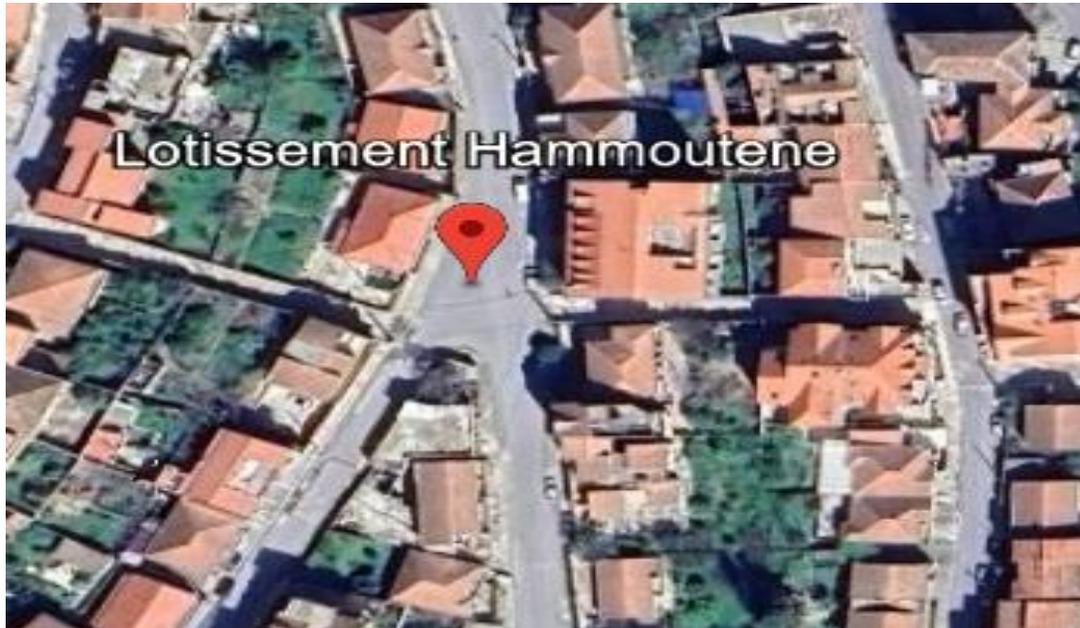


Figure III-2- Localisation du site étudié par Google earth



Figure III-3 Localisation du site étudié par Google MAPs

### III.6 Sismicité :

Le territoire national est subdivisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte de zonage ci-après. On distingue :

La nouvelle réglementation parasismique (CGS,2003) classe les zones sismiques comme suite :

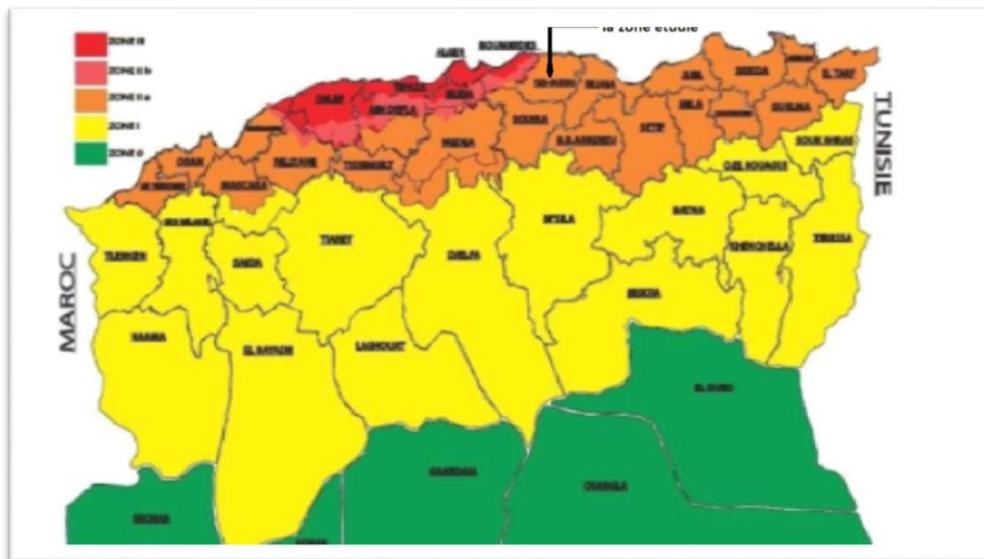
**Tableau III-1 Zoning sismique de l'Algérie**

Zone 0	Sismicité négligeable
Zone I	Sismicité faible
<b>Zone IIa et IIb</b>	<b>Sismicité moyenne</b>
Zone III	Sismicité élevée

Les valeurs estimées du coefficient d'accélération maximale, suivant le zoning sismique établi, sont données sur le tableau suivant :

**Tableau III-2 le coefficient d'accélération**

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0.15	0.25	0.30	0.40
1 B	0.12	0.20	0.25	0.30
<b>2</b>	<b>0.10</b>	<b>0.15</b>	<b>0.20</b>	<b>0.25</b>
3	0.07	0.10	0.14	0.18



**Figure III-4- Carte des zonage sismique**

La conception et la réalisation de tout projet, doivent prendre compte l'aléa sismique de la région, en se référant au règlement parasismique algérien réajuste après le séisme de 21/05/2003.

La région de Tizi Ouzou est classée dans la zone moyenne sismicité. (Zone II-a). Les paramètre pour dimensionnement du projet :

- Zone sismique **IIa**
- Ouvrage groupe **2**
- Accélération **A= 0.15**

### III.7 Compagne de reconnaissance :

Dans le cadre de l'étude géotechnique, objet du présent rapport, Nous avons mené:

#### III.7.1 Nombre des essais réalisés :

Tableau III-3 Les Nombre des essais réalisés

Les essais in-situ			Les essais en laboratoire					
SC	SP	PDL	Essais physique			Essais mécanique		
1 essais	1 essais	4 essais	Analyse granulométrique	Limite d'atterberg	Analyse chimique	Essais de cisaillement	Essais œdométrique	Essais à la compression simple
			2 échantillon	1 échantillon	1 échantillon	3 échantillon	7 échantillon	1 échantillon

#### III.7.2 Niveau d'eau :

Lors de la réalisation des essais in situ (**essais pénétrométriques, sondage carotté et pressiomètre**) une intense humidification entre (**5 et 6 m**) de profonde, ce qui indique l'existence d'eau à ce niveau. **L'essai réalise le 16-02-2023**

#### III.7.3 Les essais in situ :

A cause de certaines difficultés liées à l'opération des prélèvements d'échantillons intacts qui est toujours délicate, et le transport d'échantillons au laboratoire qui augmente encore le remaniement du sol, se sont développés les **ESSAI IN-SITU** qui permettent d'appliquer des sollicitations sur le sol dans un milieu naturel de s'affranchir du remaniement inévitable avec les échantillons

### III.7.3.1 L'essai de pénétration carottier (SPT)

#### III.7.3.1.1 Définition

L'essai de pénétration au carottier est un essai géotechnique qui teste le terrain en place et fournit une caractéristique conventionnelle et un échantillon remanié du sol.

L'essai consiste à déterminer la résistance à la pénétration dynamique d'un carottier normalisé battu en fond d'un forage préalable. L'essai de pénétration au carottier permet d'établir une relation entre la résistance à la pénétration d'une part et les caractéristiques et la variabilité des sols d'autre part.

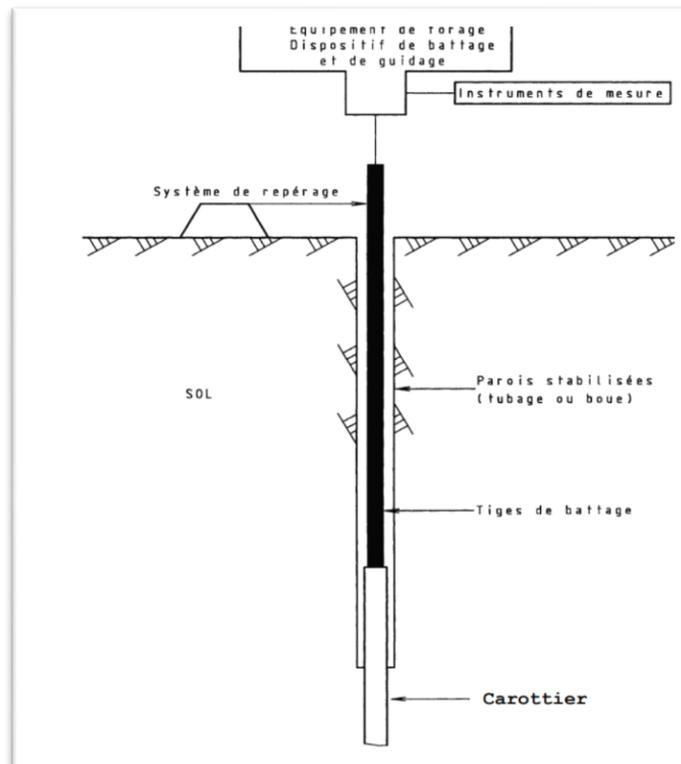


Figure III-5- Schéma de pénétration carottier (SPT)

#### III.7.3.1.2 Domain d'application

L'essai de pénétration au carottier s'applique aux sols fins et aux sols grenus dont la dimension maximale des éléments ne dépassent pas 20mm. L'essai de pénétration au carottier est limité à une profondeur de 50 m

Les paramètres déterminés

- ✓ Déterminer la lithologie des formations géologiques en place,
- ✓ Jauger le niveau de l'eau dans une colonne de sol (ou forage)
- ✓ Récupérer des échantillons intacts

Le sondage carotté, l'équipement utilisé ont permis d'atteindre des profondeurs moyennes de 12.00 m et aussi la récupération des échantillons intacts pour les essais de laboratoire.

### III.7.3.1.3 Les résultats de l'essai

#### ➤ Coupe lithologique SC 01 :

- ✓ 0.00 à 6.00 m : remblais hétérogène.
- ✓ 6.00 à 7.20 m : Argile limoneuse brunâtre saturée
- ✓ 7.20 à 8.50 m : Argile brunâtre, peu limoneuse compacte
- ✓ 8.50 à 12.00 m : marne gris indurée

### III.7.3.2 Essai au pressiomètre : (NF P 94-110-1)

#### III.7.3.2.1 Définition

L'essai pressiométrique est un essai de chargement du terrain in situ, Il consiste à gonfler dans le sol une sonde cylindrique dilatable radialement, placée dans un forage préalable. Il est conçu pour évaluer à partir des diagrammes effort- déformation les caractéristiques mécaniques du sol systématiquement tous les mètres

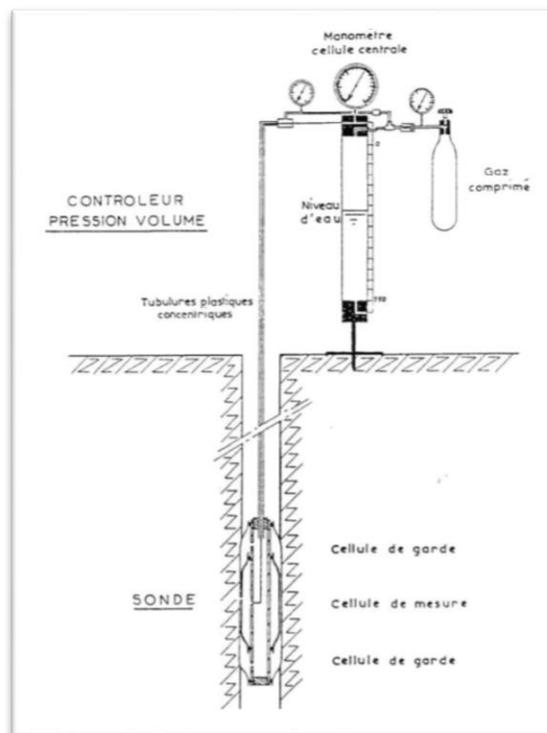


Figure III-6-Schéma de pressiométrique

#### III.7.3.2.2 Courbe pressiométrique :

Représentation graphique des valeurs du volume injecté  $V_{60}$  et  $V_{30}$  dans la sonde en fonction de la pression appliquée au terrain mesuré 60s et 30s après le début de chaque palier

- **NOTE 1** La courbe pressiometrique brute représente les valeurs de la pression  $P$  et du volume  $V_{60}$  et  $V_{30}$  données sur le site par les indicateurs du **CPV** (avant corrections).
- **NOTE 2** La courbe pressiometrique corrigée, donne l'évolution du volume  $V$  de la cellule centrale de la sonde en fonction de la pression  $p$   $V = f(p)$

Où  $p$ : désigne la pression appliquée au terrain par la paroi externe de la sonde après corrections de la charge hydraulique et de la résistance propre de la sonde, voir paragraphes

$V$ : est le volume de liquide injecté dans la sonde et mesuré à la fin du palier de pression  $p$ , après correction due à l'expansion propre de l'appareillage,

- **NOTE 3** La courbe pressiometrique corrigée, est constituée par la succession de segments de droite reliant les points de coordonnées  $(P, V)$ . Au début de l'essai d'expansion, l'anneau de terrain adjacent à la cavité est serré progressivement par la sonde jusqu'à retrouver sensiblement le degré de serrage initial. La pente de la courbe pressiometrique se stabilise puis la vitesse de déformation radiale de la sonde croît de plus en plus rapidement au fur et à mesure que la pression augmente.

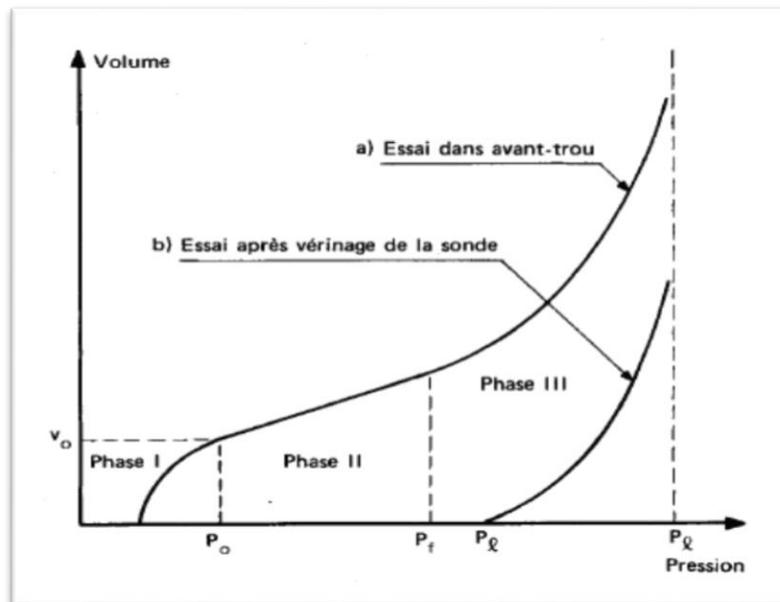


Figure III-7-Courbe pressiometrique théorique

- $P_0$  : pression initiale
- $P_f$  : pression de fluage
- $P_l$  : pression limite
  - **La phase de recompaction ( $P \leq P_0$ )**

Lorsque la pression augmente dans la sonde le terrain autour du trou, qui s'était décomprimé au forage, se trouve progressivement recomprimé.

À la fin de cette phase, la pression atteint la valeur  $p_0$  se la pression latéral du terrain au repos ;

➤ **La phase « pseudo-élastique » ( $P_0 \leq P \leq P_f$ )**

Dans cette phase le volume injectée dans la déformation radiale principale, varie à peu près linéairement on fonction de la pression appliquée au terme de cette phase, la pression atteint est appelée pression de fluage  $p_f$ . Cette partie de la courbe permet de déterminer le module de déformation pressiometrique  $E_M$

➤ **La phase dite « plastique»  $P > P_1$**

Lorsque la pression  $p$  dépasser la pression de fluage  $p_f$  il se développe autour du trou des surfaces de rupture.

Le sol entre alors dans le domaine des déformations plastique. Il est à noter que la pression de fluage  $p_f$  peut être déterminée à partir de la courbe de fluage ou on porte la différence  $\Delta v$  entra les volumes mesurer à 1 min et à 30 seconde on fonction de la pression appliquée.

La phase des grandes déformations. Durant cette phase les déformations deviennent grande, tandis que la pression tend vers une limite appel « e pression limite  $p_1$ .

### III.7.3.2.3 Caractéristiques pressiometrique

Le module pressiometrique  $E_M$  c'est un module moyenne calculer d'après la théorie de lamé sur tout la phase pseudo-élastique partir de la relation :

$$E_M = 2(1+\nu) (V_0 + V_m) \frac{\Delta P}{\Delta v}$$

Avec :

- $V_0$  : volume de la sonde de mesure au repos,
- $V_m$  : volume injectée dans la sonde depuis le début de l'essai jusqu'au milieu de la phase pseudo élastique,
- $\nu$  : coefficient de poisson, pris par convention égal à **0.33**,
- $\frac{\Delta P}{\Delta v}$  : C'est la pente de la partie linéaire pseudo-élastique de la courbe pressiometrique.

### III.7.3.2.4 Les paramètre Déterminé :

- ✓ Le module de déformation E
- ✓ La pression limite  $P_1^*$
- ✓ La pression de fluage  $p_f$
- ✓ Le volume
- ✓ La phase pseudo-élastique (initial et final)

### III.7.3.2.5 Les résultats de l'essai

Tableau III-4 Les résultats de l'essai pressiométrique

Nature du sol	Prof (m)	E(bar)	PI(bar)	$\gamma_h(\text{Kn/m}^3)$	PI* (KPa)	E/PI	Pf(bar)
Remblais hétérogène	2,00	20,78	2,95	15,3	2,64	7,04	1,93
	4,00	36,40	3,85	15,3	3,23	9,46	2,41
	6,00	16,71	3,85	15,3	2,93	4,34	2,49
Argile limoneuse brunâtre saturée	8	36,83	8,79	16,21	7,49	4,19	5,49
Argile bleuâtre peu limoneuse compacte	10,00	7321,05	39,94	20,25	37,91	183,32	23,86
Marne grise indurée	12,00	7321,05	39,81	21,5	37,23	183,90	23,86
	14,00	7321,05	39,68	21,5	36,67	184,48	23,86

Tableau III-5 Classification des sites

Catégorie	Description	Ep (MPa) (e)
S1	Rocheux	>100
S2	Ferme	>20
S3	Meuble	5 ~20
S4	Très meuble ou présence de 3m au moins	<5

Dans ce cas le sol en place est classé en

- S4 remblai de 0.00 à 7.00 m de profondeur
- S3 meuble de 7.00 à 10.00 m de profondeur
- S2 ferme au-delà de 10.00m de profondeur

### III.7.4 Les essais de laboratoire :

Ces essais consistent à prélever des échantillons les moins remaniés possibles de chacune des couches rencontrées, puis les envoyer au laboratoire pour des essais qui déterminent les caractéristiques physiques et mécaniques du sol. Il y a lieu de rappeler qu'un programme d'essais de laboratoire a été établi sur les prélèvements en particulier au niveau des formations où seront implantées les fondations.

#### III.7.4.1 Essais d'identifications

Le sol est un mélange d'éléments solides constituant le squelette solide, d'eau pouvant circuler ou non entre les particules est d'air ou de gaz. Il est donc, on général constitué de trois phases :

**Sol = squelette solide (grains minéraux) + Eau + Gaz**

Entre les grains du squelette les vides peuvent être remplis par de l'eau, par un gaz, ou les deux à la fois.

- **V<sub>s</sub>** : Volume des grains solides.
- **V<sub>v</sub>** : Volume des vides entre les grains.
- **V<sub>w</sub>** : Volume de l'eau.
- **V<sub>a</sub>** : Volume de l'air.
- **V** : volume total.
- **W<sub>s</sub>** : poids des grains solides.
- **W<sub>w</sub>** : poids de l'eau.
- **W** : poids total du sol.

Avec les relations :

$$\mathbf{W = W_s + W_w} \quad \mathbf{V = V_v + V_s} \quad \mathbf{V_v = V_a + V_w}$$

##### III.7.4.1.1 Densités (NF P94-064)

Elles donnent une indication utile sur la capacité des sols. C'est un paramètre important pour le calcul, entre autre, de la capacité portante de sol.

- Poids volumique (total) du sol :  $\gamma = W/V$
- Poids volumique des grains solides :  $\gamma_s = W_s/V_s$
- Poids volumique du sol sec :  $\gamma_d = W_s / V$
- Poids volumique de l'eau :  $\gamma_w = W_w/V_w$  ( $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ )
- Poids volumique déjaugé :  $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$  (lorsque le sol est entièrement immergé).

Tableau III-6 Classification de densité du sol

Etat	Masse volumique $\rho_d$ ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )
Peu dense	$\rho_d \leq 1600$
Dense	$1600 \leq \rho_d \leq 1800$
Très dense	$\rho_d > 1800$

#### III.7.4.1.2 La teneur en eau (NF P94-065)

C'est le rapport du poids de l'eau au poids des grains solides d'un certain volume du sol, elle s'exprime en pourcentage.

$$W = W_w / W_s (\%)$$

#### III.7.4.1.3 Le degré de saturation

Indique dans quelle proportion les vides sont remplis par de l'eau. Il est défini comme le rapport du volume d'eau au volume des vides. Il s'exprime en pourcentage :

$$S_r = (V_w / V_v) \times 100$$

- Lorsque le sol est saturé,  $S_r = 100\%$

#### III.7.4.1.4 Limites d'Atterberg (NF P94-051)

Sont des constantes physiques conventionnelles qui marquent les seuils entre :

- Le passage d'un sol de l'état plastique à l'état solide (limite de liquidité : WL).
- Le passage d'un sol de l'état liquide à l'état plastique (limite de plasticité : WP).
- La différence  $IP = WL - WP$  qui définit l'étendue du domaine plastique, est particulièrement importante, c'est l'indice de plasticité.
- L'indice de consistance est défini comme étant le rapport de  $(WL - W)$  et l'indice de plasticité.

$$I_c = (WL - W) / I_p$$

Les essais s'effectuent en deux phases :

- Recherche de la limite de liquidité.
- Recherche de la limite de plasticité.

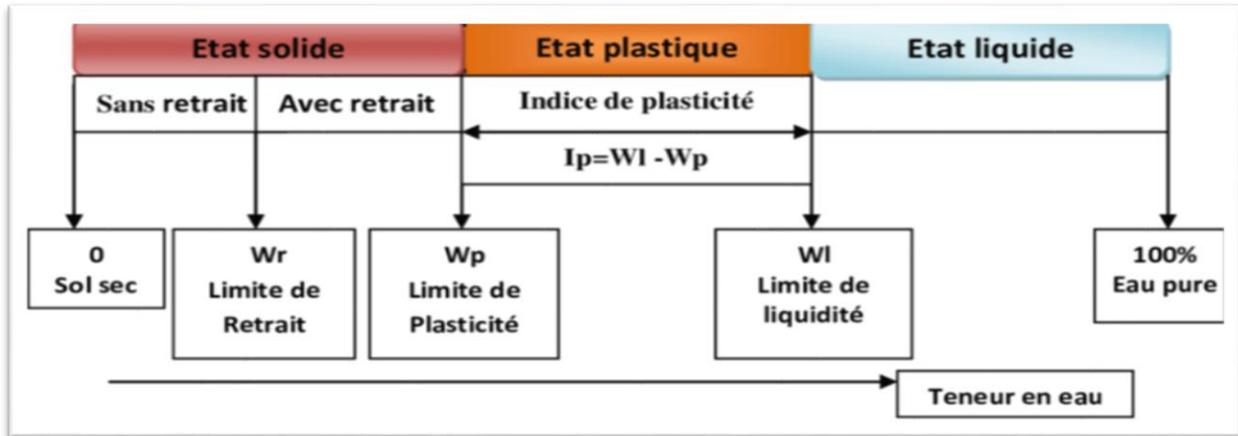


Figure III-8-Les Limites d'Atterberg

Classification de état du sol a partir de indice de plasticité **Tableau III-7**

**Tableau III-7 Classification de plasticité du sol**

Indice de plasticité	Degré de plasticité
$0 < I_p < 5$	Non plastique (l'essai perd sa signification dans cette zone de valeurs)
$5 < I_p < 15$	Moyennement plastique
$15 < I_p < 40$	Plastique
$I_p > 40$	Très plastique

### III.7.4.1.5 Analyse granulométrique : norme NF P 94-056, P 94-0 57

Est la recherche de la distribution en poids des particules solides d'un sol suivant leurs dimensions effectuées par tamisage

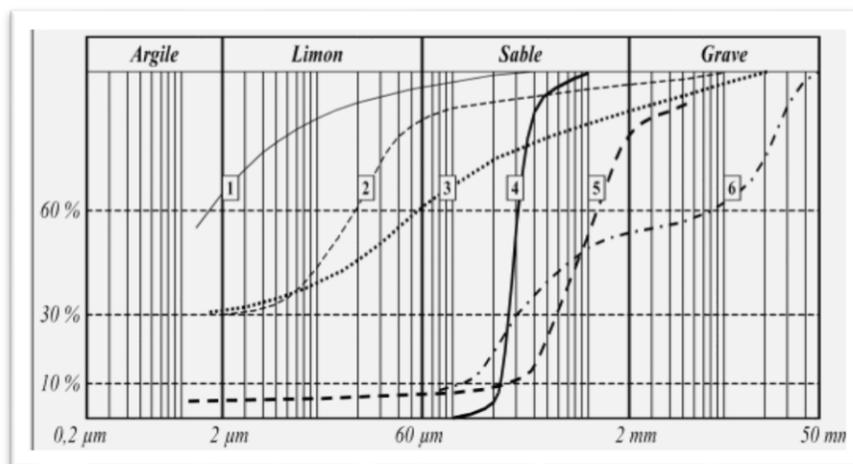


Figure III-9- classification de la nature du sol

### III.7.4.1.6 Les résultats des essais d'identifications :

Tableau III-8 Les résultats des essais de laboratoire

N sondage	Profondeur (m)	Teneur en eau (%)	Densité sèche (t/m <sup>3</sup> )	Densité humide (t/m <sup>3</sup> )	Teneur en eau de saturation %	Degré de saturation %
SC 01	1,55-1,80	25,23	1,52	1,90	28,79	87,64
	7,25-7,77	22,43	1,62	1,98	24,73	90,71
	8,65-9,00	11,74	2,02	2,26	12,50	93,88

- ✓ La teneur en eau Moyenne es de l'ordre **11 à 25 %**
- ✓ Degré de saturation est de **90 à 93,88 %**

**Alor** le sol est en état sature

- ✓ La densité sèche ( $\gamma_d$ ) est de l'ordre de 1,52 à 2,02 t/m<sup>3</sup>

**Alor** le sol de faible densité sur la première profondeur (0 à 6m) et moyennement dense a dense au-delà de 6.00m

- ✓ **Analyse granulométrique : norme NF P 94-056, P 94-0 57**

Tableau III- 9 Les résultats d'Analyse granulométrique

SC 01	Profondeur (m)	5mm	2mm	1mm	0.2mm	0,1mm	Résulta
	1,5-6,5	90%	79%	75%	70%	60%	Sol fin
SC 01	Profondeur (m)	0,2mm	0,02mm	0,01mm	5 $\mu$	Résulta	
	6,5-7	90%	65%	55%	45%	Sol limon	

Les courbe d'essais granulométrique nous montre que le sol est fin, dont la distribution dimensionnelle en poids des particules **inférieur à 80 $\mu$ m**, est **supérieur à 50%**

- ✓ Limites d'Atterberg : norme NF P 94-051

Tableau III-10 Les résultats l'essai Limites d'Atterberg

Essai N°	W(%)
1	15,25
2	13,25
3	14,02

- ✓ Les limite de liquidité est l'ordre de **WL = 49,58%**
- ✓ Les indices des plasticités sont l'ordre de **IP = 35,41%**
- ✓ Les limite de plasticités est **WP= 14,17%**

$$IP = WL - WP$$

Alor les resulta il donnée un sol **plastique**

### III.7.4.2 Les essais mécaniques

#### III.7.4.2.1 Essais de cisaillements (C et $\phi$ ) norme NF P94-071-1

Les essais de cisaillements caractérisent le comportement de sol vis-à-vis de la déformation de l'application d'une contrainte normale, et un déplacement à une vitesse constante. La composante horizontale qui s'oppose au déplacement du chariot suivant a un plan de rupture caractérise la quantification de la résistance au cisaillement traduite par les mesures de la cohésion (C) et de l'angle de frottement ( $\phi$ ) donne une possibilité de calculer la contrainte limite à la rupture d'un sol.

L'essai a la boîte de casagrande (type non consolide non drainé)

✓ Les résultats de l'essai

Tableau III-11 Les résultats de l'essai de cisaillement

N sondage	Profondeur (m)	Cohésion C (bar)	Angle de frottement $\phi$ (°)
SC01	1,50-1,55	0,16	10
	6,00-6,5	0,37	11,61
	9,00-9,5	0,37	11,61
	10,5-11,00	0,50	28,91

Ont donné les valeurs suivantes :

- ✓ La **cohésion** de l'ordre de **0,16 à 0,37**.
- ✓ **Angle de frottement** de l'ordre de **11,61 à 28,91**.

### III.7.4.2.2 Essai à la compression simple : norme NF P 94-077

Un essai de compression mesure la résistance à la compression d'un matériau sur une machine d'essais mécaniques suivant un protocole normalisé. Les essais de compression se font souvent sur le même appareil que l'essai de traction mais en appliquant la charge en compression au lieu de l'appliquer en traction.

Tableau III-12 Classification de résistance à la compression

Rc(MPa)	Terme descriptif
Rc > 200	Très élevée
60 < Rc < 200	Elevée
20 < Rc < 60	Moyenne
6 < Rc < 20	Faible
Rc < 6	Très faible

Les résultats de ces essais sont

- ✓ **Rc = 2,94 bar**
- ✓ Alors la cohésion est **Rc/2 = 1,20 bar** et l'angle de frottement est **15°**

### III.7.4.2.3 Essais œdométriques XP P94-090-1

Cet essai permet d'analyser la consolidation d'éprouvettes saturées des sols intacts (échantillons paraffinés), soumises à des charges verticales uniformes, drainées sur les deux faces (inférieure et supérieure) et maintenues latéralement par une paroi rigide.

Pour déterminé :

- ✓ La Pression de consolidation **Pc**
- ✓ Le Coefficient de tassement **Ct**
- ✓ Le Coefficient de gonflement **Cg**
- ✓ Indice des vide initial et final **e**
- ✓ Indice de compression **Cc**

- ✓ Les résultats de l'essais

Tableau III-13 résultats de l'essais œdométriques

N° de l'essai	La profondeur(m)	Pc (bar)	Cc (%)	Cg (%)
SC 01	8,5-9,00	3,61	12,96	2,99

Alors

- ✓ Coefficient de gonflement inférieur à **4%**
- ✓ Un coefficient de compressibilité de **12.96%**,
- ✓ Avec des pressions de **pré-consolidation supérieures** aux poids des terres au repos, ce qui nous donne **un sol gonflant à peu gonflant, moyennement compressible et sur-consolidé.**

### III.7.4.2.4 Analyses chimiques : NA 16 002 (vérification de l'agressivité vis-à-vis du béton)

Les analyses chimiques d'agressivité (selon la norme Algérienne NA 16 002) ont montré que le **sol en place ne présente pas d'agressivité vis-à-vis du béton :**

- ✓ Les résultats

Tableau III-14 Les résultats Analyses chimiques

Sondage	Profondeur (m)	Sulfates (mg/kg)	Chlorures (%)	pH
SC 01	3.00-4.00	1702	Traces	7,49

### III.8 Conclusion :

Après étude géotechnique, nous concluons les caractéristiques et les type de sol sur lesquelles le projet se concentrera

- 0,0 à 6,00 m est une couche de remblais hétérogène
- 7.00 à 8,00 m est une couche d'Argile limoneuse brunâtre saturée
- 9.00 à 11 m une couche Argile bleuâtre peu limoneuse compacte
- 12 à 14 m est une couche de Marne grise indurée

Ces formations sont caractéristiques par : sol une bonne densité, et plastique avec des caractéristiques mécaniques : peu gonflantes et sur-consolidées, le sol est fin, **supérieur à 50%**

**Chapitre VI :**  
**Calcul des fondations**  
**profondes**

## IV. Chapitre 4 : Calcul manuel des fondations de projet

### IV.1 Introduction

Comme nous avons une couche de remblais hétérogène d'une profondeur de **6 m**, nous ne pouvons pas appliquer de fondations superficielles, nous avons donc directement choisi des fondations profondes.

Donc ce chapitre on calcule les fondations profondes avec deux méthodes (méthode traditionnelle (C et  $\phi$ ) et pressiométrique).

### IV.2 Considération générale

Selon l'Eurocode-7, il existe 7 états limites ultimes à prendre en compte lors du calcul des fondations sur pieux :

- 1) Stabilité d'ensemble,
- 2) Capacité portante de la fondation sur pieux,
- 3) Soulèvement ou résistance à la traction insuffisante de la fondation,
- 4) Rupture du terrain due au chargement latéral de la fondation,
- 5) Rupture du pieu,
- 6) Soulèvement ou résistance à la traction insuffisante de la fondation,
- 7) Rupture du terrain due au chargement latéral de la fondation,

### IV.3 Combinaison des actions

#### a) Etat limite ultime

- $1,35G + 1,5Q$

#### b) En état limite de service

- $G + Q$

D'après le B.E.T les résultats de la descente de charge sont donnés comme suit : Poids apportés par le radier :

$$G = 25151,25 \text{ KN}, Q = 3604,44 \text{ KN}$$

- Le poids de la structure :  $N_{\text{ser}} = 28\,755.69 \text{ KN}$

- Le poids de radier :  $N_{\text{radier}} = 1 \cdot 22,57 \cdot 14,27 \cdot 25 = 8\,051.84 \text{ KN}$
- L'effort total :  $N_{\text{total}} = 28755.69 + 8\,051.84 = 36\,807.49 \text{ KN}$
- La surface de radier :  $S = 22,57 \cdot 14,27 = 322.07 \text{ m}^2$

#### IV.4 Calcul de capacité portante et la charge critique

Le chargement vertical d'un pieu se traduit par la mobilisation d'une pression verticale  $q_p$  en pointe, et des contraintes de cisaillement  $\pi(z)$  le long du fût du pieu, appelées contraintes de frottement latéral. Au fur et mesure de l'augmentation de la charge  $Q$ , l'équilibre des forces se traduit par une augmentation simultanée de la contrainte  $\tau(z)$  de frottement latéral le long du fût et de la pression  $q_p$  en pointe du pieu :

$$Q = S + q_p + P \int_0^D \pi(z) dz$$

$P$  et  $S$  sont respectivement le périmètre du fût et l'aire de la section de la pointe du pieu

Tableau IV-2 Valeur de  $Q_l$  en cas de chargement vertical

Etat limite	Combinaison	Chargement en compression	Chargement en traction
Ultime	Fondamentale	$\frac{Q_l}{1,40}$	$-\frac{Q_{lt}}{1,40}$
	Accidentelle	$\frac{Q_l}{1,20}$	$-\frac{Q_{lt}}{1,30}$
Service	Rare	$\frac{Q_c}{1,10}$	$-\frac{Q_{ct}}{1,40}$
	Quasi-permanente	$\frac{Q_c}{1,40}$	0

Lorsque la charge atteint une valeur  $Q_l$ , le sol autour du pieu atteint un état d'équilibre limite, correspondant à la mobilisation de toute la résistance du sol pour porter la fondation, ce qui correspond à l'équation suivante :

$$Q_l = Q_p + Q_s = A_p * q_p + P \int_0^D q_s(z) dz$$

On dit que le sol a atteint sa capacité portante, l'effort vertical limite

$Q_l$  : est dit capacité portante verticale du pieu.

$Q_s$  et  $Q_p$  sont respectivement les efforts verticaux développés sur le fût et en pointe

#### IV.4.1 À partir des paramètres $C$ et $\varphi$

Avant le développement des essais in-situ, il était d'usage le recours à la théorie classique de la capacité portante pour calculer  $Q_l$ , à partir des caractéristiques mécaniques  $C$  et  $\varphi$ . La charge limite reprise par un pieu isolé dans un sol homogène est formulée selon cette théorie comme suit: La méthode ci-après est recommandée par le règlement Français **DTU-13.2**.

La méthodologie de calcul est comme suit :

**Etape 1 :** on calcule la fiche critique  $D_c$  du pieu, au-delà duquel la résistance en pointe n'augmente plus avec la profondeur.  $D_c = 3B$ ,

Donc:  $D_c = 3 \cdot 1.2 = 3,6 \text{ m}$

**Etape 2 :** on calcule la résistance en pointe  $q_l$  par :

$$q_l = a \cdot N_q^{\max} + \lambda \cdot C \cdot N_c^{\max}$$

$a = 50 \text{ kPa} = 0,05 \text{ MPa}$

$\lambda =$  coefficient de forme égal à **1,3** pour pieux à section circulaire ou carrée

$C = 37 \text{ kPa} = 0,037 \text{ MPa}$

$$N_q^{\max} = 10^{3,04 \cdot \tan \varphi} = 10^{3,04 \cdot \tan 11,61} = 4,2$$

$$N_c^{\max} = \frac{N_q^{\max} - 1}{\tan \varphi} = \frac{4,2 - 1}{\tan 11,61} = 15,62$$

Donc :

$$q_l = (0,05 \cdot 4,2) + (1,3 \cdot 0,037 \cdot 15,62) = 961,8 \text{ kPa}$$

**Etape 3 :** on détermine l'effort limite  $Q_p$  en pointe dont l'aire de section  $S$  :

$$Q_p = S \cdot q_l$$

$$Q_p = \pi \cdot 0,6 \cdot 0,6 \cdot 961,8 = 1087,77 \text{ kN}$$

**Etape 4 :** on calcule la contrainte de frottement latérale limite  $q_s$  à la profondeur  $z$

- Dans ce cas on calcule préliminaire, on opte pour  $q_s$ . les valeurs maximales  $q_{s\max}$

Tableau IV 3 les valeurs maximales courent  $q_s$ 

Nature du sol	Marge de $q_c$ (MPa)	Pieu foré		Pieu battu		Pieu injecté	
		Fut béton	Tubé	Fut béton	Fut métal	Faible pression	Haute pression
Argile molle et vase	0-2,00	15	15	15	15	35	-
Argile de consistance moyenne	2-2,5	35	35	35	35	80	>120
Argile raide à très raide	>5,0	35	35	35	35	80	>200
Limon ou sable lâche	0-2,5	35	35	35	35	80	-
Sable moyennement compacte	2,5-10	80	35	80	80	120	>200
Sable compacte à très compacte	>10,0	120	20	120	120	150	>200
Craie molle	<5,0	35	35	35	35	80	-
Craie altérée fragmentée	>5,0	120	80	120	120	150	>200

Le sol est : **Argile de consistance moyenne ; Pieu foré Tubé**

Donc la valeur de  $q_s = 35\text{kPa}$

**Étape 5** : on calcul l'effort limite de frottement latérale limite  $Q_s$  par :

$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz$$

$$Q_s = 1,2\pi * 35 * 12$$

$$Q_s = 1583,36 \text{ KN}$$

**Etape 6** : on calcul la capacité portante par :

$$Q_l = Q_s + Q_p$$

$$Q_l = 1583,36 + 1087,7$$

$$Q_l = 2671,06 \text{ KN}$$

#### IV.4.2 Evaluation à partir de l'essai pressiométrique

Le D.T.R BC 2.33.2 précise que la fondation est dite profonde si :  $D/B > 6$  et  $D > 3$  Avec :

$$D/B = 12/1,2 = 10$$

**D** : Longueur du pieux (la distance entre la surface du sol et la base du pieu).

**B** : diamètre de pieu.

D'après le fascicule 62, la charge limite  $Q_u$  d'un élément de fondation (pieu) est obtenu en additionnant la charge limite de pointe  $Q_{pu}$  correspondant au poinçonnement du sol à la base du pieu et la charge limite  $Q_u$  mobilisant les frottements entre le fut de pieu et le sol:

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

$Q_{pu}$  : la charge limite sous la pointe du pieu :

$$Q_{pu} = \rho_p \cdot A \cdot q_{pu}$$

Tel que :

$$q_{pu} = K_p * P l e^*$$

Avec :

- $\rho_p$ : coefficient réducteur de l'effort de pointe  $\rho_p = 1$
- $A$  : aire de la section droite du pieu tel que  $A = \pi R^2$ ,
- $q_{pu}$ : contrainte limite de pointe
- $k_p$ : coefficient de portance équivalente qui dépende de la nature de sol et du mode de mise en œuvre du pieu, il est donné par le Tableau IV-4

$Q_{su}$ : la charge limite par frottement de fut du pieu et le sol.

$$Q_{su} = \rho_s * P * \sum q_s * e_i$$

Avec :

- $\rho_s$  : coefficient réducteur de frottement latérale,

- **P** : périmètre de la section droite du pieu,
- **qs** : frottement latérale unitaire de la couche i,
- **ei** : épaisseur de la couche i.

**La hauteur d'encastrement équivalente  $D_e$  est donnée par la formule :**

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

Avec :

- **$P_{le}^*$**  : la pression limite équivalente
- **$P_l^*$**  : la pression limite équivalente a la profondeur z
- **D** : hauteur d'encastrement réelle du pieu
- **d** : pris égal à 0

**La pression limite équivalent par la formule suivant :**

$$P_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-d}^{D+3a} p_l(z) dz$$

Avec

- **a** : max (B/2 et 0.5m)
- **b** : min (a et h)
- **h** : ancrage dans la couche on situe la pointe du pieu

Tableau IV-3 Valeurs du facteur de portance  $k_p$

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argile-Limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sable-Graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes		1,8	1,8
Roches altérées (1)		1,1-1,8	1,8-3,2

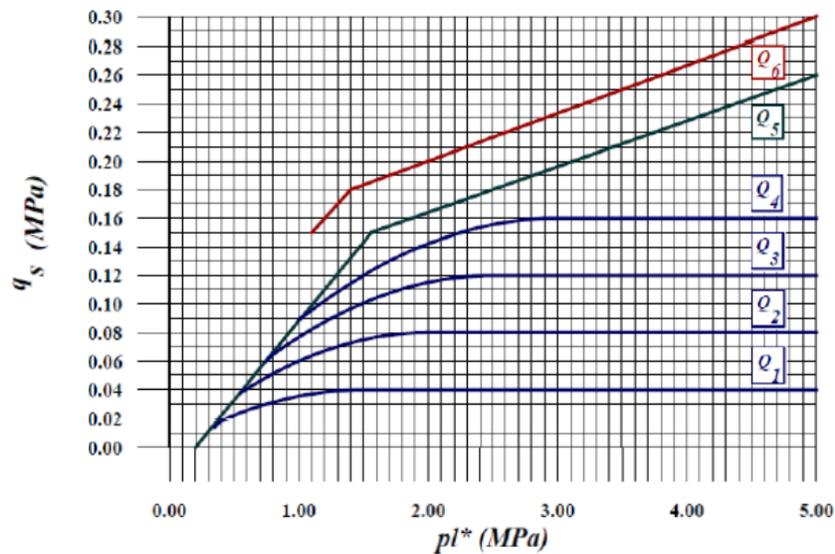


Figure IV-1 Frottement latéral unitaire limite le long du fut du pieu

Tableau IV 4 Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire  $q_s$

	Argiles. Limons			Sables. Graves			Craies			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	-
Foré simple	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> ,Q <sub>2</sub> (1)	Q <sub>2</sub> ,Q <sub>3</sub> (1)	-			Q <sub>1</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> ,Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> ,Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>6</sub>
Foré à la boue	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> ,Q <sub>2</sub> (1)		Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub> ,Q <sub>1</sub> (1)	Q <sub>3</sub> ,Q <sub>2</sub> (1)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>4</sub> ,Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> ,Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>6</sub>
Foré tubé (tube récupéré)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> ,Q <sub>2</sub> (3)		Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub> ,Q <sub>1</sub> (2)	Q <sub>3</sub> ,Q <sub>2</sub> (2)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub> ,Q <sub>4</sub> (3)	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	-
Foré tubé (tube perdu)	Q <sub>1</sub>			Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	(4)			Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	-	
Puits	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>				Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>	Q <sub>6</sub>
Métal battu fermé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	(4)			Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>4</sub>	
Battu préfabriqué béton	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>			(4)			Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>4</sub>
Battu moulé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	-	
Battu enrobé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	(4)			Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>		
Injecté basse pression	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>			Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>		-
Injecté haute pression		Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>	Q <sub>5</sub>	Q <sub>6</sub>		Q <sub>5</sub>	Q <sub>6</sub>	Q <sub>6</sub>		Q <sub>7</sub> (7)	

### IV.4.3 Application numérique

**B=1,2m**

**D=12m**

**h=1,8m**

**b=0,6m**

B=le diamètre de pieu

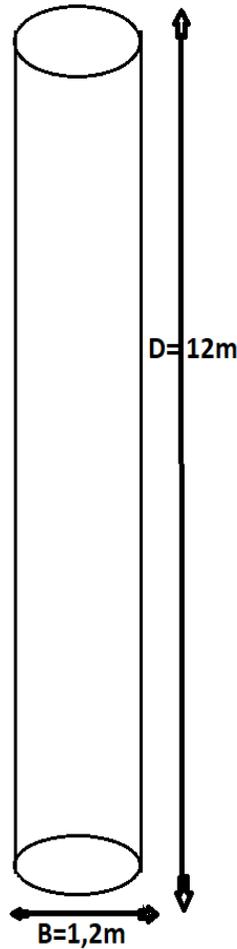
D=l'encrage

h=hauteur de la couche résistance dans laquelle la pointe est encastrée

b= paramètre géométrique définition la zone utile de la résistance en pointe calcul pour :

**B= 1,2m et D= 12m**

Lithologie	Profondeur	Pl*
Remblais hétérogène	6 m	2,64
		3,23
		2,93
Argile limoneuse brunâtre saturée	8 m	7,49
Argile bleuâtre peu limoneuse compacte	10 m	37,91
Marne grise indurée	12 m	37,23



✓ Calcul de la charge de pointe

$$Q_p = \rho_p \cdot A \cdot q_{pu}$$

Tel que :  $q_{pu} = K_p \cdot Pl_e$

$$\left\{ \begin{aligned} A_p &= \frac{\pi B^2}{4} \\ A_p &= \frac{\pi 0,6^2}{4} = 0,282m^2 \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} Pl_e^* &= \frac{1}{b+3a} \int_{D-d}^{D+3a} pl(z) dz \end{aligned} \right.$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{0,6+3*0,6} \int_{12-0,6}^{12+3*0,6} 37,23 \, dz = 37,23 \text{ kPa}$$

- Une lithologie : marne indurée
- Élément mis en œuvre sans refoulement de sol
- $A = 0,2826\text{m}^2$      $\rho_p = 1$
- Section pleine tube fermé

$$\left. \begin{array}{l} \text{• Une lithologie : marne indurée} \\ \text{• Élément mis en œuvre sans refoulement de sol} \\ \text{• } A = 0,2826\text{m}^2 \quad \rho_p = 1 \\ \text{• Section pleine tube fermé} \end{array} \right\} K_p = 1,80$$

$$Q_{pu} = \rho_p * A_p * K_p * P_{le}^*$$

$$Q_{pu} = 1 * 0,282 * 1,8 * 37,23$$

$$Q_{pu} = 1893,815 \text{ KN}$$

- ✓ D'où la hauteur d'encastrement équivalente :

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

$$D_e = \frac{1}{37,23} \left( \frac{(2,64+3,23+2,93)*6}{3} + \frac{(7,49*2)}{1} + \frac{(37,91*2)}{1} + \frac{(37,23*2)}{1} \right)$$

$$D_e = 4,91 \text{ m}$$

- ✓ La charge limite en frottement latérale :

$$Q_{su} = Q_{su1} + Q_{su2}$$

- Au niveau des formations argileuses

$$Q_{su1} = p_{s1} \cdot P \cdot q_{s1} \cdot e_1$$

$$P = \pi \times B = \pi \times 0,6 = 1,884 \text{ m}$$

- Argile
- Pieu foré tubé (tube récupéré)
- $p_{s1} = 7,49 \text{ bars}$
- $Q_1$

$$\left. \begin{array}{l} \text{• Argile} \\ \text{• Pieu foré tubé (tube récupéré)} \\ \text{• } p_{s1} = 7,49 \text{ bars} \\ \text{• } Q_1 \end{array} \right\} q_{s1} = 0,30 \text{ bars.}$$

$$Q_{su1} = 1 * 1,88 * 0,30 * 10 = 5,652 = 565,2 \text{ KN}$$

- Au niveau des formations marneuses :

$$Q_{su1} = p_{s2} \cdot P \cdot q_{s2} \cdot e_2$$

$$P = \pi \times B = 1.884 \text{ m.}$$

- marnes
- Pieu foré tubé (tube récupéré)
- $P1^* = 37.23 \text{ bars}$
- Q3.

$$q_{s2} = 1.20 \text{ bars}$$

$$Q_{su2} = 1 \cdot 1.88 \cdot 1.20 \cdot 2 = 4.512 = 451,2 \text{ KN}$$

$$Q_{SU} = Q_{SU1} + Q_{SU2}$$

$$Q_{SU} = 565,2 + 451,2$$

$$Q_{SU} = 1\,016.4 \text{ KN}$$

✓ la charge limite  $Q_l$

$$Q_l = Q_{PU} + Q_{SU}$$

$$Q_l = 1893,815 + 1\,016.4$$

$$Q_l = 2\,910.21 \text{ KN}$$

#### IV.5 Calcul de la charge admissible

La détermination des charges admissible sous les états de service fait référence à la charge de fluage qui est donnée pour les pieux mis en œuvre sans refoulement du sol (pieux forés) par la formule suivante :

$$Q_c = \frac{Q_{PU}}{2} + \frac{Q_{SU}}{1,5}$$

$$Q_c = \frac{1893,815}{2} + \frac{1016,4}{1,5}$$

$$Q_c = 1624,50 \text{ KN}$$

Tableau IV 5 les résultats de calcul

La charge	Unité (KN)
La charge limite de pointe	<b>1893,81</b>
La charge limite en frottement	<b>1203,2</b>
La charge limite de pieu	<b>2909,015</b>
La charge de fluage $Q_c$	<b>1 624.50</b>

#### IV.5.1 La charge admissible de pieux

$$\text{ELU : } Q_n = \frac{Q_u}{1,4} = \frac{2\,910.21}{1,4} = 2\,078.86 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } Q_n = \frac{Q_c}{1,1} = \frac{1\,624.50}{1,1} = 1\,476.61 \text{ KN}$$

#### IV.6 Tassement d'un pieux isolé :

Le tassement d'un pieu isolé est souvent faible et n'excède que rarement le centimètre sous une charge de référence égal à **40%** de la charge limite. Des formules empiriques simples ont été proposées pour estimer le tassement (**S**) sous cette charge de référence :

- pour des pieux forés : **S = 0.006B**

- pour les pieux battus : **S = 0.009B**

Ces résultats sont valables pour une très large gamme de pieux (de longueur comprise entre 6m et 45m, de diamètre compris entre 0,3 et 1,5m)

##### Application :

Pieux forés : **S = 0.006B**

**B=1,2m** = **S = 0.006\*1,2 = 7,2\*10<sup>-3</sup>m**

Ces tassements sont négligeables et ne posent aucun problème de déformation.

#### IV.7 Calcul de nombre des pieux

Nombre des pieux

$$N = \frac{N_{ultime}}{Q_n}$$

Avec : **Nultime = 36 807.49 KN**

Alor :

$$\text{ELU} : \frac{36\,807.49}{2\,078.86} = 18 \text{ pieux}$$

$$\text{ELS} : \frac{36\,807.49}{1\,476.61} = 25 \text{ pieux}$$

D (m)	$Q_{PU}$ (KN)	$Q_{SU}$ (KN)	$Q_U$ (KN)	$Q_c$ (KN)	$Q_n$ (KN)		Les nombre des pieux	
					ELU	ELS	ELU	ELS
1,2	1893, 15	1203, 2	3096, 35	1749,040	ELU	ELS	ELU	ELS
					2 078.86	1 476.61	18	25

On opte un minimum **27** pieux de **1,2m** de diamètre et de **12m** de longueur répartis sous le radier

On opte pour **35** pieux pour bonne réparation.

#### IV.7.1 Répartition des pieux sous le radier

Pour une bonne réparation on prend **35** pieux

**m= 7** est le nombre de colonnes avec distance entre axe est **d1=3m**

**n=5** est le nombre de ligne avec distance entre axe est **d2=3,40m**

Avec :

**L =22,57m ; B = 14,27m**



Figure IV-2 distribution des pieux sous le radier

## IV.8 Capacité portante d'un groupe de pieux

La charge verticale limite ou capacité portante globale  $Q_g^g$  d'un groupe de  $N$  pieux peut être inférieure à  $N$  fois la charge limite  $Q_1$  d'un pieu isolé travaillant dans les mêmes conditions. Le coefficient d'efficacité  $C_g$  d'un pieu, en termes de capacité portante, est défini par :

$$C_g = \frac{Q_g}{N \times Q_1}$$

### IV.8.1 Calcul de coefficient d'efficacité :

La formule de Converse-Labarre, applicable pour les pieux identiques verticaux et régulièrement espacés, donne le coefficient  $C_g$  en fonction des paramètres géométriques du groupe, comme suit :

$$C_g = 1 - \frac{2 \times \tan^{-1}\left(\frac{B}{d}\right)}{180} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

- **m** : nombre de lignes
- **n** : nombre de colonnes
- **B** : diamètre du pieu

- **d** : distance entraxe entre deux pieux

AN:

$$C_g = 1 - \frac{2 \times \tan^{-1}\left(\frac{1,2}{3,40}\right)}{180} \left(2 - \frac{1}{7} - \frac{1}{5}\right)$$

$$C_g = 0,642$$

$$Q_g = Q_l \times C_g \times N$$

$$Q_g = 2\,910,21 \times 0,6471 \times 35$$

$$Q_g = 65188,70 \text{ KN}$$

L'effet du groupe se manifeste surtout dans le cas de pieux flottants ou bien les pieux refoulant le sol, et il est négligeable pour les pieux travaillant en pointe comme il est dans notre cas.

# **Chapitre V : Calcul numérique**

## V. Chapitre 5 : Calcul numérique

### V.1 Introduction :

L'analyse des projets géotechniques est rendue possible grâce à de nombreux logiciels avancés (EX : **Geo5**, utilisé dans notre étude). L'ingénieur avec expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permet le passage de la réalité au modèle c'est difficile à évaluer. Il sait que le code par éléments finis est parfois intimidant et souhaiterait que ce ne soit pas le cas. Devoir intervenir dans la numérotation des nœuds et des éléments dans certaines des options qui leur sont assignées numérique.

Don ce chapitre ont calculé la capacité portante et modélisation de pieux isole et groupe des pieux à partir de logiciel **Geo5**

### V.2 Définition de logiciel Geo 5 :

GEO5 est un logiciel géotechnique intuitif pour l'analyse de la majorité des problèmes géotechniques, il regroupe une trentaine de programme en un même environnement pour l'analyse des études géotechniques. Chaque programme analyse un type de structure spécifique et est interconnecté aux autres pour faciliter des transferts de données et élargir les champs d'analyse. On compte parmi les programmes, les solutions suivantes :

- Stabilité des pentes ;
- Fondations superficielles ;
- Fondations profondes ;
- Ecrans de soutènements ;
- Murs poids, cantilever, maçonnés, en massif renforcé.

### V.3 Modélisations du projet par Geo 5 2019

#### V.3.1 Crée le projet et réglé l'unité de travail :

On va sur (**Project**) puit on va compléter les données de projet, après on va cliquer sur (**English**) et choix (**metric**) pour réglé l'unité (**KN/m3**)

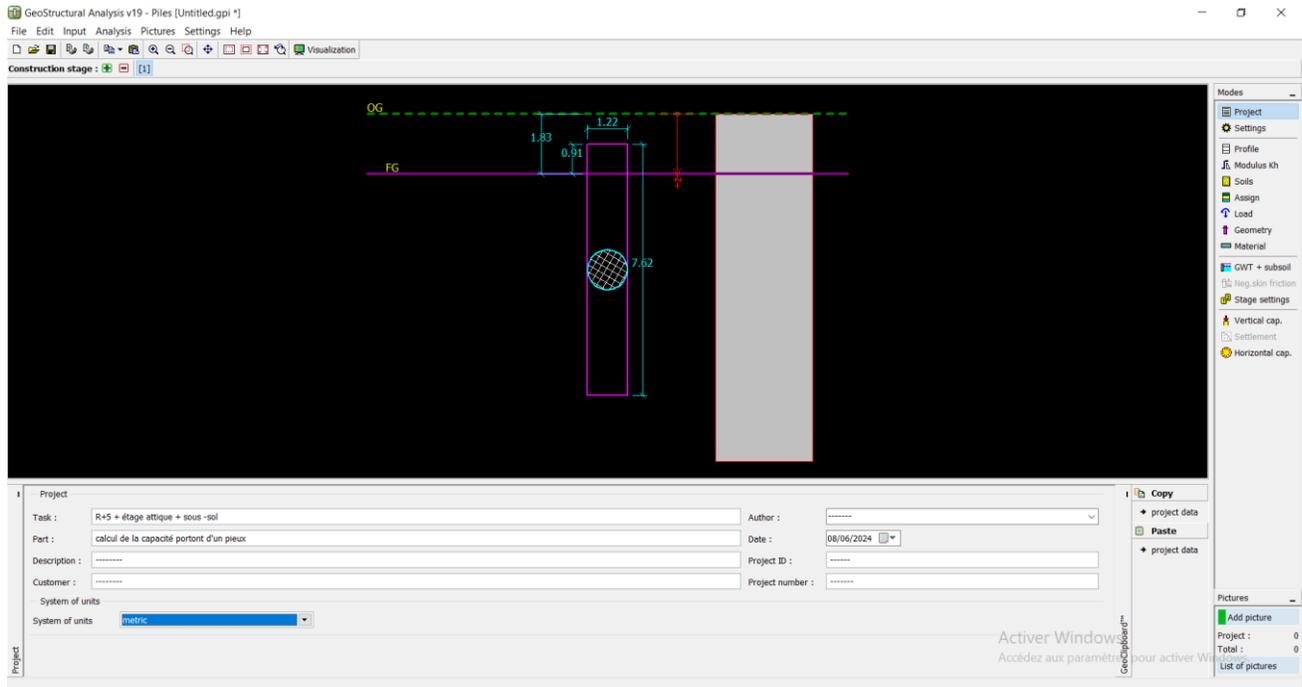


Figure V-1 Créé le projet et réglé l'unité de travail

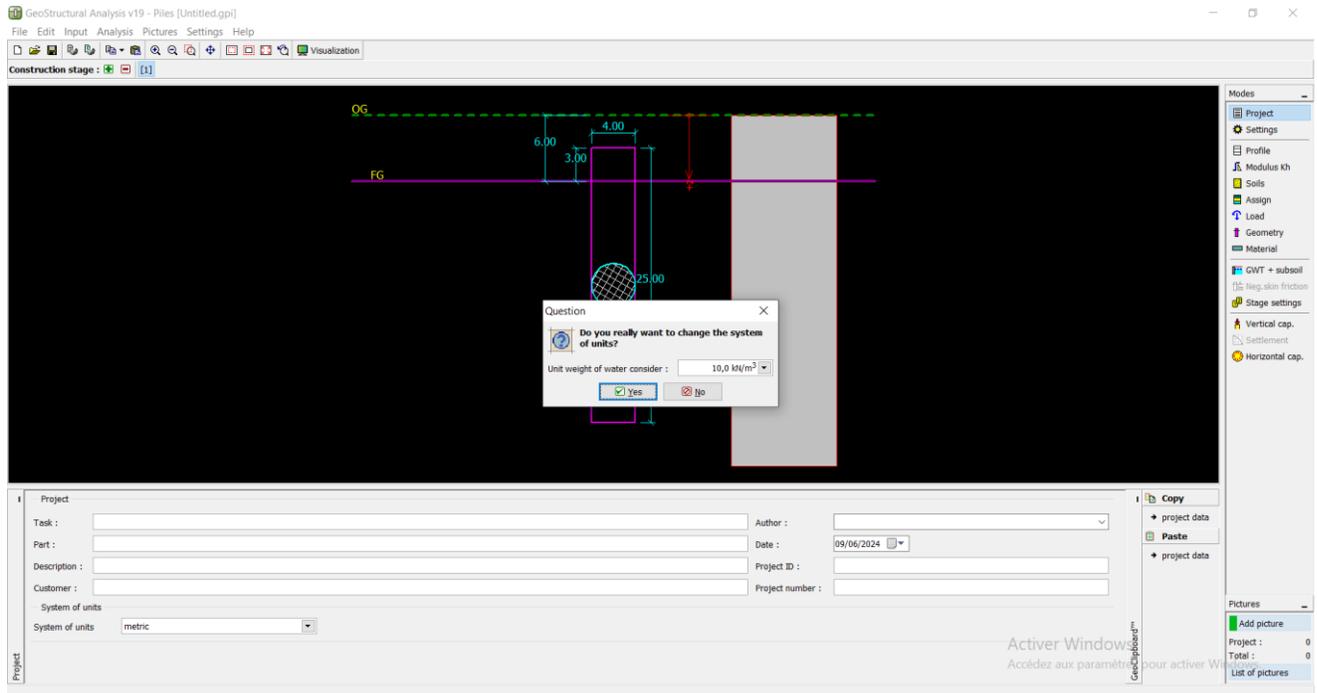


Figure V-2 réglé l'unité de travail

### V.3.2 Choix de la norme

On va sur (settings), puis on clique sur le bouton (**select settings**) et on choisit la norme (**France – EN 1997**) qu'on va travailler avec et on clique sur (**OK**).

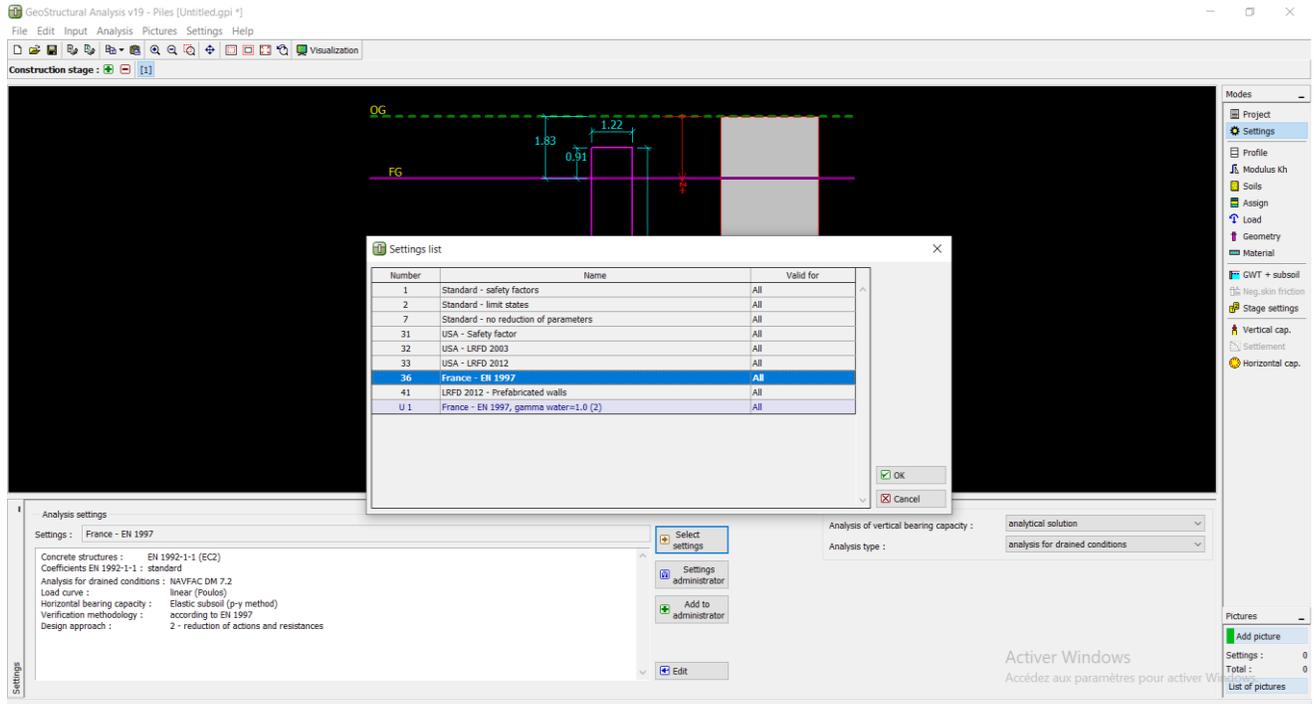
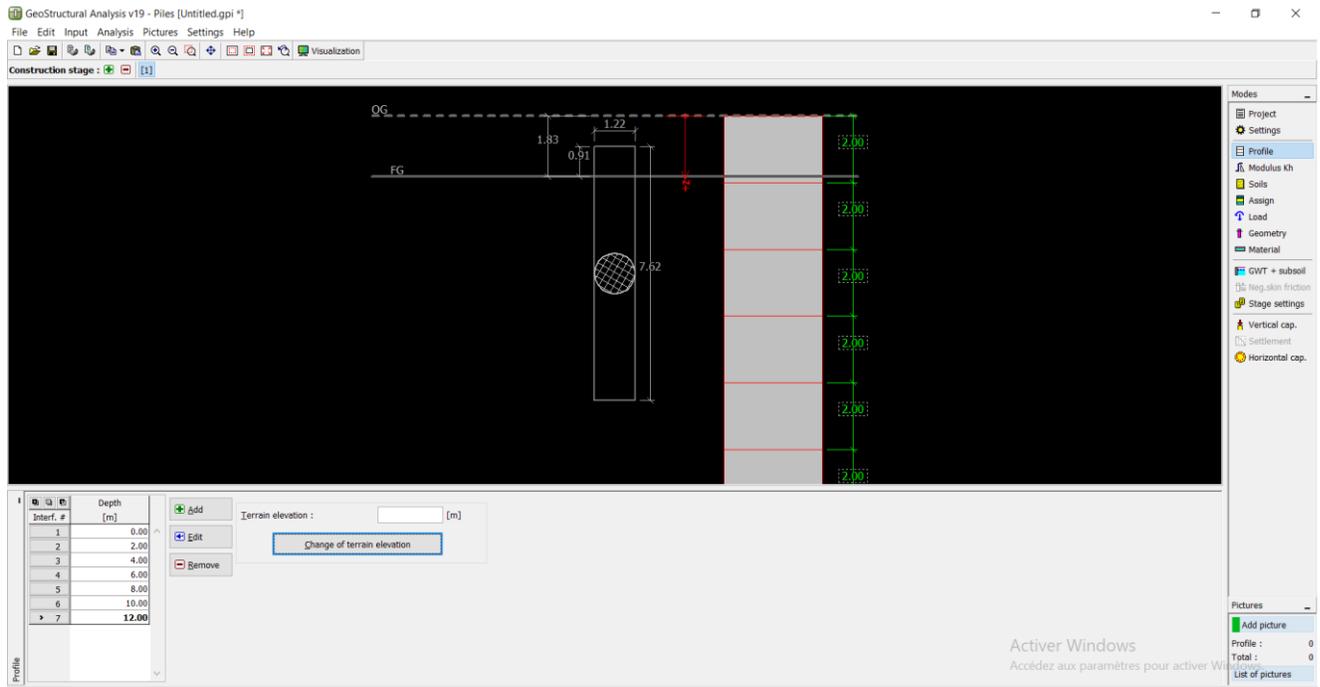


Figure V-3 Choix de la norme (France – EN 1997)

### V.3.3 Définition des épaisseurs des couches du sol

on va vers la commande (profile). Cette commande nous permet de préciser la profondeur de chaque couche, les profondeurs sont déterminées à partir de la mission G1 et le logiciel nous donne l'épaisseur de chacune automatiquement comme ci-dessous.



**Figure V-4 Détermination des profondeurs et épaisseurs des couches**

Donc on va après à (**modulus ks**) et on sélectionne l'option constante.

### V.3.4 Paramètres des matériaux

On choisit la commande (**soils**), cette dernière nous permet de spécifier le type et les caractéristiques de chaque couche et donc le nombre de la couche, on peut définir aussi la couleur et le motif correspondant à chaque couche, après on va entrer les données suivantes : le poids volumique  $\gamma$ , les paramètre de rupture ( $\phi$ ), puis on insère le module déformation (**Edef**), le poids volumique saturé et l'angle de dispersion  $\psi$ , et on finit par cliquer sur OK. On fait la même chose pour toutes les couches.

Modification of soil parameters

Identification  
Name : Argile limoneuse

Basic data  
Unit weight :  $\gamma = 16.21$  [kN/m<sup>3</sup>]  
Poisson's ratio :  $\nu = 0.40$  [-]

NAVFAC method  
Type of soil : cohesionless  
Angle of internal friction :  $\varphi_{ef} = 11.61$  [°]  
Pile skin friction : calculate

Coefficient of lateral stress : input  
Coefficient of lateral stress :  $K = 1.00$  [-]

Deformation characteristics  
Settlement analysis : insert Eoed  
Oedometric modulus :  $E_{oed} = 3.68$  [MPa]

Uplift pressure  
Calc. mode of uplift : standard  
Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 19.00$  [kN/m<sup>3</sup>]

Determining modulus of subsoil reaction  
Angle of dispersion :  $\beta = 0.00$  [°]

Draw  
Color : [Purple]  
Pattern category : GINT  
Pattern : LIMESTONE

Classification  
Classify  
Delete  
OK + [A]  
OK + [V]  
OK  
Cancel

Figure V-5 Caractéristiques de la couche d'argile limoneuse

Modification of soil parameters

Identification  
Name : Argile bleuâtre

Basic data  
Unit weight :  $\gamma = 20.25$  [kN/m<sup>3</sup>]  
Poisson's ratio :  $\nu = 0.40$  [-]

NAVFAC method  
Type of soil : cohesionless  
Angle of internal friction :  $\varphi_{ef} = 11.61$  [°]  
Pile skin friction : calculate

Coefficient of lateral stress : input  
Coefficient of lateral stress :  $K = 1.00$  [-]

Deformation characteristics  
Settlement analysis : insert Eoed  
Oedometric modulus :  $E_{oed} = 732.11$  [MPa]

Uplift pressure  
Calc. mode of uplift : standard  
Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 22.00$  [kN/m<sup>3</sup>]

Determining modulus of subsoil reaction  
Angle of dispersion :  $\beta = 0.00$  [°]

Draw  
Color : [Blue]  
Pattern category : GINT  
Pattern : CHALK

Classification  
Classify  
Delete  
OK + [A]  
OK + [V]  
OK  
Cancel

Figure V-6 Caractéristiques de la couche d'argile bleuâtre

Modification of soil parameters

Identification  
Name : Marne

Basic data  
Unit weight :  $\gamma = 21.50$  [kN/m<sup>3</sup>]  
Poisson's ratio :  $\nu = 0.40$  [-]

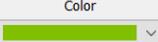
NAVFAC method  
Type of soil : cohesionless  
Angle of internal friction :  $\phi_{ef} = 29.00$  [°]  
Pile skin friction : calculate

Coefficient of lateral stress : input  
Coefficient of lateral stress :  $K = 1.00$  [-]

Deformation characteristics  
Settlement analysis : insert Eoed  
Oedometric modulus :  $E_{oed} = 732.11$  [MPa]

Uplift pressure  
Calc. mode of uplift : standard  
Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 22.90$  [kN/m<sup>3</sup>]

Determining modulus of subsoil reaction  
Angle of dispersion :  $\beta = 0.00$  [°]

Draw  
Color :   
Pattern category : GINT  
Pattern :   
BEDROCK

Classification  
Classify  
Delete  
OK +   
OK +   
 OK  
 Cancel

**Figure V-7** Caractéristiques de la couche de la marne

Une fois qu'on a terminé avec les types des couches, on va vers la commande (**assign**), cette commande nous permet d'attribuer chaque épaisseur (**thickness**) avec le type de couche correspondant.

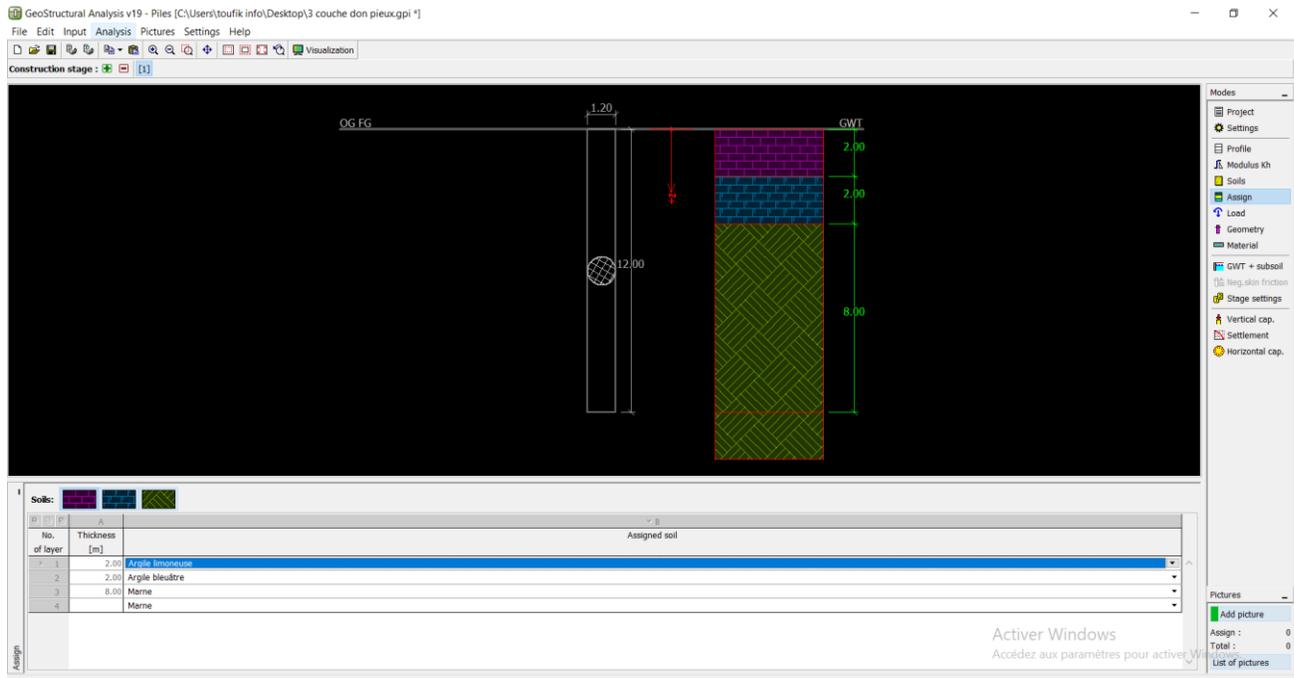


Figure V-8 Attribution des épaisseurs avec leurs propre type de couche

### V.3.5 Insertion des chargements

Après avoir terminé toute la coupe géotechnique, on procède vers (**loads**) pour insérer les chargements.

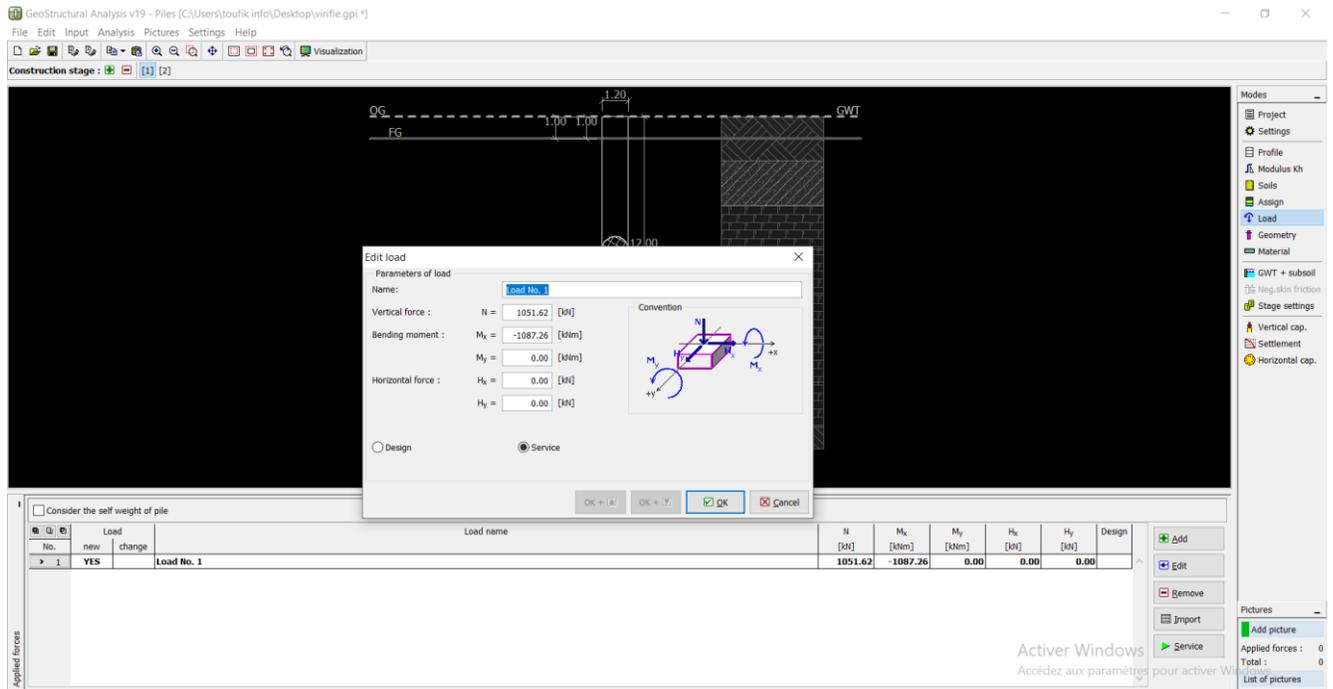


Figure V-9 Insertion des forces et des moments

### V.3.6 Les dimensionnements de pieux :

On va à l'option (**geometry**) afin de spécifier l'option (**cross section of pile**) (section du pieu à (**circular**) (**circulaire**), le diamètre du pieu (**d**), sa longueur (**l**) et son encastrement.

Il faut aussi choisir la technologie adéquate, dans notre cas on a choisi (**bored piles**) (**pieux forés**).

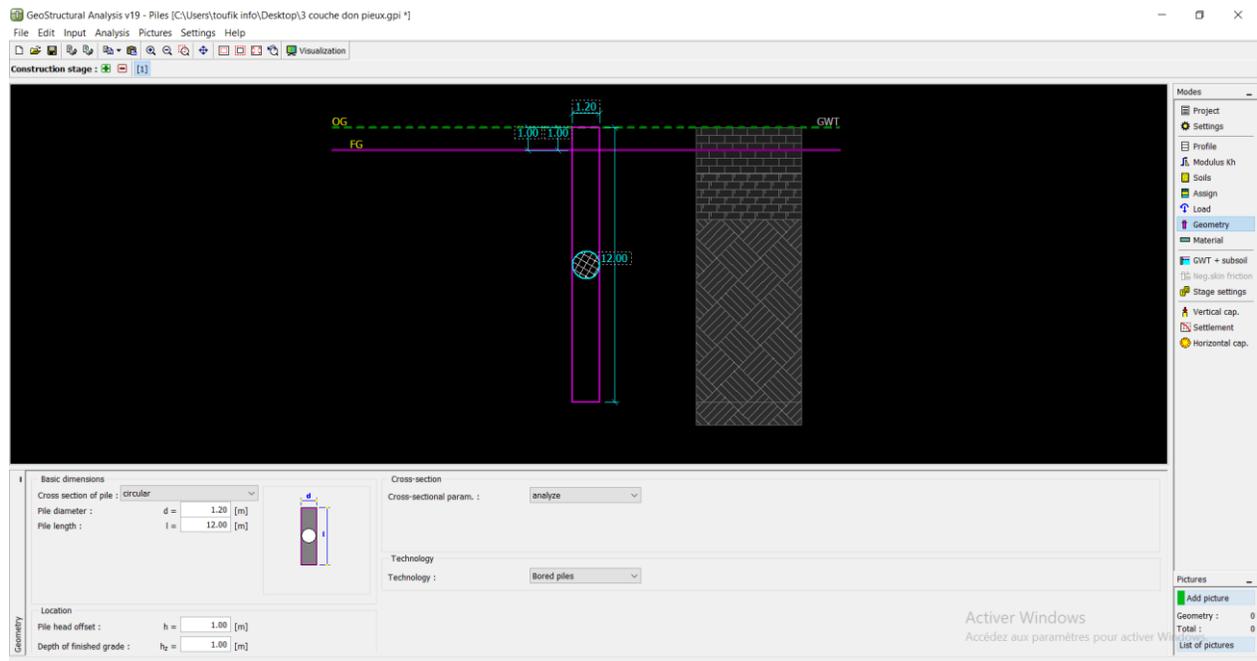


Figure V-10 Insertion de la géométrie du pieu

### V.3.7 Choix de type des matériaux (béton,acier)

Ensuite on va vers la commande (**material**), on clique sur catalogue pour le choix de type de béton et de l'acier et on insère le type des deux matériaux.

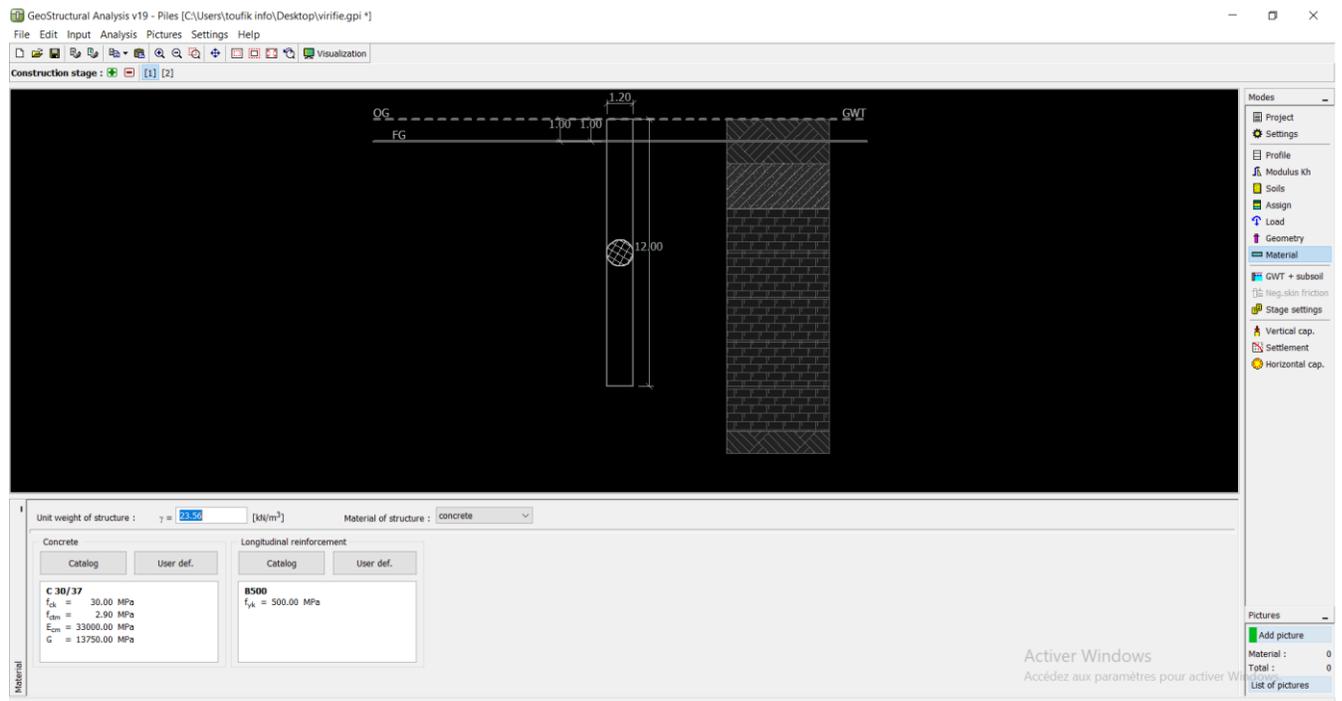


Figure V-11 Choix du type des matériaux

### V.3.8 Mettre la nappe d'eau phréatique

S'il y'en a une nappe d'eau on va sur l'option (**GWT+subsoil**), on coche (**ground water**) et on insère la profondeur de la nappe

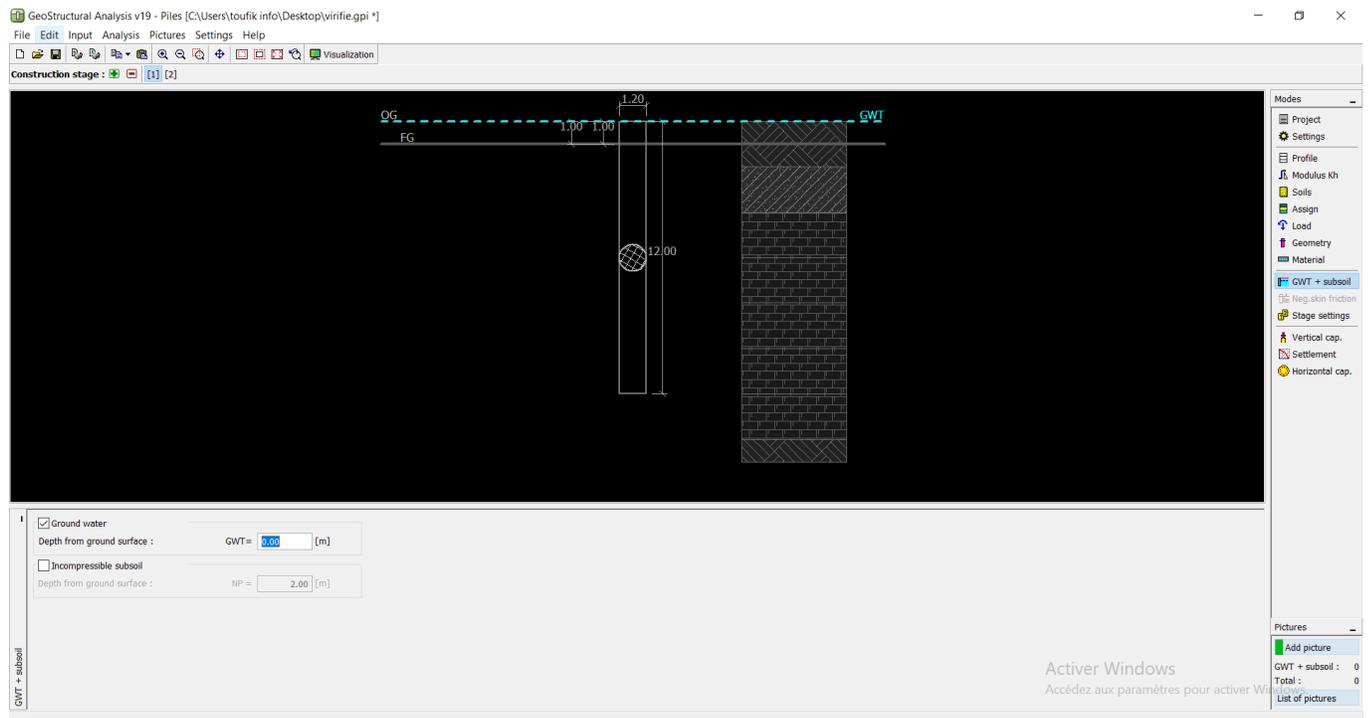


Figure V-12 Insertion de la profondeur de la nappe phréatique

### V.3.9 Vérification de la capacité portante du pieu

Une fois qu'on a terminé la coupe géotechnique, le chargement, la géométrie et les matériaux utilisés on va vers (**vertical capacity**), le logiciel nous donne la vérification du pieu, il nous donne la capacité portante en termes de frottement  **$R_s$** , la capacité portante du au terme de pointe  **$R_b$**  et la capacité portante du pieu (**bearing capacity**).

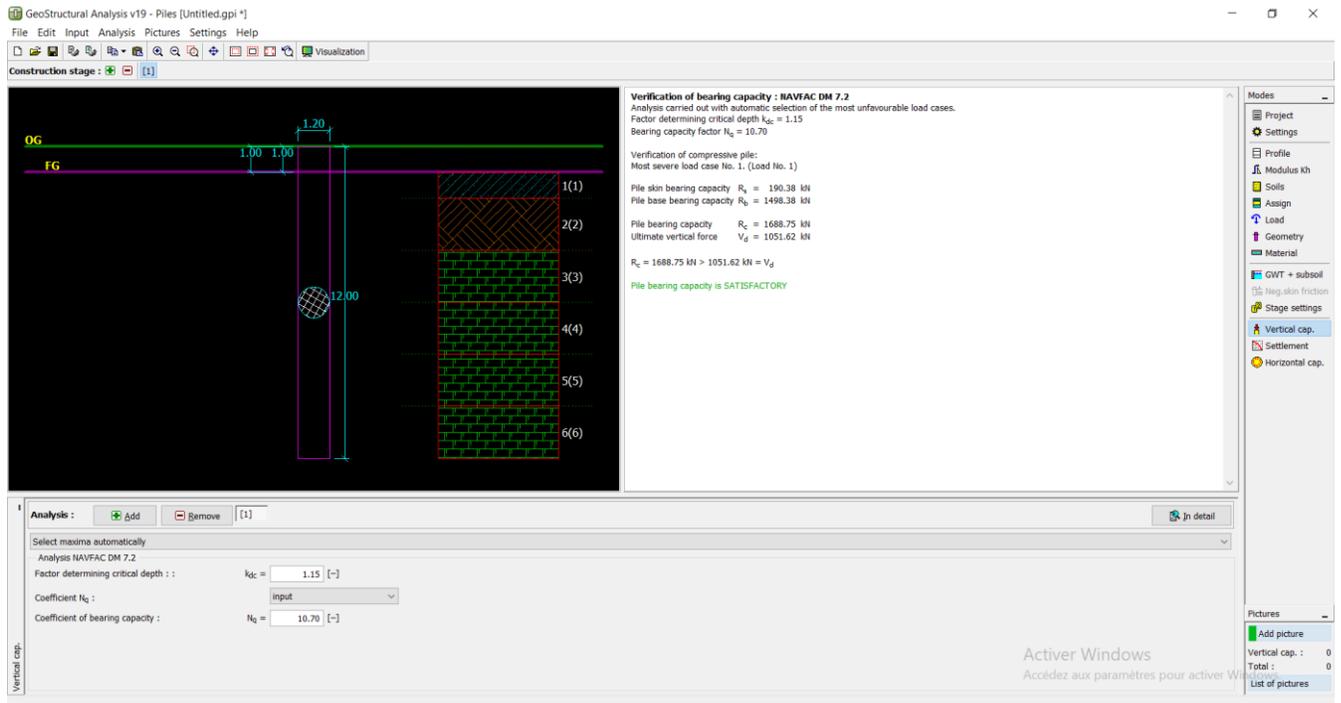


Figure V-13 Résultat donné par logiciel Geo5 de la vérification du pieu

La capacité portante est supérieure au chargement, donc la capacité portante est vérifiée.

### V.3.10 Vérification de tassement de pieux :

Après la vérification de la capacité portante on choisit (tassement) pour vérifier le tassement de pieux, les résultats sont à la figure V-14

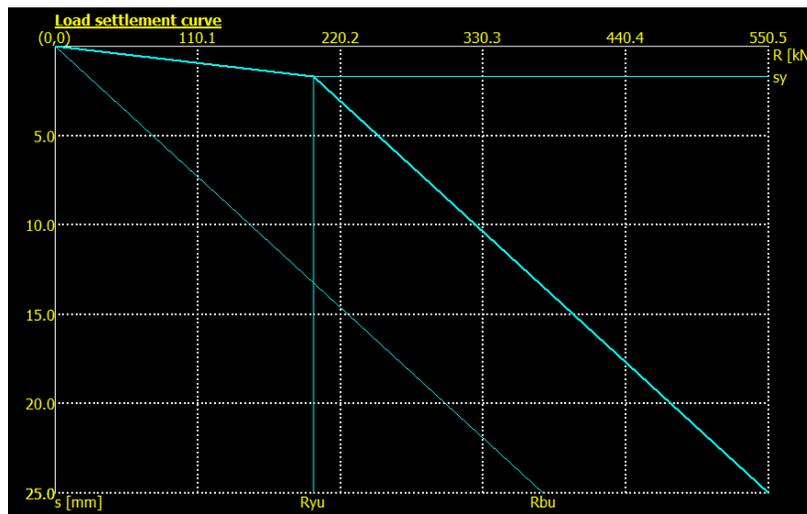


Figure V-14 Résultat donné par logiciel Geo5 de tassement de pieu (graphiquement)

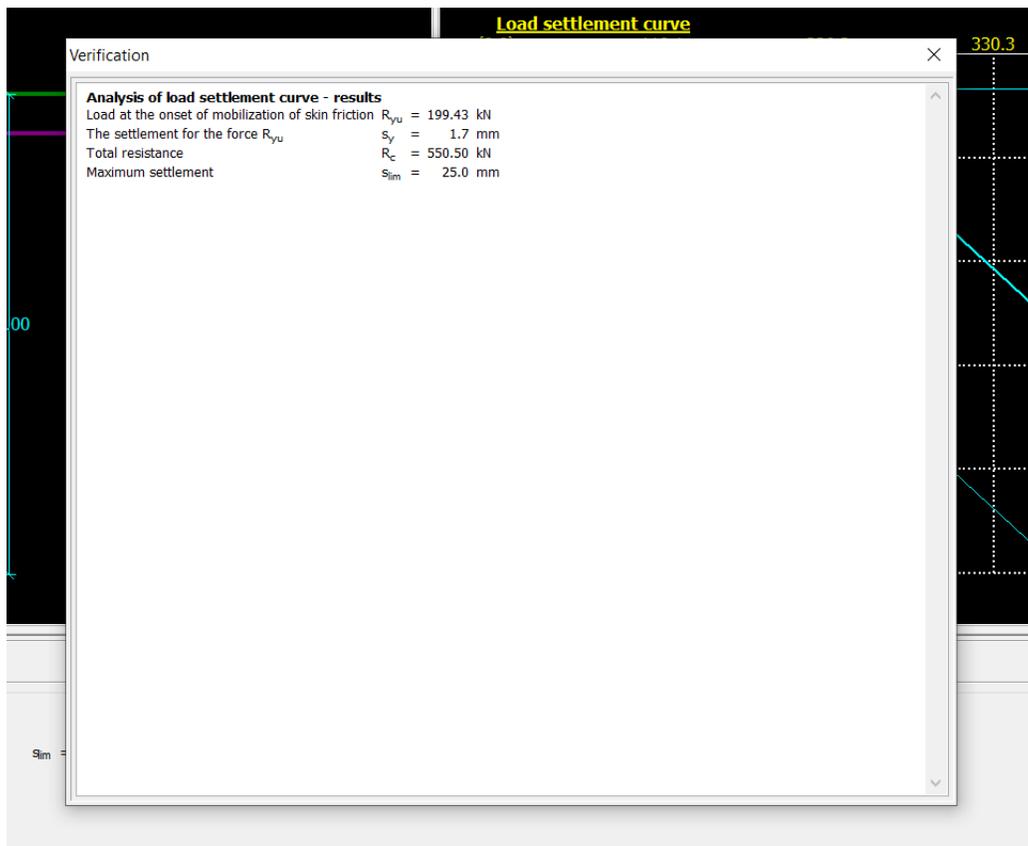


Figure V-15 Résultat donné par logiciel Geo5 de tassement de pieu

### V.3.11 Diagrammes des efforts et ferrailage du pieu

Et pour finir on va vers (**horizontal capacité**), le logiciel nous donne les diagrammes de déplacement de l'effort tranchant et du moment, ensuite on a (**pile reinforcement**) (**ferrailage du pieu**), on a choisi des armatures longitudinales de diamètre 20mm et (**number of bars**) (**nombre de bars**) est 22 (**22T20**) et des armatures transversales (**120T12**) et d'un l'enrobage (cover) et de **70mm** comme la figure cidessous le montre

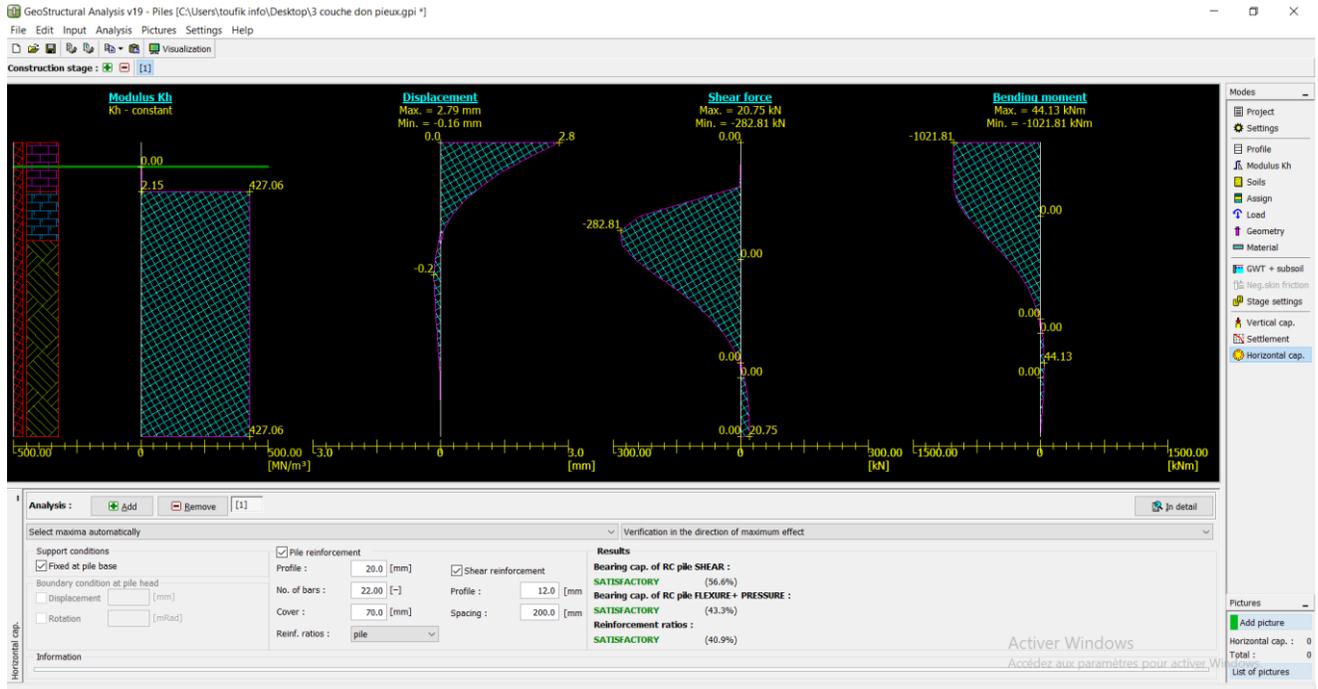


Figure V-16 Diagrammes des forces et ferrailage des pieux

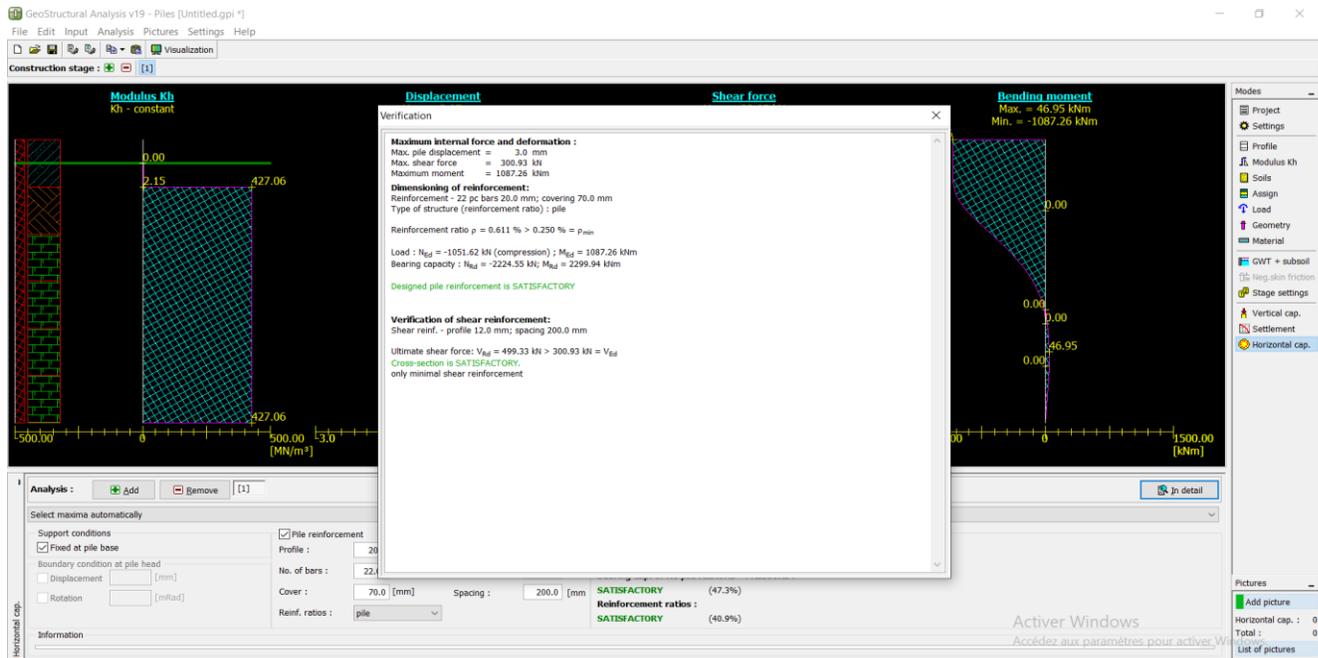


Figure V-17 les résultats de déplacement

Les résultats sont admissibles et les conditions sont vérifiées (satisfactory)

## V.4 Groupements des pieux

### V.4.1 Dimensionnement de pieux sur le radier :

On va à l'option « structure » après la forme de radie (**rectangulaire**), afin de spécifier l'option (**width of pile cap**) ( **largeur et longueur de radie** ), number of piles (**colonne et ligne des pieux**), pile diamètre ( **diamètre de pieux** ) spacing of piles (**distance entre axe** ) .

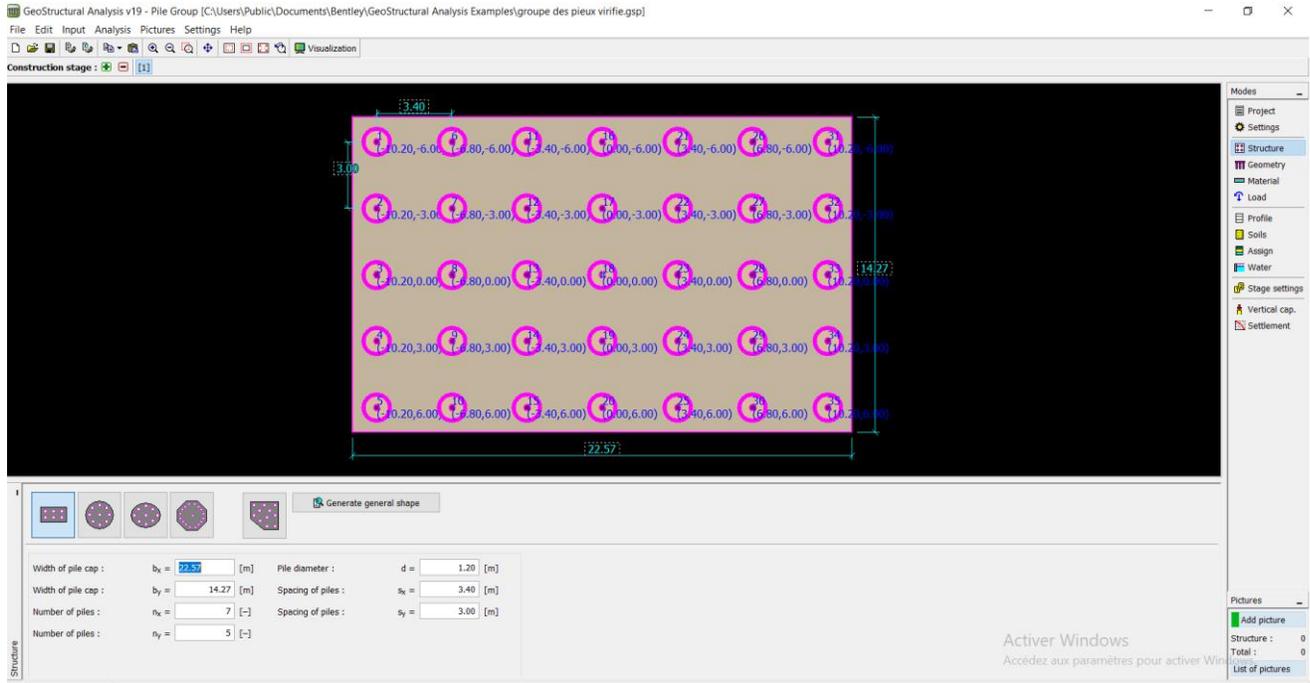


Figure V-18 Répartition des pieux sous le radier avec logiciel

### V.4.2 Les dimensionnements d'ancrage de pieux :

On va à l'option (**geometry**) , profondeur depuis la surface du sol (**hz**), décalage de tête de pieu (**h**), épaisseur du chapeau de pieu (**t**), sa longueur de pieux (**l**) et son encastrement.

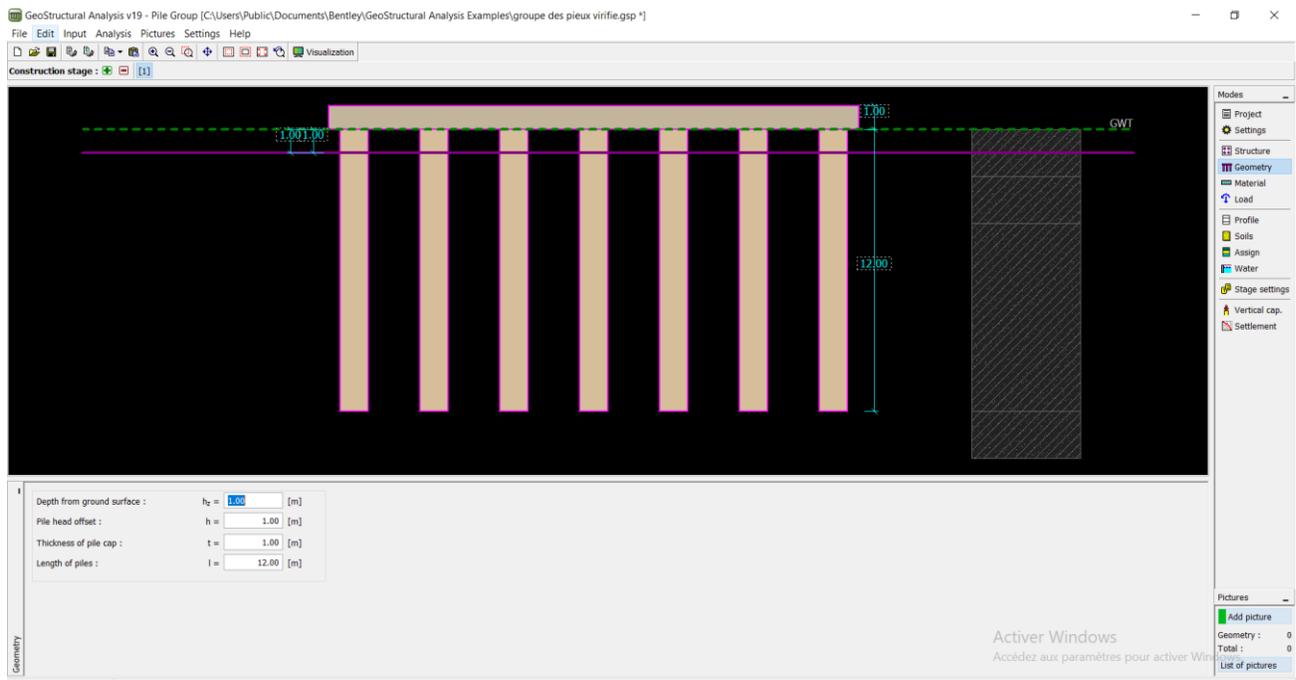


Figure V-19 Les dimensionnements d'ancrage de pieux

### V.4.3 Insertion des chargements

Après avoir terminé toute la coupe géotechnique, on procède vers (**loads**) pour insérer les chargements.

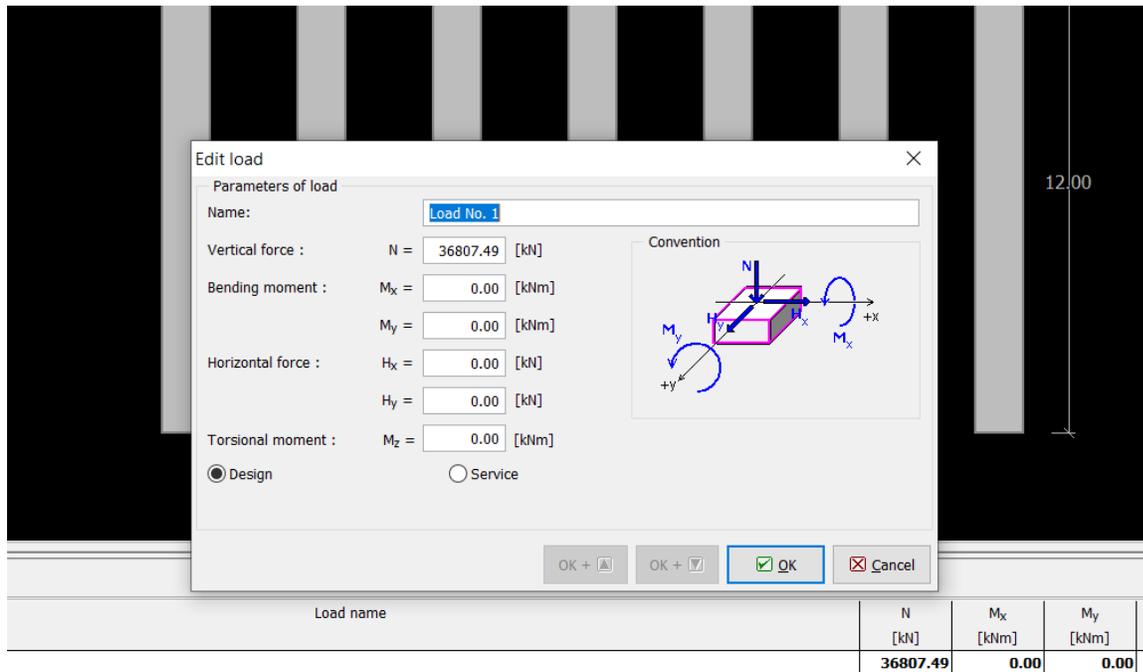
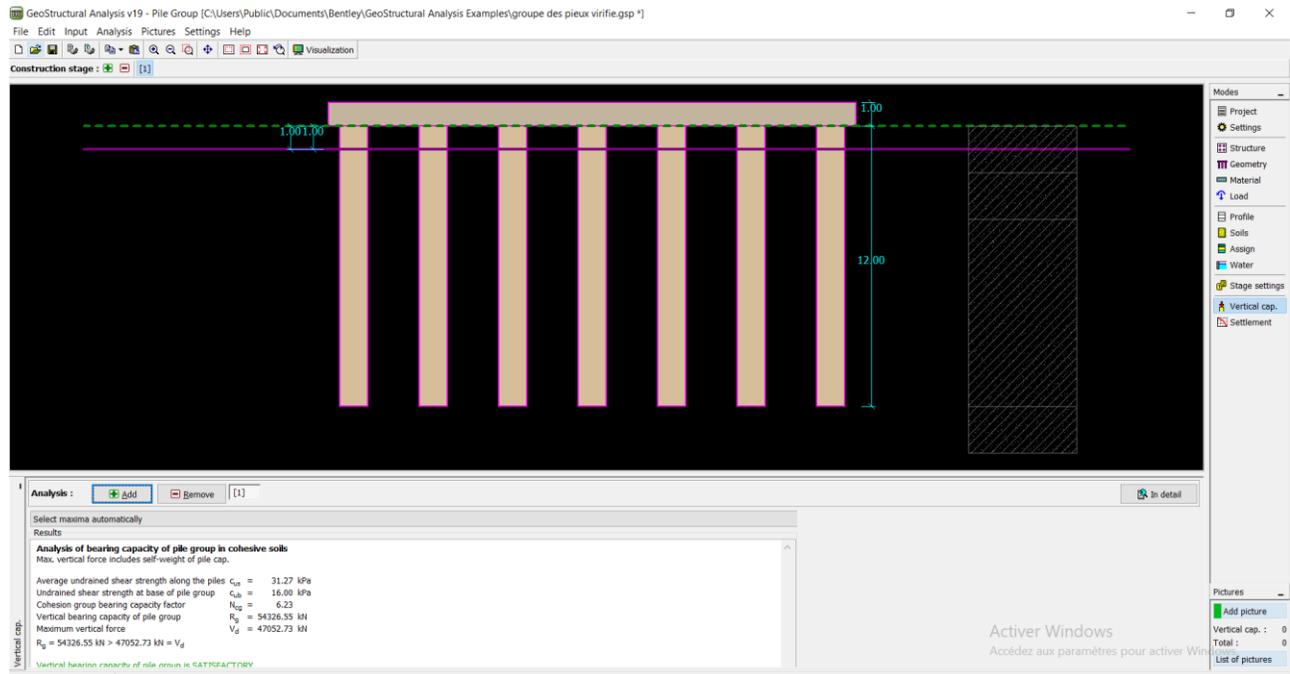


Figure V-20 Insertion des forces

#### V.4.4 Vérification de la capacité portante de groupe des pieux :

Une fois qu'on a terminé la coupe géotechnique, le chargement, la géométrie et les matériaux utilisés on va vers (**vertical capacity**), le logiciel nous donne la vérification du pieu, il nous donne la capacité portante en termes de frottement  $R_s$ , la capacité portante du au terme de pointe  $R_b$  et la capacité portante du pieu (**bearing capacity**).



**Figure V-21** Résultat donné par logiciel Geo5 de la vérification du groupe des pieux

La capacité portante des groupes, est supérieure au chargement, donc la capacité portante est vérifiée.

## Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase très importante durant notre chemin pour devenir un ingénieur capable et c'est la bonne occasion pour que l'étudiant peut démontrer tout ce qu'il a appris pendant ces cinq années d'étude.

Je commencé ce projet par une recherche bibliographique qui a été la base de ce qu'on a fait ensuite. J'ai pu de mettre ensemble toutes les informations qu'on a pu trouver sur les différents types des pieux et leur domaine d'application et pourquoi ils sont très importants pour l'amélioration des sols. On a aussi mis ensemble tout ce qu'on appris sur les méthodes de calcul des pieux.

La question est de savoir quels types de fondations conviennent à la construction de nos bâtiments. Les résultats en laboratoire et sur site montrent que nous avons une couche de sol hétérogène de **6m**, ce qui rend difficile la pose des fondations de surface en raison de la longueur de leur installation. C'est pourquoi nous avons choisi des fondations profondes en un point d'un diamètre de **1,2 m** et d'une longueur de **12 m**, pour assurer la stabilité et un meilleur travail.

J'ai ensuite mené cette étude par modélisation numérique pour calculer le tassement (**2,5 cm**) et vérifie la capacité portante des pieux (**1688,75 KN**) et leur renforcement à l'aide du logiciel **Geo 5**.

Cette étude je a permis d'acquérir les différentes techniques et compétences d'assimilation des phénomènes physique, le passage vers logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise des règlementations pour les calculs des pieux dans le domaine géotechnique manuellement et par logiciel. Finalement, ce projet de fin d'étude est le meilleur moyen de montrer tout ce qu'on a appris durant notre cursus et aussi pour avoir de plus et pour je cultiver.

## Références bibliographiques

[1] : Règlement parasismique algérien RPA / version 2003

[2] : Méthodes de Calcul Des Fondation Profondes - D.T.R BC 2.33.2 – centre national de recherche appliquée en génie parasismique C.G.S. (IV.2.3.2)

[3] : ZEREB Ishak BELLOUNIS Abdelatif : Etude des fondations profondes d'un ensemble de bureaux à Bab Ezzouar R+11 avec 3 sous-sols mémoire de master UNIVERSITE (M'HAMED BOUGARA) 2020/2021

[4] : Djebli Oussama Tidafi idriss : etude des fondation profondes d'une tour R+5 avec une modélisation numérique mémoire de master UNIVERSITE (SAAD DAHLEB BLIDA) 2019/2020

[5] : Boumaza Nour El Houka - Khebbab Meryem : Conception et calcul des fondations sur pieux Mémoire de Master Université de Guelma 2015

[6] : LIMAN ZARKE Abdoulahi Mme - OUSMANE BABA Kouma : Étude de la capacité portante des fondations superficielles. Impacte sur la résistance au cisaillement des sols mémoire de master UNIVERSITE (M'HAMED BOUGARA 2021/2022

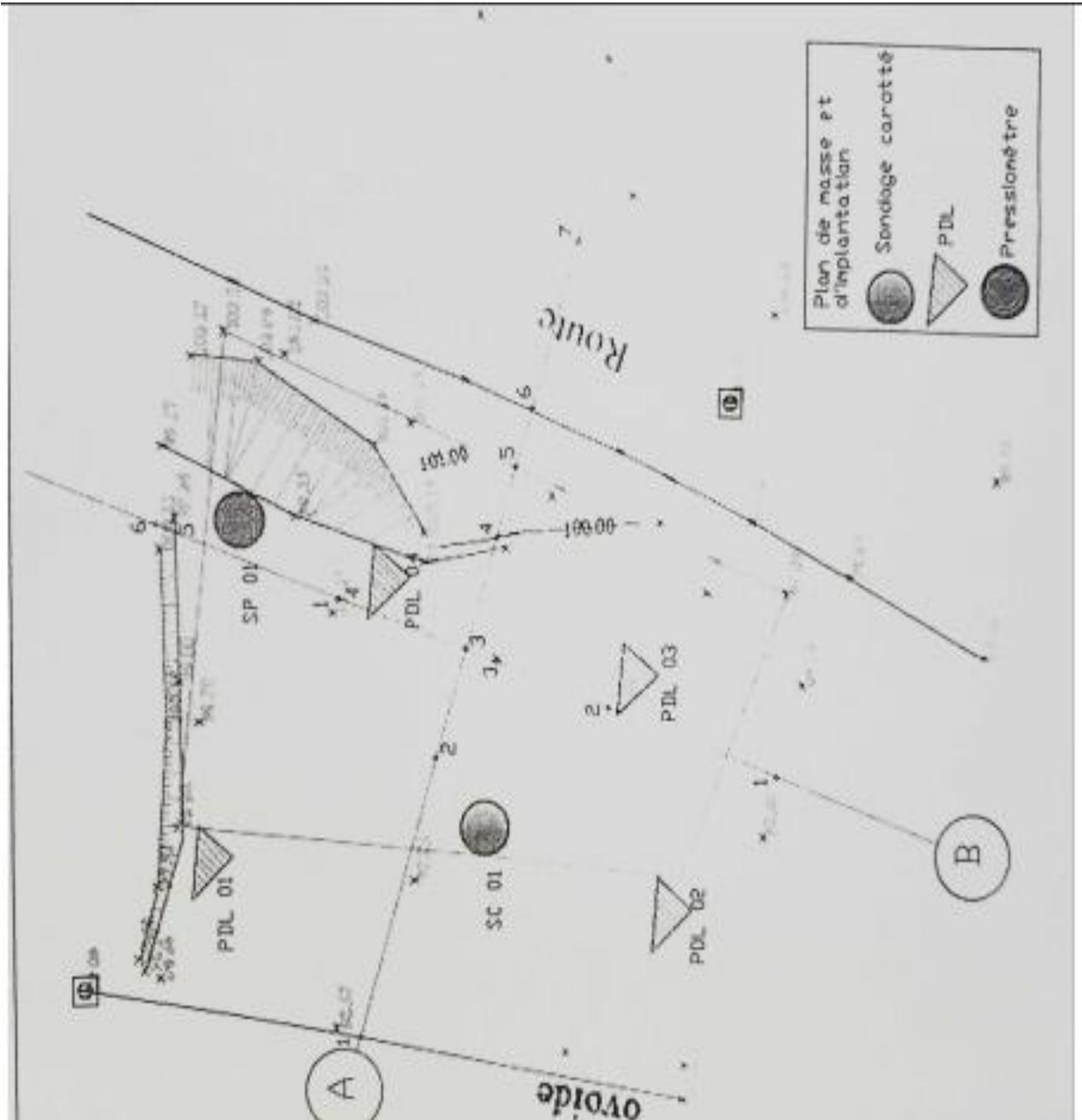
[7] : Rapport de géotechnique de Laboratoire du sol

**ANNEXES :**

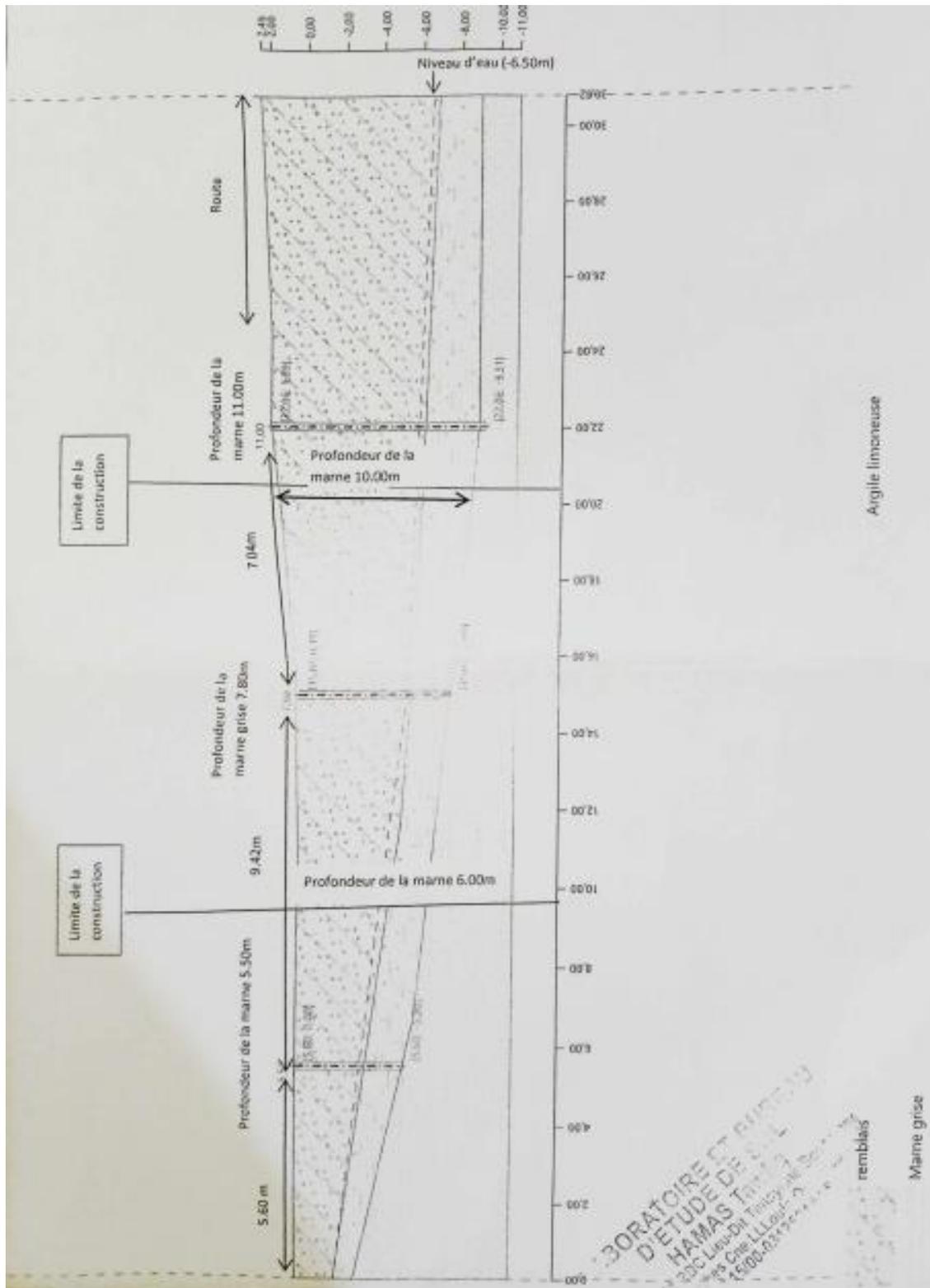
# **ANNEXES**

- 1- Plan de masse et d'implantation des essais**
- 2- Coupe lithologique sondage carotté**
- 3- Sondage pressiometrique**
- 4- Limites d'atterbeg**
- 5- Analyse granulométrique**
- 6- Essai œdométrique**
- 7- Vu générale de projet**

# Plan de masse et d'implantation des essais

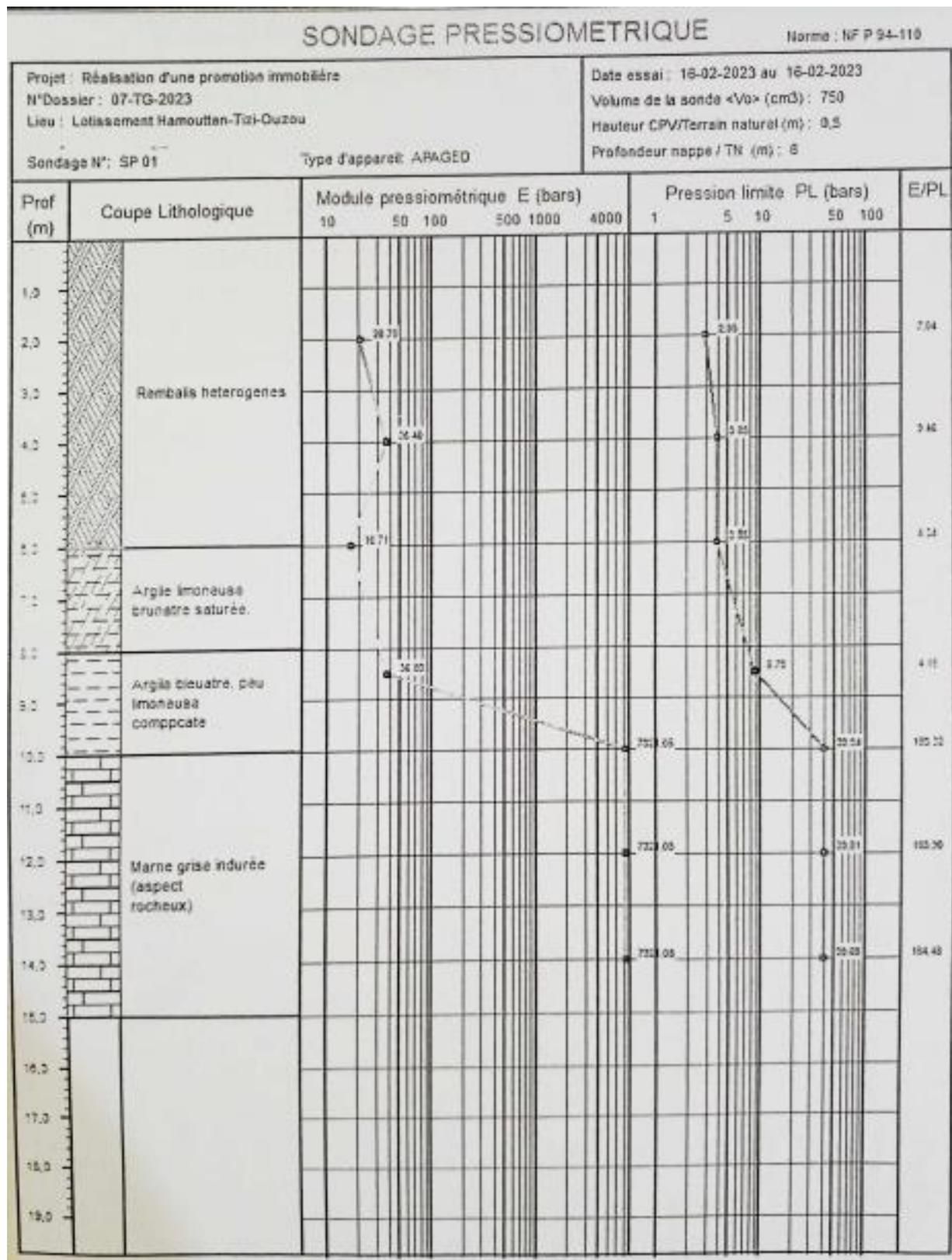


# Coupe lithologique sondage carotté





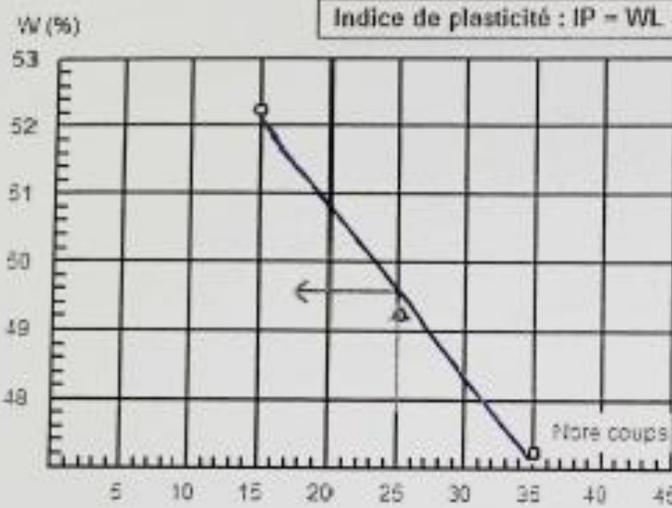
# Sondage pressiométrique



# Limites d'atterbeg

## LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : Habitation en R+5+étage atlique +S-Sol	Réf : SC 01
N° Dossier : 07-TG-2023	Profondeur : 6.5-7.00
Lieu : Lotissement Hammouten Tizi-Ouzou	Nature : Argile limoneuse
	Date essai : 02-2023 au 02-2023

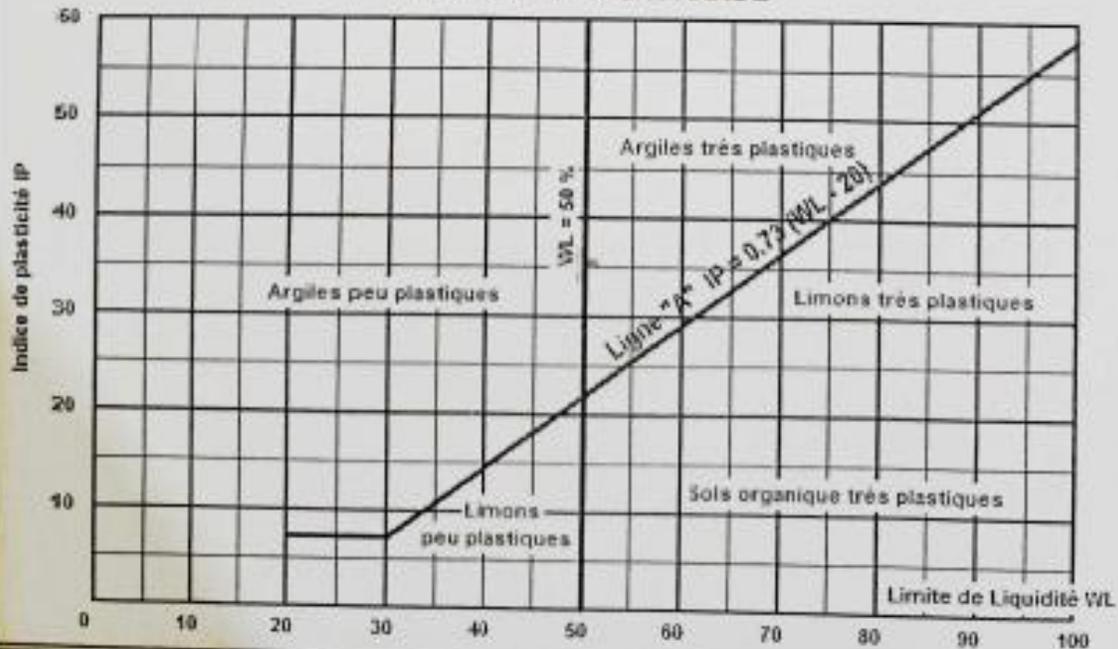


Essai N°	W (%)
1	15,25
2	13,25
3	14,02

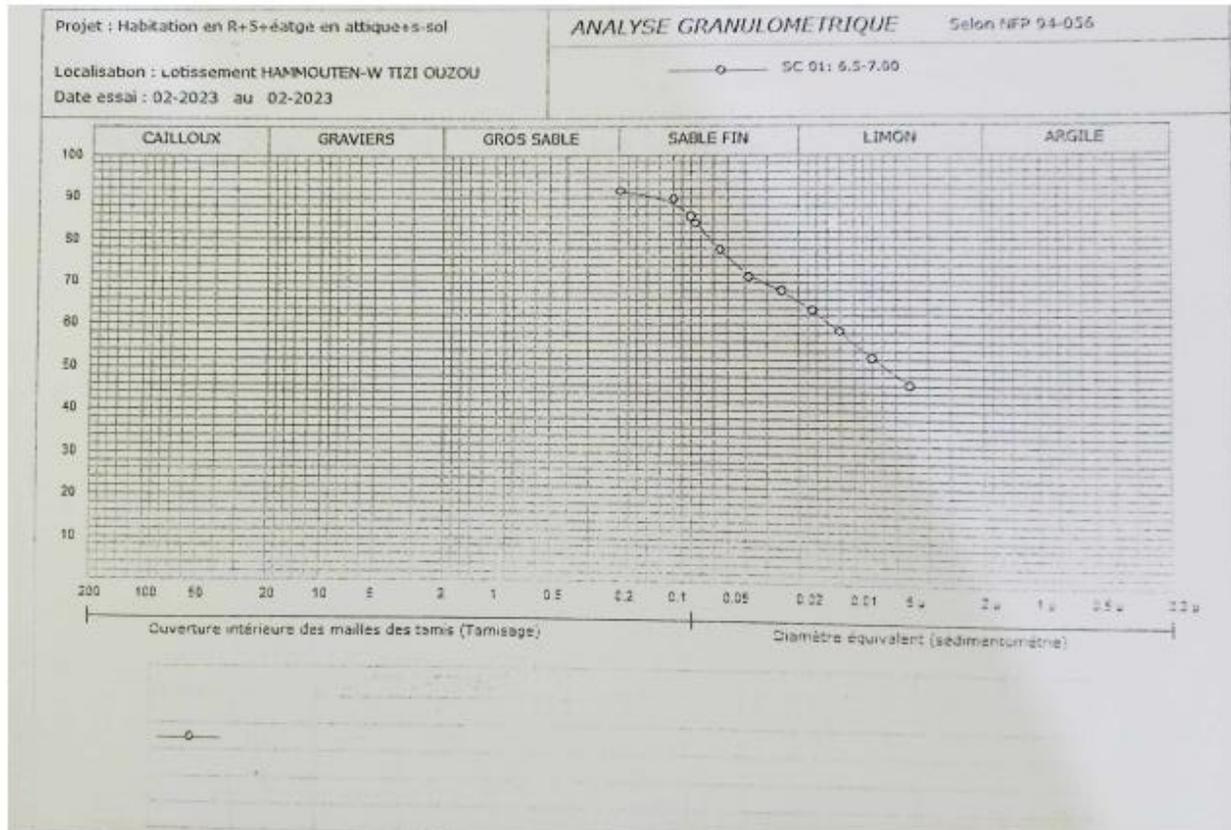
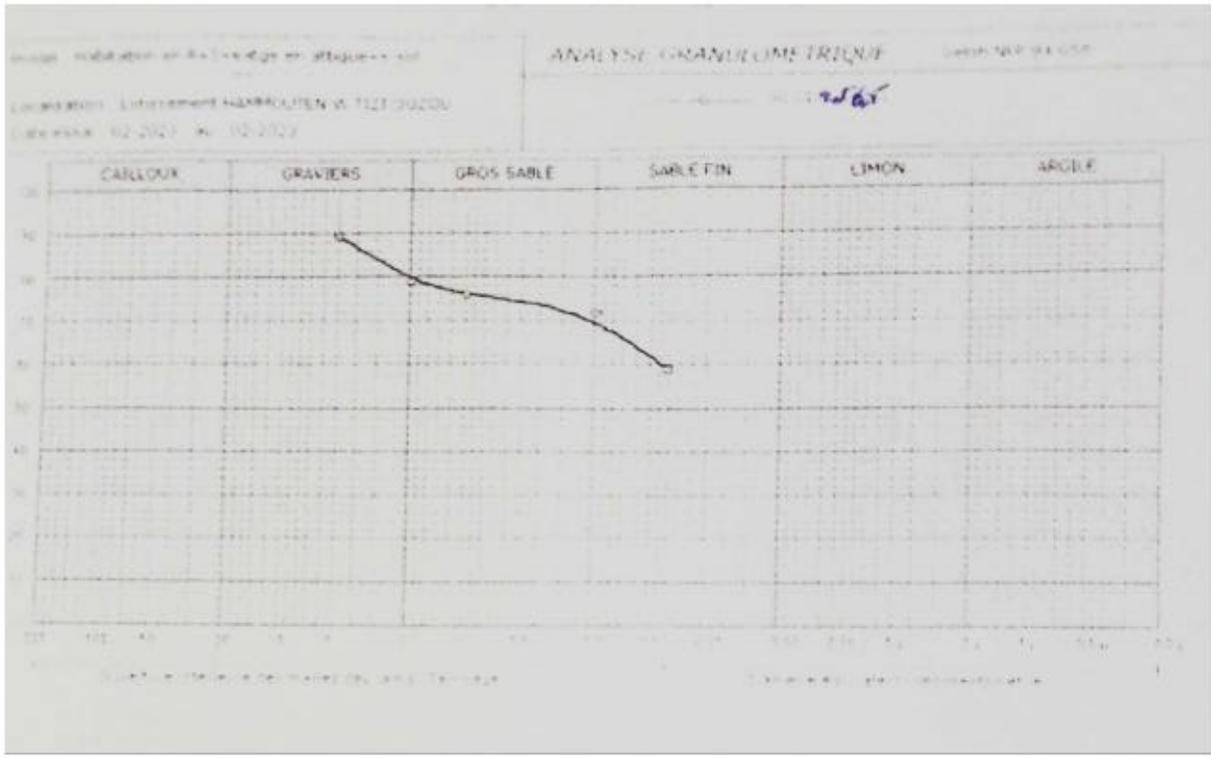
Limite de Liquidité (WL) = 49,58 %

Limite de Plasticité WP = 14,17 %

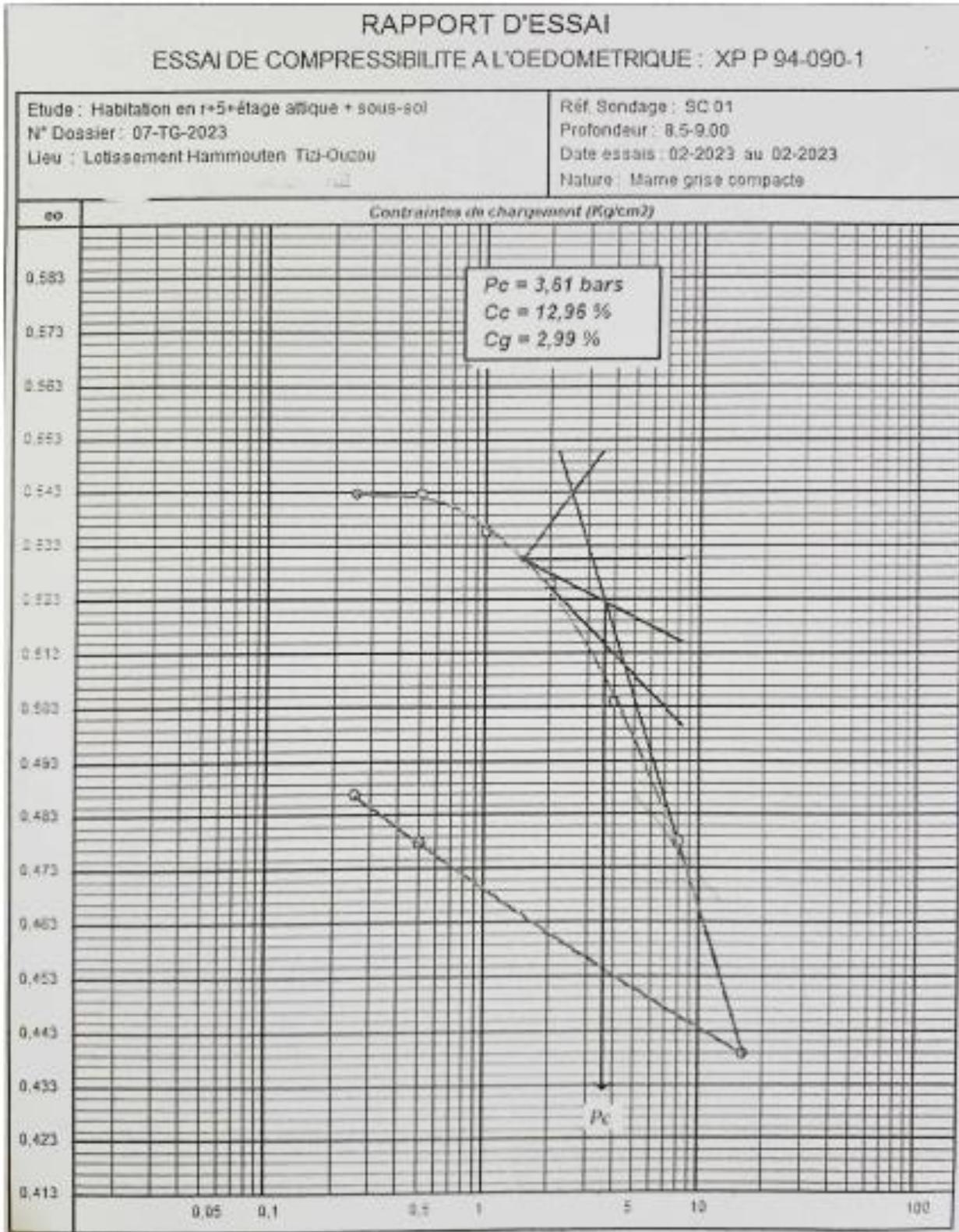
## ABAQUE DE CASAGRANDE



# Analyse granulométrique



# Essai œdométrique



# Vu générale de projet

