

**Université de Jijel**  
**Faculté des Sciences et de la Technologie**  
**Département de Génie Civil et Hydraulique**

Mémoire de Master en Génie Civil  
Option: Geotechnique

Par

**Noms : Tarek Fezzaa**  
**Et**  
**Guendouz Hadjer**

**Titre :**

**Stabilité des pieux cas réelle Bellara el**  
**Milia Jijel.**

**Encadré par**  
**Chiker Tarek**

Promotion: 2016/2017

## RESUME

Les pieux en béton armé peuvent apporter une stabilité fiable des ouvrages géotechniques. L'objectif de cette étude est de mener un dimensionnement des pieux à partir la méthode pressiométriques.

On réalise cette méthode sur un site le Bellara. Ensuite nous donnant les résultats obtenues basé sur des formules.

Ce travail est achevé par la proposition d'un modèle numérique, en utilisant le logiciel plaxis pour la modélisation d'un groupe des pieux chargés axialement dans le but de calculer les déplacements des pieux et détermine l'influence de quelque paramètres.

Les résultats majeurs de cette étude sont : la stabilité dépend sur deux paramètre principales, les paramétrés des pieux (le diamètre, la fiche, les caractéristiques de béton et a distance entre les pieux), et les paramètres du sol (l'angle de frottement, la cohésion module de Young, la perméabilité).

**Mots clés** : stabilité, pieux, essai pressiométriques, capacité portante, plaxis.

## ABSTRACT

Piles from the reinforced concrete can be used to ensure the stability of the new geotechnical works. The main aim behind this study is determining the different dimensions that these piles should take starting from the « pressiométrique » method.

We will test this method in « ballara » location then we will give the obtained results in the form of calculations.

In this work, we suggest a numerical model by using the plaxis program, modeling a set of piles loaded axially to calculate the movement of these piles and determine the influence of other elements.

The main results of this study are:

The stability is based on two main factors, piles (diameter, length of these piles, these piles, the characteristics of the concrete used and the distance between the piles) and the characteristics of soil (angle of friction, cohesion, modulus of young, permeability).

**key words :** stability, piles, experience pressiométrique, soil portent, plaxis.

## ملخص

الخوازق من الخرسانة المسلحة، تستخدم للاستقرار المنشآت بطريقة جيوتقنية جديدة .  
الهدف من هذه الدراسة هو إعطاء أبعاد الخوازق انطلاق من تجربة بريسوماتر.  
نحقق هذه التجربة في موقع بلارة ثم نعطي النتائج المتحصل عليها على شكل معادلات.  
في هذا العمل نقترح نموذج رقمي plaxis وتطبق على مجموعة من الخوازق حمولة شاقولية ،  
ونحدد تأثيرها على عناصر أخرى.  
النتائج المهمة التي نحصل عليها هي الاستقرار مرتبط بعناصر الخوازق ( القطر، طول الأساس)  
خصائص الخرسانة المسافة بين الأساسات ، وخصائص التربة ( زاوية الاحتكاك ، التماسك ، موديل  
يونغ ، النفاذية).

### الكلمات الافتتاحية :

الاستقرار ، تجربة بريسوماتر ، قدرة تحمل التربة ، بلاكسيس.

## REMERCIEMENTS



## TABLE DE MATIERES

RESUME .....	ii
ABSTRACT.....	iii
ملخص .....	iv
REMERCIEMENTS .....	v
TABLE DE MATIERES .....	vii
LISTE DES TABLEAUX.....	ix
LISTE DES FIGURES .....	x
CHAPITRE 1: Présentation du mémoire.....	1
1.1 Question de recherche.....	1
1.2 Bibliographie sur la question de recherche.....	3
1.3 L'objectif.....	3
1.4 Motivation.....	4
1.5 Méthodologie .....	4
1.6 Plan de mémoire .....	5
CHAPITRE 2: état de l'art.....	6
2.1 Généralités .....	6
2.1.2 Définition d'un pieu.....	8
2.1.3 Rôle des pieux.....	9
Les pieux peuvent être classés .....	10
2.2.1 Pieux particuliers .....	11
a- Pieu foré simple .....	12
b- Pieu foré à la boue et barrette .....	12
2.3 Dimensionnement des pieux.....	14
2.4. Principes de fonctionnement.....	14
2.4.1. Cas d'un pieu isolé:.....	14
2.4.2 Cas de groupes de pieux .....	16
2.5 Sondage pressiométriques (Norme NF P -110) .....	20
2.5.1 Définition .....	20
2.5.2 Principe de la pression mètre .....	21
2.5.3 Comment présenter les résultats de l'essai .....	23
2.5.4 Interprétation des courbes.....	24
2.6.2 La pression limite équivalente nette $p^*le$ $P^*le$ .....	30
2.7.1 La capacité en friction.....	33
2.7.2 La capacité Limite en pointe (Q p,l ) .....	33
2.8 Calcul des fondations profondes (pieux forées).....	35
CHAPITRE 3: Résultats et discussions .....	42
3.3.2 Profils lithologiques .....	45
3.3.3 Résultat des sondages pressiométriques .....	46
3.4 Interprétation des résultats des essais pressiométriques .....	48
3.4.1 Capacité à la point.....	49
CHAPITRE 4: Modélisation numérique d'un pieu chargé axialement .....	62
4.1 Introduction.....	62

4.2 Calcul numérique par le logiciel PLAXIS .....	63
4.2.1 Présentation de logiciel PLAXIS .....	63
4.2.2 Types de données disponibles.....	63
4.2.3 Types de calcul disponibles .....	64
4.2.4 Affichage des résultats (module Output) .....	64
4.3 Lois de comportement implantées dans Plaxis .....	65
4.3.1 Introduction : .....	65
4.3.2 Modèle élastique linéaire .....	66
4.3.3 Modèle de Mohr-Coulomb .....	68
4.3.4. Lois de comportement utilisées dans PLAXIS .....	73
4.3.5 Méthodologie de modélisation avec le logiciel Plaxis.....	74
4.4 Applications .....	76
4.4.1 Détermination le déplacement vertical et horizontal des pieux .....	76
4.4.2 Modélisation des profils.....	76
4.4.3 Résultat et calcul : .....	82
4.4.4 Calcul de déplacements horizontale et verticale des pieux.....	84
4.5 L'influence des paramètres sur le comportement des pieux .....	86
4.5.1 L'influence de la nappe.....	87
4.5.2 L'influence de la profondeur des pieux .....	91
4.5.3 L'influence d'épaisseurs des pieux .....	95
4.5.4 L'influence des charges .....	99
Conclusion générale.....	104
REFERENCES .....	106



## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Classification des pieux (MCIF, 2006).....	10
Tableau 2: valeurs de $\rho_p$ et $\rho_s$ et selon le type de pieux.....	20
Tableau 3: l'ordre de grandeur de Em et de Pl pour le principal type de sol.....	27
Tableau 4: classification Ménard des argiles selon le rapport ( $E_m/p_i$ ).....	28
Tableau 5: classification des sol selon la pression limite Pl.....	32
Tableau 6: classification de sol.....	32
Tableau 7: Détermination des abaqués.....	34
Tableau 8: profile synoptique représente de les valeurs du module pressiométriques, de la pression de fluage, et de la pression limite.....	46
Tableau 9: résultats des essais pressiométriques.....	48
Tableau 10: les valeurs de la capacité en friction.....	50
Tableau 11: La résistance des pieux sans et avec le coefficient de sécurité.....	52
Tableau 12: coefficient de sécurité.....	53
Tableau 13: vérification géotechnique.....	53
Tableau 14: les paramètres des pieux.....	54
Tableau 15: Résistance en point et au frottement du pieu.....	54
Tableau 16: Récapitulatif de la force de portance des pieux.....	56
Tableau 17: diamètre du pieu et la résistance du frottement axiale.....	58
Tableau 18: Récapitulatif de la Résistance du frottement axiale.....	58
Tableau 19: risqué de liquéfaction.....	59
Tableau 20: regroupe les caractéristiques des différentes couches du terrain étudié.....	77

## LISTE DES FIGURES

Figure 1: La hauteur d'encastrement géométrique $D$ et mécanique $D_e$ (C. plumelle ,2003). .....	9
Figure 2: Pieu foré à la boue (d'après doc. Solétanche). .....	13
Figure 3: Différents types de barrettes. ....	13
Figure 4: Pieu foré tubé (d'après doc. Études et Travaux de Fondation). .....	14
Figure 5: L'effort de frottement latéral ( $Q_s$ ) et L'effort de pointe ( $Q_p$ ). .....	16
Figure 6: Représentation de la répartition des contraintes pour le cas d'un pieu isolé et le cas du groupe de pieu (TSTP, 2008). ....	17
Figure 7: Un pieu isolé soumis à une charge verticale. ....	18
Figure 8: Schém de principe de l'essai pressionométrique Ménard. ....	22
Figure 9: mode de travail de préssionmètre Ménard. ....	23
Figure 10: Courbe brute et courbe d' étalonge. ....	24
Figure 11: (a) calage de la courbe pressiométrique avec une double hyperbole ; (b) détermination de la contrainte horizontale en place[9]. ....	25
Figure 12: profile pressiométrique. ....	26
Figure 13: Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre [11]. ....	31
Figure 14: Frottement latéral unitaire limite, $q_s$ . ....	35
Figure 15: a hauteur d'encastrement equivalent $D_e$ . ....	37
Figure 16: Variation de la charge limite de pointe $Q_p$ en fonction de la profondeur $D$ dans un sol homogène. ....	38
Figure 17: Photo Google montrant la situation géographique du site. ....	43
Figure 18: Photo Google montrant la situation géographique du site. ....	43
Figure 19: échantillons de sol aparté d'une sondage carotté. ....	45
Figure 20: profils géologiques représentent la section des terrains par un plan vertical. .	46
Figure 21: Diagramme de la portance du pieu en fonction de la profondeur du PM. ....	56
Figure 22: Diagramme de la résistance de frottement axial en fonction de l'ancrage pour le PM01 .....	59
Figure 23: Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire. ....	67
Figure 24: Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire. ....	68
Figure 25: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb. ....	69
Figure 26: Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$ . ....	69
Figure 27: Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb. ....	70
Figure 28: Définition du module à 50 % de la rupture. ....	71
Figure 29: Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb. ....	73
Figure 30: La géométrie de modèle. ....	78
Figure 31: génération du maillage. ....	79
Figure 32: génération des pressions interstitielles et les contraintes. ....	80
Figure 33: les pressions interstitielles. ....	81
Figure 34: Génération des contraintes. ....	82
Figure 35: les phases de calcul. ....	83
Figure 36: La première phase de calcul. ....	84
Figure 37: les déplacements verticale des pieux. ....	85

Figure 38: les déplacements horizontale des pieux.....	86
Figure 39: les pressions interstitielles.....	87
Figure 40: les pressions interstitielles.....	88
Figure 41: génération des contraintes.....	89
Figure 42: le déplacement vertical.....	90
Figure 43: le déplacement horizontale.....	91
Figure 44: la géométrie.....	92
Figure 45: les déplacements vertical.....	92
Figure 46: les déplacements horizontal.....	93
Figure 47: la géométrie.....	94
Figure 48: les déplacements vertical.....	94
Figure 49: les déplacements horizontal.....	95
Figure 50: la géométrie.....	96
Figure 51: les déplacements vertical.....	96
Figure 52: les déplacements horizontal.....	97
Figure 53: le déplacement vertical.....	98
Figure 54: le déplacement horizontal.....	99
Figure 55: les déplacements vertical.....	100
Figure 56: les déplacements horizontal.....	101
Figure 57: les déplacements vertical.....	102
Figure 58: les déplacements horizontal.....	103

# CHAPITRE 1: Présentation du mémoire

## 1.1 Question de recherche

Les couches superficielles d'un terrain sont compressibles, tandis que les couches sous-jacentes sont résistantes à partir d'une certaine profondeur. Il est donc naturel, et quelquefois indispensable de fonder l'ouvrage sur un substratum rigide. Pour cela on réalise les fondations profondes, et plus particulièrement les pieux.

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. Le terrain superficiel n'est pas susceptible de résister aux efforts qui sont en jeu, constitué par exemple par de la vase, du sable bouillant, de la tourbe ou d'une façon générale d'un terrain très compressible.

Généralement, une fondation est considéré comme profonde si  $D / B > 10$ . (Avec  $D$  la longueur de la fondation « pieu », et  $B$  sa la largeur). Cette catégorie de fondation regroupe essentiellement pieux, caissons et parfois les parois moulés.

Entre les deux extrêmes (fondations superficielles et profondes), on trouve les fondations semi profondes, (avec un rapport  $4 < D / B < 10$ ). La base de ces fondations se situe au-dessus de la profondeur critique, il s'agit essentiellement des puits.

Les pieux en béton armé, les plus utilisés à nos jours, ont plusieurs avantages: Ils ont une bonne résistance mécanique, plus économique par rapport aux autres fondations et plus sécurisés en plus.

Il n'y a pas des méthodes de calcul propre à cette catégorie de fondations qui ne constituent que des cas particuliers, il faudra adapter suivant le cas les méthodes retenues pour les fondations profondes ou pour les fondations superficielles.

Le chargement vertical d'un pieu se traduit par la mobilisation d'une pression verticale en pointe, et des contraintes de cisaillement le long du fût du pieu appelé aussi le frottement latéral, la somme de ces deux grandeurs donne la capacité portante d'un pieu.

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées pour la détermination de la charge limite d'un pieu, les plus adaptées sont:

- L'essai de cisaillement en laboratoire, mais elle conduit souvent à des résultats médiocre.
- Essais au pénétromètre statique, ils sont très bien adaptés, mais l'utilisation du pénétromètre statique est limitée aux pieux fichés dans les sols suffisamment meubles.
- Essais au Préssiomètre Ménard, ils présentent le grand avantage d'être utilisés dans tous les terrains.

D'autres méthodes peuvent être utilisées tel que l'essai de chargement de pieu, et l'essai au phacomètre.

La question qui se pose alors: Comment les pieux peuvent résister aux efforts de la superstructure et ceux créés par le sol? Comment ainsi dimensionner les pieux en béton armé dans un mauvais sol avec la méthode pressiométriques.

Afin de répondre à ces préoccupations, on utilise le logiciel plais pour calculer le comportement des pieux vis-à-vis un chargement axial, et aussi leur tassement. Aussi on s'intéresse à l'étude de l'influence de la variation de quelque paramètre de pieu et de sol.

## **1.2 Bibliographie sur la question de recherche**

Actuellement, les méthodes les plus utilisées dans le monde sont : la méthode pressiométrique et la méthode pénétrométrique, par ce que l'essai Pressiomètre « Ménard » et l'essai au pénétromètre statique « CPT » sont des essais réalisés en place, ils permettent en effet de s'affranchir des difficultés de prélèvement, de transport, de l'économie et de conservation des échantillons de sols. Cependant, les résultats de pression sont supérieurs aux résultats de pénétromètre.

Les paramètres qui influent sur la capacité de sol sont généralement l'angle de frottement  $\phi$  et la cohésion  $C$ .

## **1.3 L'objectif**

L'objectif principal de notre travail est la détermination de la capacité portante d'un pieu isolé sous charge axiale à partir de l'essai Pressiomètre « Ménard » selon les règles de la norme française NF P 94-262. De plus, nous voulons quantifier l'influence de certains paramètres.

## **1.4 Motivation**

Dans tout les cas de la construction des ouvrage il fau donner une description de la nature de terrain de projet et des résultats plus précis dont le but et d'écrire une relation mathématique entre le sol et la fondation.

Dans pour le choix de type de fondation, il y on a deux stipulations principales:

-La sécurité.

- L'économie.

Aussi, on prend en considération tout les effets extérieurs:

- Les forces (la charge) permanente.

- Les charges variables.

- L'effet de vent.

-la capacité portante de sol.

-la pression d'eau.

## **1.5 Méthodologie**

Dans ce travail nous nous sommes intéressés, dans un premier temps, à donner des généralités sur les pieux. Par la suite, on a expliqué la méthodologie de calcul des pieux, leur capacité, et leur dimension en partant des paramètres expérimentaux.

Dans un premier volet, on utilise le programme plaxis 2D, et étudie le comportement des groupe des pieux « En application: l'étude des pieux de la zone industrielle de Bellara ».

De plus, on aborde une étude paramétrique en variant quelques paramètres comme l'espacement entre les pieux.

## **1.6 Plan de mémoire**

Ce travail est divisé en quatre chapitres :

**Chapitre 1 :** Présente les définitions générales et le rôle des pieux et la classification des pieux selon différents paramètres (technique de mise en œuvre, mode de fonctionnement, la nature du matériau, et la géométrie de la forme).

**Chapitre 2 :** Présente l'état de l'art, le rôle des pieux et la classification des pieux l'essai Pressiomètre « Ménard », et l'interprétation des résultats obtenus par cet essai.les formule de calcule de la charge limite et la résistance entre le sol et le pieu.

**Chapitre 3:** Présente un cas pratique sur un site choisit (Pieux à bellara), un calcul de la capacité portante d'un pieu isolé sous charge axial à partir de la méthode pressiométriques. Aussi on faire une présentation des résultats et discussion des résultats obtenus par essai en laboratoire et en cite.

**Chapitre 4:** Dans ce chapitre, on essayera de reproduire le comportement d'un groupe des pieux sous charge axiale par modélisation numérique. Pour cela, le logiciel de modélisation par éléments finis Plaxis est utilisé, en proposant un modèle numérique en deux dimensions avec la loi de comportement de Mohr Coulomb.



## CHAPITRE 2: état de l'art

Les ouvrages de Génie Civil sont implantés réalisés sur des sols de différentes qualités.

Lorsque la qualité de ces derniers est médiocre, les ingénieurs optent pour des fondations profondes des pour accéder aux couches de sol offrant une meilleure portance. Parmi celles-ci les fondations sur pieux qui constituent une solution souvent préconisée en construction.

Le pieu a pour fonction de transmettre les charges de service provenant de la structure au sol avoisinant. Outre le chargement axial dû au poids et aux charges permanentes de l'ouvrage, il arrive qu'un chargement latéral sollicite le pieu. Le sol réagit pour l'équilibrer, en mobilisant une réaction latérale. Le premier chapitre contient alors des généralités sur les pieux, la définition des pieux, les différents types de pieux selon leur mode de mise en place ainsi que leurs Principes de fonctionnement.

### 2.1 Généralités

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. Les fondations selon leur profondeur sont classées en 3 types : les fondations superficielles  $D/B \leq 4$  ; les fondations semi-profondes  $4 < D/B < 10$  ; les fondations profondes  $D/B \geq 10$  ; avec (B) la large de la fondation, (D) profondeur d'encastrement.

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une

profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondations superficielles semelles ou radiers.

Le choix du type de pieu dépend:

La nature des couches de terrain rencontrée.

Surcharges et efforts à reprendre.

La technicité de l'entreprise.

L'environnement du chantier.

### **2.1.1 Historique**

Des pilotis en bois ont été utilisés dès l'époque préhistorique. De nombreux ouvrages anciens conservés jusqu'à nos jours sont fondés sur pieux, en particulier en Hollande et en Italie (le Campanile de Venise, datant de l'an 900, comporte des pieux battus en bois).

Les pieux anciens étaient battus à la masse ou à l'aide d'un mouton actionné à la main, le relevage s'effectuait par un système de cordes et poulie (sonnette à taraude, figure 1.2), et l'enfoncement était obtenu par la chute libre de la masse sur le pieu (battage au mouton sec).

Dans la fabrication des pieux, l'acier et le béton (quelquefois la conjugaison des deux) sont pratiquement aujourd'hui les seuls matériaux employés.

De plus la conception des ouvrages où sont mis en œuvre ces éléments exige une bonne connaissance de la mécanique des sols.

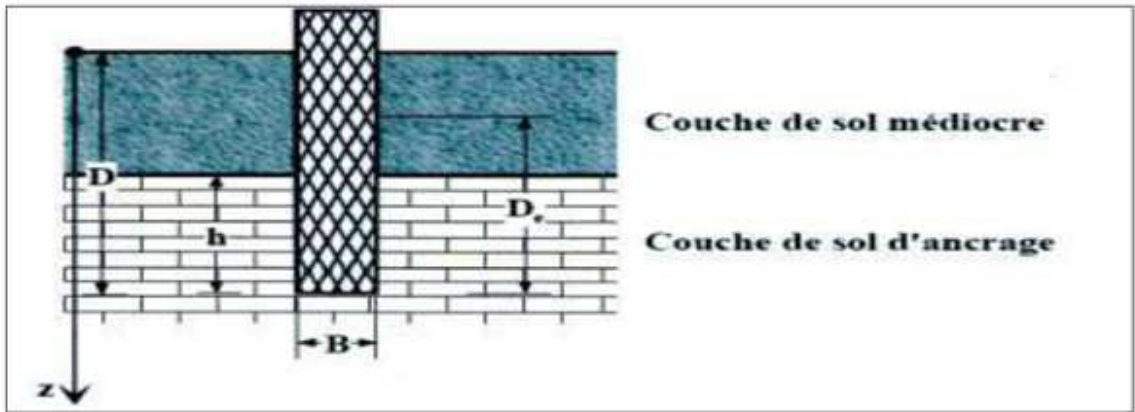
### **2.1.2 Définition d'un pieu**

Le pieu c'est un élément structurel élancé placé dans le terrain, pour transférer à celui-ci les actions qui lui sont transmises par la structure portée ou par le terrain environnant. Il peut être préfabriqué ou réalisé en place et être mis en œuvre par forage, par fonçage, par vibrage, par battage, par vissage ou par vérinage [1].

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.

Les 3 parties principales d'un pieu sont : la tête, la pointe et le fût compris entre les deux, La longueur d'ancrage ( $h$ ) est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes. D'un point de vue mécanique, on distingue la longueur ( $D$ ) du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique ( $De$ ).

Cette valeur de  $De$  tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversés par le pieu.



**Figure 1:** La hauteur d'encastrement géométrique  $D$  et mécanique  $D_e$  (C. plumelle, 2003).

### 2.1.3 Rôle des pieux

Lorsque le sol situé immédiatement sous les ouvrages ne présente pas des qualités de portance suffisantes, les pieux constituent une solution de fondations profondes. La (figure 1) montre les différents cas de résistance des pieux.

Les pieux contribuent parfois indirectement aux fondations, leur rôle étant uniquement d'améliorer les performances du sol, soit comme pieux de compactage soit comme drains. Dans ce dernier cas, ils sont constitués de matériau drainant (sable, gravier, mèche de fibre etc.). S'agit de:

- Des efforts latéraux (poussée des terres, efforts dus au vent ou au freinage, etc.).
- Des efforts de traction : ils ont alors un rôle d'ancrage (fondations de pylônes).

Dans ces derniers cas, il est préférable de les incliner suivant la direction des efforts résultants pour réduire les effets de flexion auxquels, par leur forme élancée, ils résistent mal.

## 2.2. Classification 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 : (pieux battus, pieux forés).

Les pieux peuvent être classés de différentes façons selon différentes paramètres.

Ces Paramètres sont regroupés dans le (tableau 1), adapté du Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations (MCIF, 2006).

**Tableau 1:** Classification des pieux (MCIF, 2006).

<b>Classification selon</b>	<b>Type de pieu</b>
<b>Mode d'installation</b>	battu, foré, tubé, vissé, moulé
<b>Nature de matériau</b>	acier, béton, bois, béton précontraint
<b>Géométrie de forme</b>	vertical (section variable ou uniforme, base élargie), incline
<b>Rigidité</b>	long (flexible), court (rigide)
<b>Type de structures</b>	tour, machinerie, bâtiment
<b>Déplacement du sol</b>	subissant un grand déplacement, un faible déplacement, ne subissant pas de déplacement.
<b>Mode de Fonctionnement</b>	Friction, pointe

### 2.2.1 Pieux particuliers

Pour l'évaluation de la force portante, notamment, il est plus important de considérer le type de sollicitation imposée au sol par la mise en place du pieu. C'est ainsi que l'on distingue:

— Les pieux dont la mise en place provoque un refoulement du sol.

— Les pieux dont l'exécution se fait après extraction du sol du forage et qui de ce fait ne provoquent pas de refoulement du sol.

— Certains pieux particuliers dont le comportement est intermédiaire [2] [3].

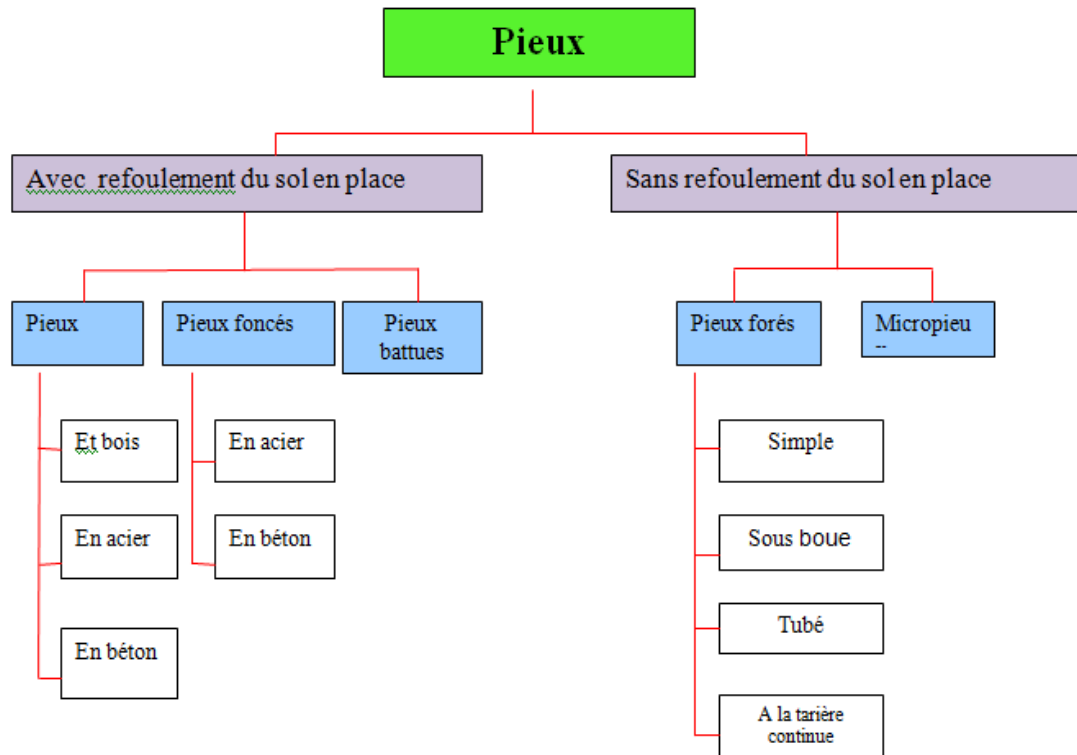
IL s'agit des pieux métalliques (H, tubes, pal pieux), mais qui sont battus sans obturation de la base.

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.

Dans le tableau suivant, on présente la classification des pieux :

## Organigramme de classification des pieux.

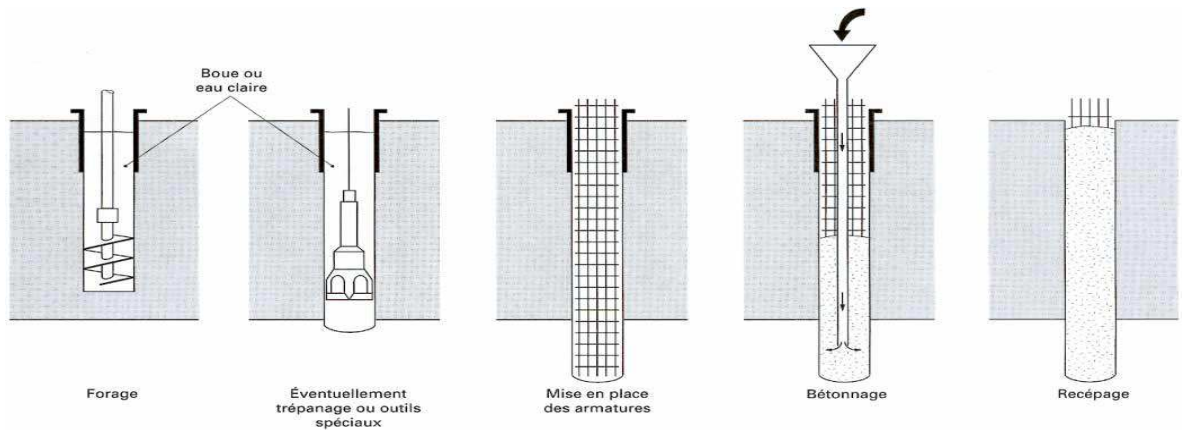


### a- Pieu foré simple

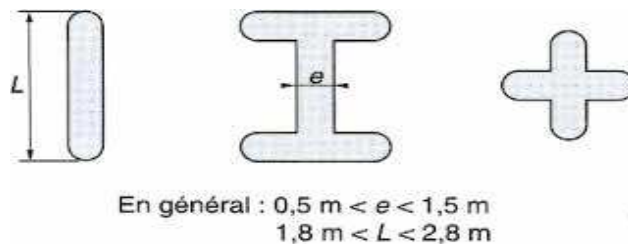
Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc. Ce procédé, qui n'utilise pas le soutènement de parois, ne s'applique que dans les sols suffisamment cohérents et situés au-dessus des nappes phréatiques.

### b- Pieu foré à la boue et barrette

Mis en œuvre par d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc., 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 2:** Pieu foré à la boue (d'après doc. Sol étanche).

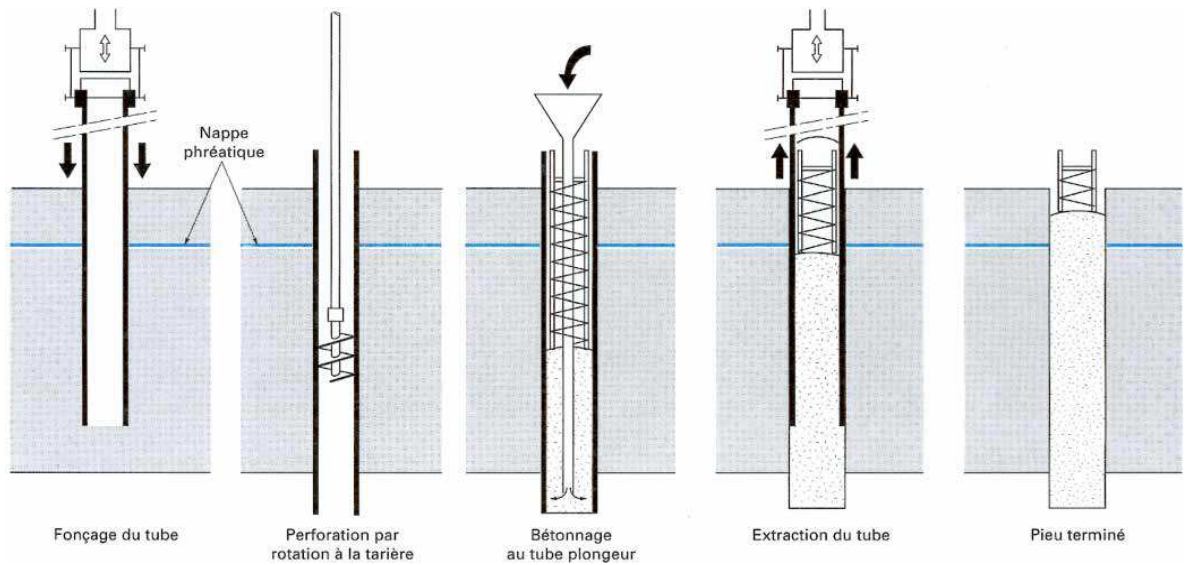


**Figure 3:** Différents types de barrettes.

### c- Pieu foré tubé

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc., sous protection d'un tubage dont la base est toujours située au-dessous du fond de forage. 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. Le forage est rempli partiellement ou totalement d'un béton de grande ouvrabilité, puis le tubage est extrait sans que le pied du tubage puisse se trouver à moins de 1 m sous le niveau du béton, sauf au niveau de la cote d'arase.





**Figure 4:** Pieu foré tubé (d'après doc. Études et Travaux de Fondation).

### 2.3 Dimensionnement des pieux

Les pieux sont généralement dimensionnés soit sur la base de méthodes empiriques (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 (Bowles, 1977; Frank, 1995).

Dans notre étude pour le dimensionnement on utilisé le résultat d'une l'essai pressiométriques suivant: le module de déformation ( $E$ ), la pression limite ( $P_l$ ) et la Pression de fluage ( $P_f$ ) [4].

### 2.4. Principes de fonctionnement

#### 2.4.1. Cas d'un pieu isolé:

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

- Par l'appui de sa base sur le sol résistant (effort de pointe noté  $Q_P$  )
- Par le frottement latéral entre le sol et le pieu (effort de frottement latéral noté  $Q_S$  )

L'effort de pointe est proportionnel à:

- Section de la base du pieu.
- À la résistance du substratum.

L'effort de frottement latéral est proportionnel à:

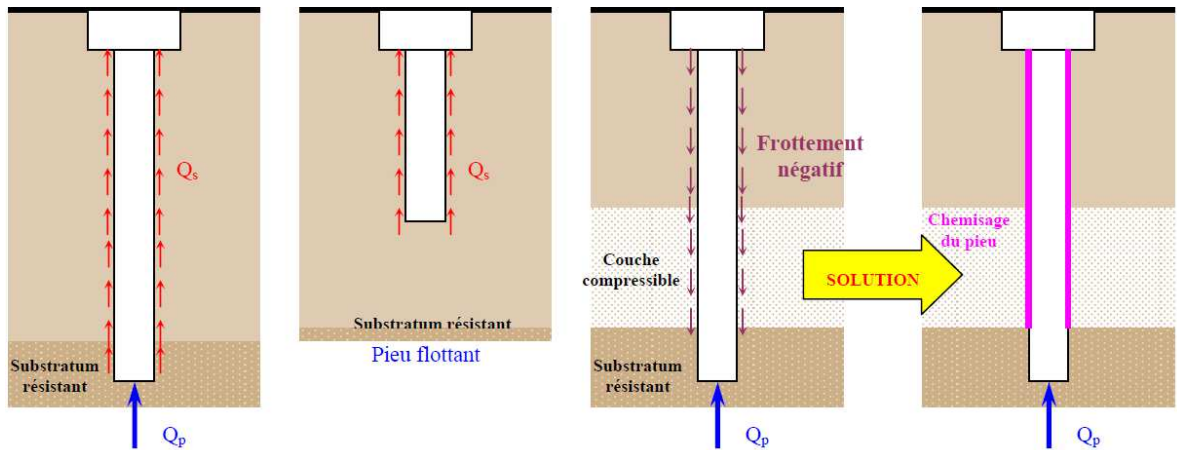
- La surface de contact entre le pieu et le sol.
- Au coefficient de frottement pieu-sol (rugosité du pieu, pression latérale, coefficient de frottement interne du sol).

Le frottement latéral du pieu n'est mobilisable que s'il y a déplacement relatif entre le pieu et le sol.

Si le pieu a tendance à s'enfoncer dans un sol stable, le frottement sol-pieu génère un effort vertical ascendant (frottement positif).

Si au contraire, le pieu étant immobile, le sol a tendance à tasser, le frottement sol-pieu est négatif.

Cela a pour conséquence de surcharger le pieu. Pour remédier à ce problème (couches compressibles, remblais récents non stabilisés), on chemisera le pieu par un tubage afin de diminuer l'effet du frottement négatif.



**Figure 5:** L'effort de frottement latéral ( $Q_s$ ) et L'effort de pointe ( $Q_p$ ).

Si le pieu travaille à l'arrachement,  $Q = 0$ . il est admis que le frottement latéral mobilisable est identique selon que le pieu travaille en compression ou en traction.

#### 2.4.2 Cas de groupes de pieux

D'une part, lorsque les pieux sont suffisamment rapprochés, il ne suffit pas de vérifier la résistance d'un pieu isolé. En effet, il arrive que la charge limite d'un groupe de pieux  $Q_{gu}$  soit inférieure à la somme des charges limites de chaque pieu isolé  $Q_{ui}$ .

Le coefficient d'efficacité du groupe de pieu se définit comme suit:  $C_e = \frac{Q_{gu}}{\sum Q_{ui}}$

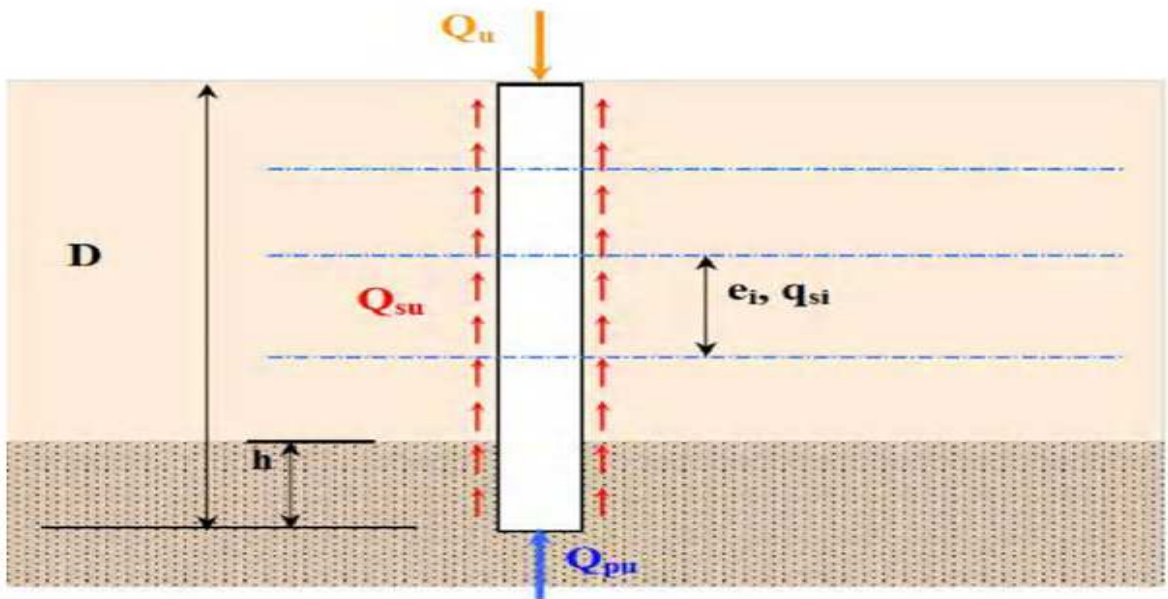


**Figure 6:** Représentation de la répartition des contraintes pour le cas d'un pieu isolé et le cas du groupe de pieu (TSTP, 2008).

D'autre part la diffusion de contraintes en profondeur sous un groupe de pieux est différente de celle sous un pieu isolé. Il se produit un effet radier. Cela a pour conséquence de transmettre les contraintes en profondeur bien au delà de celles générées par un pieu isolé [5].

## 2.5 Détermination de la charge limite d'un pieu isolé

Considérons un pieu isolé soumis à une charge verticale. Le pieu traverse différentes couches de sol de qualité plus ou moins bonnes pour s'ancrer dans une couche de sol aux caractéristiques mécaniques favorables. Cette couche s'appelle couche d'ancrage ou substratum résistant.



**Figure 7:** Un pieu isolé soumis à une charge verticale.

La charge limite du pieu  $Q_u$  est obtenue en additionnant la charge limite de pointe  $Q_{pu}$  qui correspond au poinçonnement du sol sous la base du pieu et la charge limite  $Q_{su}$  mobilisable par le frottement latéral entre le sol et le pieu.

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

La charge limite de pointe est donnée par:

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

La charge limite de frottement est donnée par:

$$Q_{su} = \rho_S \cdot P \cdot \rho q_{si} \cdot e$$

Avec:

$\rho_p$ : Coefficient réducteur de section de l'effort de pointe.

$\rho_s$ : Coefficient réducteur de section de l'effort de frottement latéral.

A: aire de la section droite.

P: périmètre de la section du pieu.

$q_{pu}$ : Résistance limite de pointe.

$q_{si}$ : Frottement latéral unitaire limite dans couche i.

e : épaisseur de la couche i.

h : hauteur d'ancrage.

Il est à noter que la détermination de A et de P ne pose pas de problème particulier pour les pieux à section pleine ou pour les pieux tubulaires fermés. Pour les autres sections, on se référera au tableau ci-dessous.

**Tableau 2:** valeurs de  $\rho_p$  et  $\rho_s$  et selon le type de pieux.

Type de pieu	Argiles		Sables	
	$\rho_p$	$\rho_s$	$\rho_p$	$\rho_s$
Section plein tubulaire fermé	1,00	1,00	1,00	1,00
Tubulaire ouvert pal pieux	0,50	1,00	0,50	1,00
Pieu H Palplanches	0,50 0,50	1,00 1,00	0,75 0,30	1,00 0,50

## 2.5 Sondage pressiométriques (Norme NF P -110)

### 2.5.1 Définition

L'essai pressiométriques a été inventé par l'Allemand Kögler vers les années 1930, dans le but de mesurer un module de déformation du sol. En raison de limitation de la technologie de l'époque, l'appareil n'était pas opérationnel. De plus, l'inventeur n'a pas su en interpréter correctement les résultats et l'appareil a été immédiatement abandonné.

C'est en 1954 qu'un jeune ingénieur français, Louis Ménard, a repris l'idée en la perfectionnant: au cylindre gonflable de Kögler, il a ajouté deux cellules de garde à la cellule de mesure centrale, évitant l'expansion de celle-ci vers le forage et rendant ainsi l'essai interprétable.

L'appareil est devenu rapidement opérationnel en raison du progrès de la technologie: cela les constituées de caoutchouc admettant de grandes déformations et surtout invention des tubulures de plastique semi-rigides rendant possible la réalisation d'essais en profondeur. Mais l'apport de Louis Ménard a surtout consisté à définir les caractéristiques pressiométriques des sols et à mettre au point des règles d'interprétation pour le dimensionnement des fondations en utilisant ces paramètres [6].

### **2.5.2 Principe de la pression mètre**

L'essai pressiométriques est un essai de chargement in situ effectué au sein même du terrain grâce à la réalisation préalable d'un forage. L'analyse de chacun des diagrammes effort déformation obtenu à chaque profondeur d'essai permet de déterminer les caractéristiques mécaniques du sol et d'effectuer les calculs de fondations.

Le Préssiomètre fournit à la fois un critère de rupture et un critère de déformabilité. Les

Caractéristiques mesurées sont le module de déformation (E), la pression limite (Pl) et la Pression de fluage (Pf) :

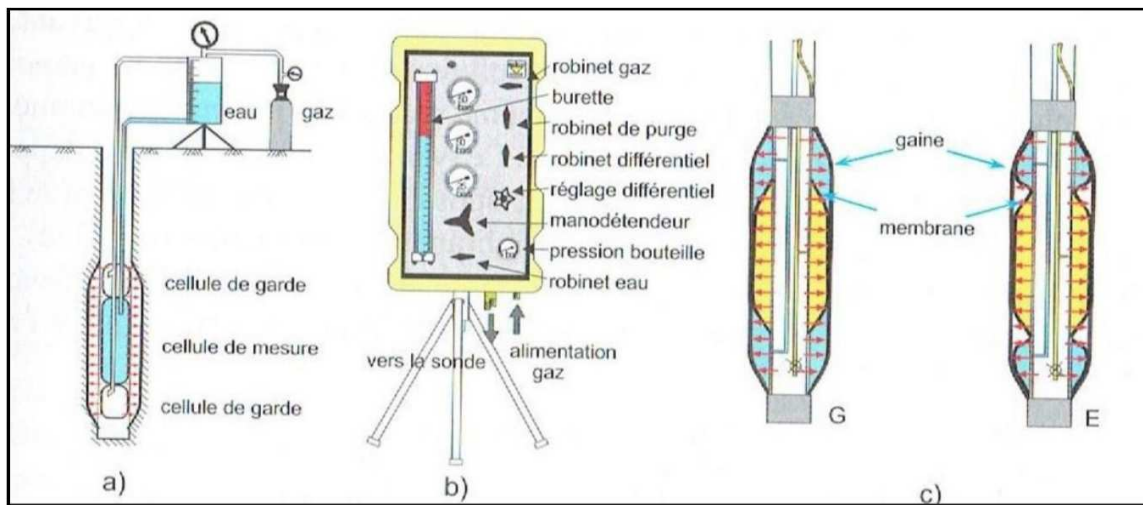
(E) : caractéristique mécanique fondamentale intervient dans le calcul des tassements des Fondations.

(Pl): pression limite correspond à l'état limite de rupture du terrain; elle intervient dans le calcul de stabilité de fondation.



(Pf): pression de fluage ou qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et la phase plastique.

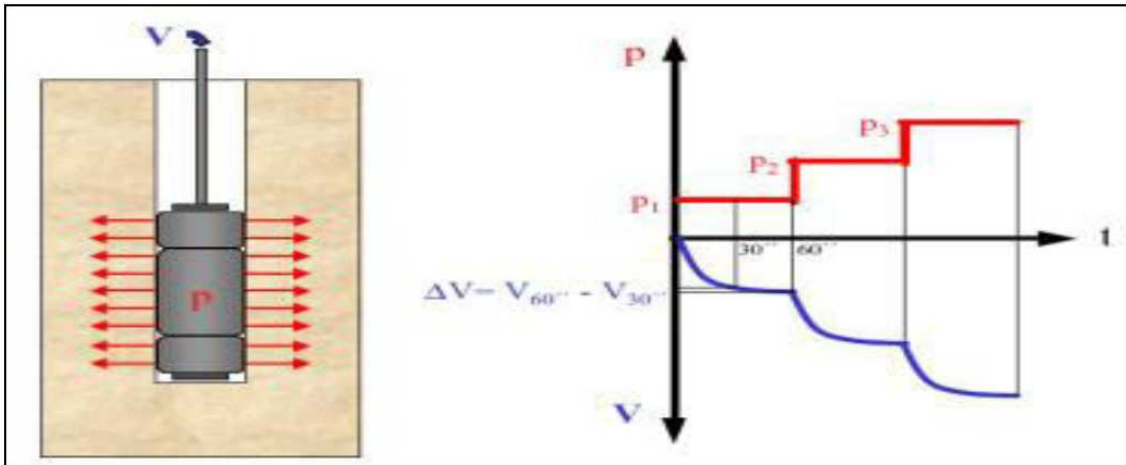
Les variations de volume du sol au contact de la sonde sont mesurées en fonction de la pression radiale appliquée. [6].



**Figure 8:** Schéma de principe de l'essai pressiométriques Ménard.

(a) principe de l'essai ; (b) contrôleur pression-volume ; (c) sonde tri-cellulaire de type emboîtée G, et juxtaposée E.

La réalisation du forage pressiométriques dépend de la nature du sol, de son état et de la présence éventuelle d'une nappe d'eau. [7].



**Figure 9:** mode de travail de Préssiomètre Ménard.

### 2.5.3 Comment présenter les résultats de l'essai

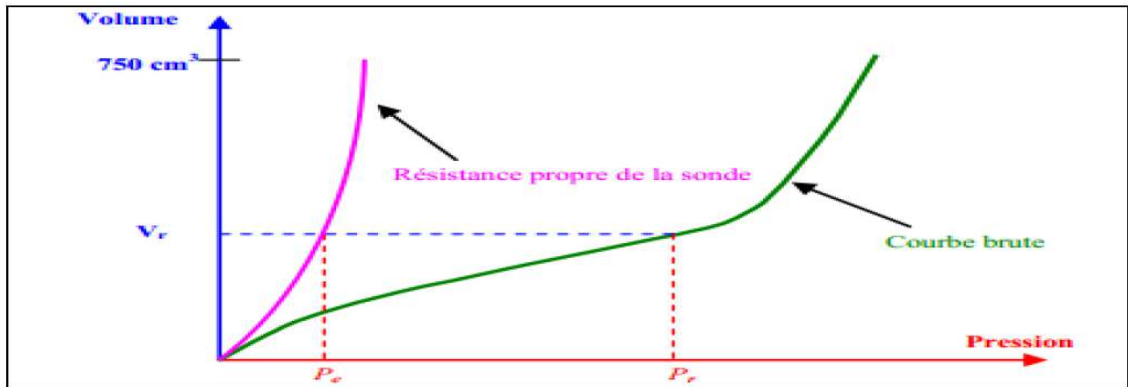
On présente les résultats de l'essai pressiométriques sous forme de courbes telle qu'on trouve en abscisse les pressions et en ordonnées les volumes. On a deux résultats:

#### a- Courbe brute

La courbe brute est obtenue en reportant les mesures à 1 minute en fonction de la pression (figure 9). Avant d'introduire la sonde dans le forage, on fait monter la pression en le disposant à l'air libre à côté du contrôleur pression-volume. On obtient ainsi la courbe d'étalonnage qui intègre tous les frottements et la rigidité propre de la membrane en caoutchouc, et éventuellement des autres accessoires entourant la membrane.

#### b- Courbes corrigées

Les courbes tracées précédemment ne traduisant pas réellement la loi de comportement du sol. Il faut procéder à certaines corrections, notamment la charge piézométrique due la hauteur de la colonne d'eau dans l'appareil, l'élasticité propre de l'ensemble membrane plus gaine (inertie), et de la compressibilité interne de l'appareil.



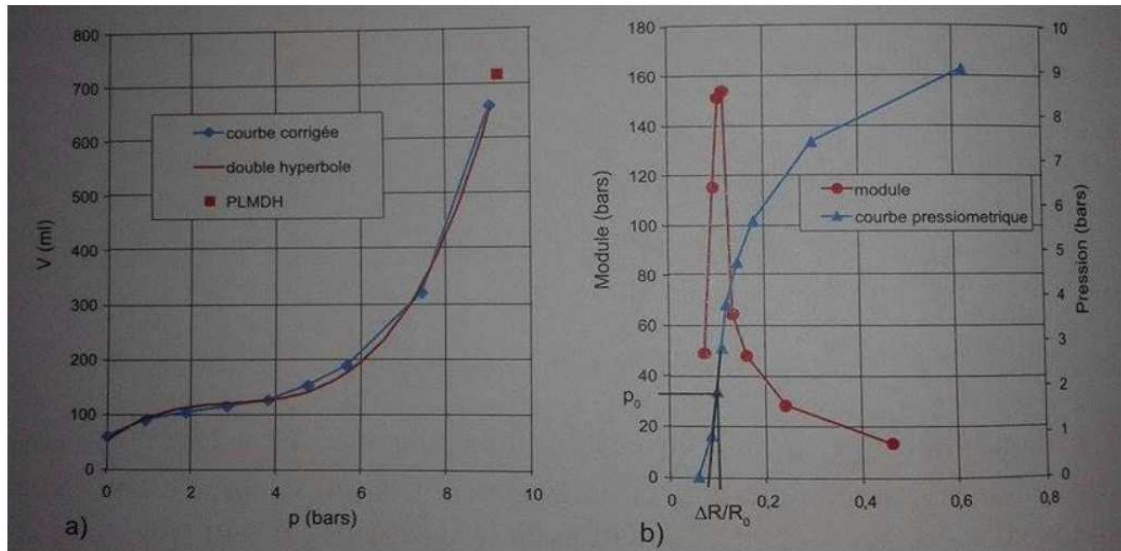
**Figure 10:** Courbe brute et courbe d' étalonne.

#### 2.5.4 Interprétation des courbes

On propose dans ce qui suit de présenter quelques méthodes d'interprétation pratique de la courbe d'expansion pressiométriques, afin d'en déduire les paramètres utiles au dimensionnement. [2].

##### a- Méthode globale (Méthode d'extrapolation hyperbolique)

Cette méthode, proposé par d'Hemricoutet Van Wambecke en 1978, est d'origine empirique et se base sur les connaissances acquises à partir des résultats de la méthode des courbes inverses. Le principe considère courbe pressiométriques comme résultante de la superposition de deux courbes hyperboliques équilatères et une droite. Sur le plan physique on a argumenté cette superposition par le fait que l'expansion du forage pressiométriques résulte de la manifestation de deux phénomènes, à savoir la recompaction du sol converge vers l'état initial, et la mise en charge du forage par incréments de pressions radiales au-delà de la pression initial. [2] et [3].



**Figure 11:** (a) calage de la courbe pressiométriques avec une double hyperbole ; (b) détermination de la contrainte horizontale en place [9].

## b- Les méthodes numériques

Le développement des moyens informatiques a conduit à la mise au point de codes de calcul de plus en plus pointus. Depuis quelques années, de nombreux travaux portent sur l'identification des paramètres de modèles de comportement à partir de l'essai pressiométriques. [Zentar (1999)] a utilisé un logiciel d'optimisation couplé à un logiciel d'éléments finis pour identifier certains paramètres d'un modèle élasto-plastique (Cam-Clay modifié) à partir de résultats d'essais pressiométriques [10].

## 2.5.5 Utilisation des résultats pressiométriques

### 2.5.5.1 Profile pressiométriques

Les valeurs du module pressiométriques, de la pression de fluage, et de la pression limite obtenues au Préssiomètre sont systématiquement représentées en fonction de la profondeur sur des tableaux synoptiques.

En parallèle avec les résultats géologiques, on présente encore les courbes d'avancement de l'outil et les courbes de battage, le niveau de la nappe, etc.

On utilise cette présentation pour identifier les différentes couches en fonction du module de déformation et la pression limite.

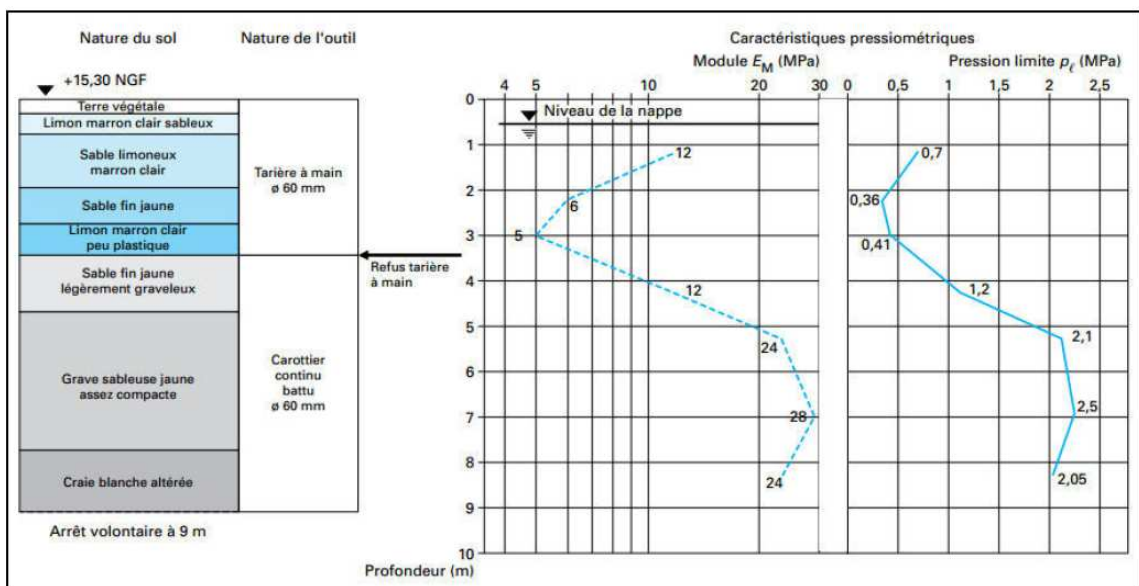


Figure 12: profile pressiométriques.

## 2- Utilisation du module de déformation et de la pression limite

L'étude des diagrammes de chargements permet d'obtenir les caractéristiques essentielles du terrain à la profondeur où l'essai a été exécuté.

Le tableau 3 ci-dessous indique l'ordre de grandeur  $E_m$  et de  $P_i$  pour les principaux types de sol.

**Tableau 3:** l'ordre de grandeur de  $E_m$  et de  $P_i$  pour le principal type de sol.

Sol	$E_m$ (MPa)	$P_i$ (Mpa)
Vase et tourbes	0.2-1.5	0.02-0.15
Argiles molles	0.5-3	0.005-3
Argiles plastiques	3-8	0.3-0.8
Argiles raides	8-40	0.6-2
Marnes	5-100	0.6-6
Sables vaseux	0.5-2	0.1-0.5
Limons	2-10	0.2-1.5
Sables et gravier	8-100	1.2-5
Sables sédimentaires	7.5-40	1-5
Roches calcaires	80-2000	3 à plus de 10
Remblais récents	0.5-1	0.05-0.3
Remblais anciens	4-15	0.4-1
Remblais graveleux Récents bien compactés	10-15	1-2.5

Le rapport ( $E_m/P_i$ ) bien qu'il regroupe deux caractéristiques très différents, du fait que l'une correspond aux petits déplacements de forage et l'autre aux grands, l'expérience a montré que celui-ci peut être un critère pratique pour apprécier et classer la raideur des matériaux étudiés.

On admet selon Ménard la classification suivante :

**Tableau 4** : classification Ménard des argiles selon le rapport ( $E_m/p_i$ ).

Argiles	$(E_m/P_1) < 5$	Argiles remaniées ou triturées
	$5 < (E_m/P_1) < 8$	Argiles sous-consolidés
	$8 < (E_m/P_1) < 12$	Argiles normalement sur consolidées
	$12 < (E_m/P_1) < 15$	Argiles légèrement sur consolidées
	$(E_m/P_1) > 15$	Argiles fortement sur consolidées
Sables	$(E_m/P_1) < 5$	Sables remaniées
	$6 < (E_m/P_1) < 8$	Sables et graviers immergés
	$(E_m/P_1) > 10$	Sables, sables et graviers secs et serrés

Le rapport  $(E_m/P_1)$  est d' ailleurs une caractéristique du type de sol étudié.

On peut aussi classer le sol selon la valeur de  $p_i$

## 2.6 Calcul de la charge limite par la méthode pressiométriques

### Cas de charge:

Les charges considérées pour la conception de l'ouvrage sont:

Charges permanentes :

Charge permanente en raison du poids propre de la structure ; charge permanente des éléments de toiture, murs, finitions et l'équipement électrique et mécanique

Charges d'exploitation : charge d'exploitation sur les dalles ; charge d'exploitation sur la toiture ; charge de montage au niveau secondaire où les Panneaux sont situés ; Charges de palan ; Charge de neige ; Charge de vent ; Charge de température ; Charge sismique

Selon le fascicule 62, titre V, de 1993 [7], la charge limite de pointe est donnée par la formule:

$$Q_L = Q_{p,l} + Q_{s,l}$$

Avec

$Q_{p,l}$  = résistance limite mobilisée en pointe:  $Q_{p,l} = q_{p,l} * A_p$

$q_{p,l}$  = résistance spécifique de la base d'un pieu.

$A_p$  = aire de la base d'un pieu.

$Q_{s,l}$  = résistance limite mobilisée par friction:  $Q_{s,l} = P_b \int_0^h q_{s,l}(z).dz$

$P_b$  = périmètre de la base.

$q_{s,l}$  = résistance limite spécifique du fût d'un pieu.

Selon 'D.T.R. BC 2.33.2 Méthodes de calcul des fondations profondes', les méthodes générales suivantes sont recommandées pour évaluer la capacité portante limite pour les pieux:

- Méthode basée sur les essais de laboratoire.
- Méthode basée sur l'interprétation des résultats des essais en site (SPT, Pénétromètre Statique, Essai Pressiomètre (pression limite).

Ci-après la méthode appliquée est la seule basée sur les résultats des essais pressiométriques.



### 2.6.1 La résistance en point $q_l$ :

$$q_l = K_p \cdot P_{ls}^*$$

Avec:  $K_p$  =valeurs Facteur de portance.

$P_{ls}^*$  = Pression limite nette équivalente

### 2.6.2 La pression limite équivalente nette $p_{ls}^*$

**Définition:**

$P_{ls}^*$  = Pression limite nette équivalente. Est une pression limite pondérée, qui tient compte de la distribution des pressions limites mesurées de part et d'autre de la pointe du pieu.

$$P_{ls}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_i^*(z) \cdot dz$$

Avec:

a:  $\max \{B/2; 0.50\text{m}\}$ .

b:  $\min \{a; h\}$ .

B: diamètre du pieu.

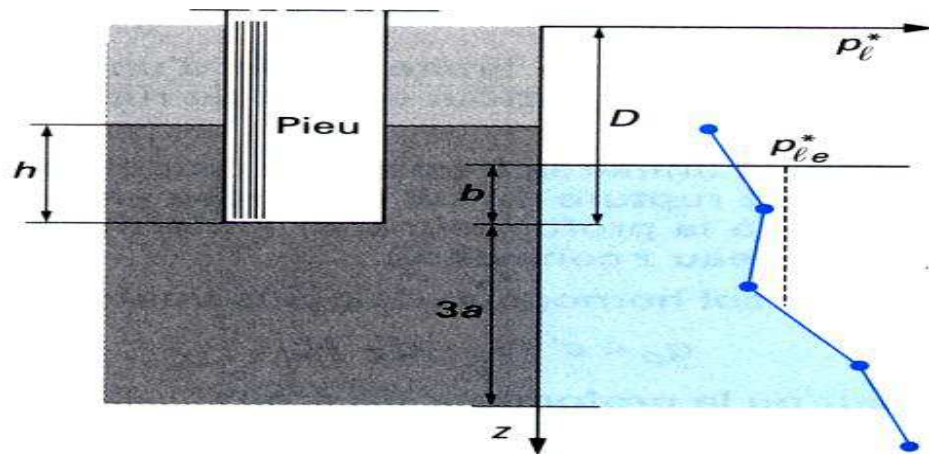
h: profondeur d'ancrage du pieu dans la couche où se situe la pointe.

D: profondeur de la fondation.

$P_i^*$ : Pression limite nette:  $P_i^* = p_i - p_0$ .

$p_i$ : Pression limite, mesurée par l'essai pressiométriques.

$p_0$ : Contrainte horizontale totale des terres au niveau au sol avant l'essai.



**Figure 13:** Définition de la pression limite équivalente au Préssiomètre [11].

### 2.6.3 Le facteur de portance $k_p$ :

La valeur de  $k_p$ , facteur de portance, est fixée par le tableau ci-dessous en fonction de la nature du sol (tableau n°2) et du mode de mise en œuvre (type de pieu), quelle que soit la géométrie de la section droite de l'élément de fondation (tableau n°1).

Cette valeur n'est applicable qu'au-delà de la profondeur critique  $D_c$ , en deçà on pourra appliquer une interpolation linéaire entre 0 et  $D_c$ .

**Tableau 5:** classification des sol selon la pression limite  $P_l$ .

CLASSE DE SOL		DESCRIPTION	PRESSIOMETRE $P_l(MP_a)$
Argiles, limons	A	Argiles et limons mous	<0.7
	B	Argiles et limons fermes	1.2-2.0
	C	Argiles très fermes à dures	>2.5
Sable, graves	A	Lâches	<0.5
	B	Moyennement compacts	1.0-2.0
	C	compacts	>2.5
Craies	A	molles	<0.7
	B	altérées	1.0-0.5
	C	compacts	>3.0
Marnes ; mar no-calcaires	A	Tendres	1.5-4.0
	B	compacts	>4.5

**Tableau 6:** classification de sol.

Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis œuvre avec refoulement du sol
Argiles, limons	A	1.1	1.4
	B	1.2	1.5
	C	1.3	1.6
Sables 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, mar no-calcaires		1.8	2.6

## 2.7. La résistance au frottement latéral $q_s$

La valeur du frottement latéral unitaire  $q_{s,l}$  à une profondeur 'z' est donnée par la courbe du jeu d'abaques ci-dessous en figure 2 (16) fonction de la valeur de la pression limite nette  $p_l^*(z)$  est sélectionnée du tableau (03).

La valeur maximale pour  $q_{s,l}$  à une profondeur «z» sera de 40 kPa comme recommandé dans «D.T.R. C.-B. 2.33.2«Méthodes de calcul des fondations profondes».

$$q_s = 0.04 \eta \frac{p_l^*(z)}{1 + 0.5\eta} \left[ 2 - \frac{p_l^*(z)}{1 + 0.5\eta} \right]$$

Avec  $\eta$  le numéro de la courbe:

$$Q_L = Q_{p,l} + Q_{s,l}$$

### 2.7.1 La capacité en friction

$$Q_{s,l} = p_b \int_0^h q_{s,l}(z) \cdot dz$$

### 2.7.2 La capacité Limite en pointe ( $Q_{p,l}$ )

$$Q_{p,l} = q_{p,l} \cdot A_p$$

$$q_{p,l} = K_p \cdot p_{l\sigma}^*$$

$q_{p,l}$  = contrainte limite à la pointe.

Le calcul du terme de pointe d'un pieu se fait par application, selon la norme française P11-212-1 (DTU 13.2). Travaux de fondations profondes pour le bâtiment, d'une formule semi-empirique liant directement la pression limite mesurée ( $P_l$ ) à la pression de rupture sous la pointe ( $q_p$ ).

**Tableau 7: Détermination des abaques.**

	Argiles, limons			Sables, graves			craies			marnes		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q <sub>1</sub>	Q1,Q2 <sup>(1)</sup>	Q2, Q3 <sup>(1)</sup>				Q1	Q3	Q4,Q5 <sup>(1)</sup>	Q3	Q4,Q5 <sup>(1)</sup>	
Foré boue	Q1	Q1,Q2 <sup>(1)</sup>		Q1	Q2,Q1 <sup>(2)</sup>	Q3,Q2 <sup>(2)</sup>	Q	Q	Q4,Q5 <sup>(1)</sup>	Q3	Q4,Q5 <sup>(1)</sup>	
Foré tubé( tube récupéré)	Q1	Q1,Q2 <sup>(3)</sup>		Q1	Q1,Q1 <sup>(2)</sup>	Q3,Q2 <sup>(2)</sup>	Q	Q	Q3,Q4 <sup>(3)</sup>	Q3	Q4	
Foré tubé (tube perdu)	Q1			Q1		Q2	(4)			Q2	Q3	
Puits <sup>(5)</sup>	Q1	Q2	Q3				Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	
Métal battu fermé	Q1	Q2		Q2		Q3	(4)			Q3	Q4	
Battu préfabriqué béton	Q1	Q2		Q3				(4)			Q3	Q4
Battu moulé	Q1	Q2		Q2		Q3	Q1	Q2	Q3	Q3	Q4	
Battu enrobé	Q1	Q2		Q3		Q4	(4)			Q3	Q4	
Injecté basse pression	Q1	Q2		Q3				Q2	Q3	Q4	Q5	
Injecté haute pression <sup>(6)</sup>		Q4	Q5	Q5		Q6		Q5	Q6	Q6.		

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.

(2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).

(3) Forage à sec, tube non louvoyé.

(4) Dans le cas de craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.

(5) Sans tube ni vérole foncé perdu (parois rugueuses).

(6) Injection sélective répétitive à faible débit.

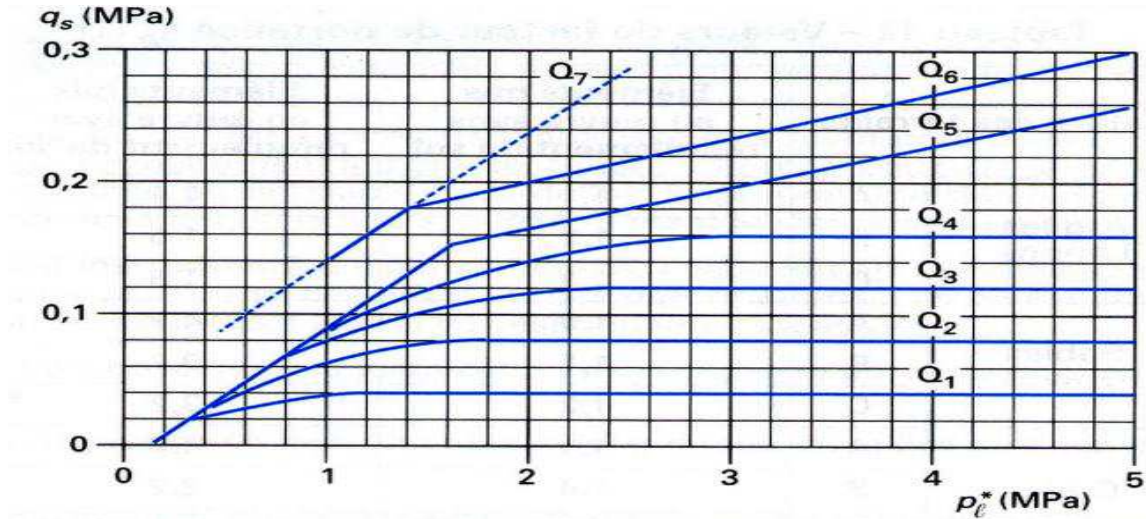


Figure 14: Frottement latéral unitaire limite,  $q_s$ .

## 2.8 Calcul des fondations profondes (pieux forés)

Chaque fois que l'on doit fonder un ouvrage sur un terrain dont les couches superficielles sont compressibles ou de qualités médiocres et dans le cas où il se révélerait impossible d'améliorer la force portante de ces couches, on a recours aux fondations profondes.

Le principe consiste à traverser les formations compressibles pour venir s'appuyer sur une couche suffisamment résistante (Bed Rock). Les fondations profondes mobilisent le sol :

- 1- Par l'effort de pointe proportionnellement à leur section lorsqu'elles reposent directement sur le bed-rock.
- 2- Par frottement latéral et par effort de pointe lorsqu'il est impossible de descendre sur une couche suffisamment résistante.

3- Par frottement latéral seul dans le cas des pieux flottants.

La force portante d'une fondation profonde ( $D/B > 10$ ), par la méthode pressiométriques du

LCPC, en état limite de service (QELS) est donnée par la formule suivante :

$$Q_N = Q_p + Q_f/2$$

$Q_N$ : charge nominale.

$Q_p$ : résistance de pointe.

$Q_f$  : effort latéral.

$$Q_p = S \cdot q_p$$

$S$  : section du pieu.

$$q_p = q_0 + K/3 (p_{1f} - p_0)$$

$p_0$  : Pression horizontale au niveau de la pointe du pieu à la date de l'essai.

$p_{1f}$  : Pression équivalente =  $3\sqrt{p_{11} \cdot p_{12} \cdot p_{13}}$  .

$p_{11}$  : Pression à la distance  $B$  au dessus du niveau de la pointe.

$p_{12}$  : Pression au niveau de la pointe.

$p_{iB}$  : Pression à la distance B au dessous du niveau de la pointe.

K: facteur de portance.

$$Q_f = q_f \cdot p$$

$q_f$  : La somme des forces de frottement latéral le long du pieu.

$$P = \sum_x \Pi$$

### 2.8.1 La hauteur d'encastrement équivalent

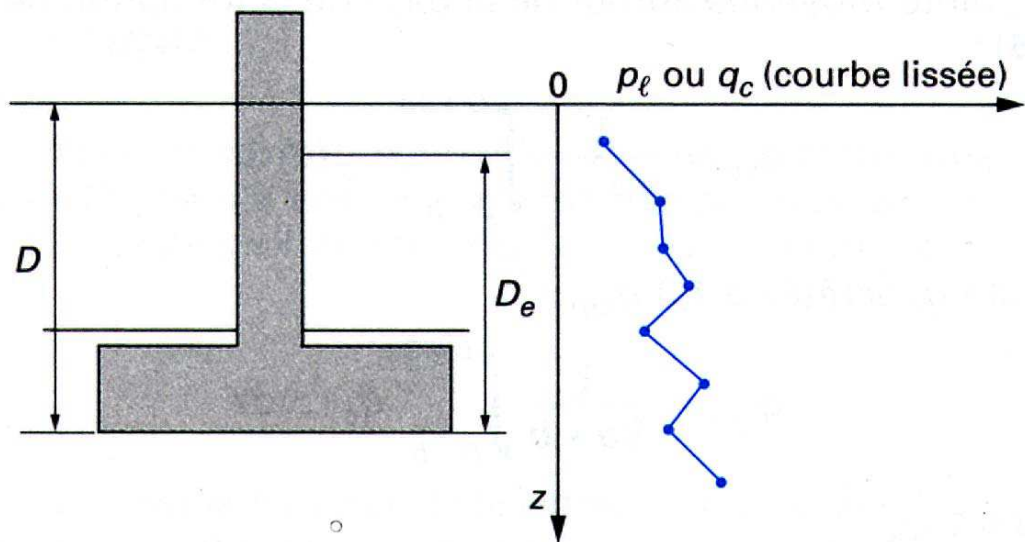


Figure 15: a hauteur d'encastrement équivalent  $D_e$ .

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

$p_l^*(z)$  : Pression limite nette à la profondeur  $z$ .

$P_{le}^* : p_l^*(z) D_e$  Pression limite nette équivalente.

$d$ : prise en général égale à 0.



**D**: hauteur d'encastrement réelle du pieu.

$$P_{ls}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z).dz$$

**a**: max (B/2;0.5m).

**b**: min (a, h).

**h**: l'encrage dans la couche ou se situe du pieu.

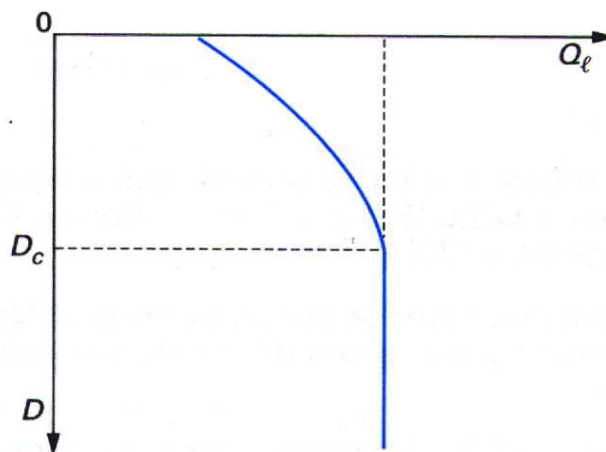
### 2.8.2 Profondeur critique

L'expérience montre que, dans un sol homogène, la charge limite de pointe  $Q_p$  augmente avec la profondeur  $D$ , jusqu'à une profondeur dite profondeur critique  $D_c$  au-delà de laquelle elle reste constante (figure 15). Cette profondeur critique varie, en Principe,

avec: — Le type de sol ;

— La résistance du sol ;

— Le diamètre du pieu.



**Figure 16:** Variation de la charge limite de pointe  $Q_p$  en fonction de la profondeur  $D$  dans un sol homogène.

## 2.9. Résistance limite de traction

Nous allons calculer la résistance limite de traction d'une fondation profonde isolée sous sollicitation axiale à partir des essais en place au Préssiomètre Ménard et plus particulièrement la pression limite pressiométriques  $p_l$ .

Pour ce faire nous nous sommes basés sur la norme NF P 94-262 (juillet 2012) « justification des ouvrages géotechnique, norme de l'application nationale de l'Eurocode 7, fondation profonde » et plus particulièrement l'annexe F. Le calcul s'est aux droits des

Les formules utilisées sont les suivantes :

$$R_t = R_s$$

Où :

$R_t$  : Résistance de traction du terrain.

$R_s$  : Résistance de frottement axial de la fondation profonde.

$$R_s = P_s \int_0^D q_s(z) dz$$

Où :

$P_s$  : Périmètre du fût du pieu.

$D$  : Longueur de fondation contenu dans le terrain.

$q_s$  : Frottement axiale unitaire limite à la cote  $z$ .

## 2.8. Evaluation de risqué de liquéfaction

L'évaluation de risque de liquéfaction s'est faire sur la base du règlement parasismique algérien PRA99/2003 article 10.2 « liquéfaction des sols ».

Le risque a été évalué à l'aide des courbe granulométrique en se basant sur la présence de sable saturé st sur le coefficient d'uniformité  $C_u$  ( $C_u = D_{60}/D_{10}$ ) si  $C_u < 15$  st que  $0.05 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 1.5 \text{ mm}$  alors on dit qu'il y a un risque de liquéfaction ou :  $D_{60}$ ,  $D_{50}$ ,  $D_{10}$

Correspondent respectivement aux diamètres des tamis Correspondent aux passants de 60% ,50%, et 10 %.

### Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté le comportement sol-pieu, tel que le rôle principal du pieu est de transférer le poids de la superstructure au sol sans provoquer des désordres, et pour éviter la rupture et limiter les déplacements à des valeurs très faibles.

Ainsi, nous avons présenté la classification des pieux selon certains critères, tel que les principaux paramètres sont : la technique de mise en œuvre (avec refoulement du sol, sans refoulement du sol), le mode de fonctionnement des pieux, la géométrie de forme, et la nature de matériau. Et aussi on a de donné des définitions de manière générale sur

L'essai pressiométriques « Ménard », le principe, le mode de travaille, et les résultats de cet essai, en suite quelques méthodes d'interprétation des résultats de cet essai.

Les caractéristiques principales du sol qui sont déduites de l'essai pressiométriques sont:

\* Le module pressiométriques qui définit le comportement pseudo-élastique du sol ;

\* La pression limite qui définit la résistance du sol à la rupture.

Tel que ces caractéristiques sont utiliser pour l'identification des couches du sol, et on peut aussi utiliser la pression limite pour la détermination de la capacité portante des pieux.

Donc a partir de cette caractéristique on présenté les formules comment calculé la fondation profondes; la résistance limite de traction ; la résistance au frottement latéral et comment évalué le risqué de liquéfaction.

## **CHAPITRE 3: Résultats et discussions**

### **Introduction:**

Le but du présent document est de définir les critères de conception et de calcul remplis pour la fondation et la structure des ventilateurs de l'usine à chaux et du bâtiment de service pour le complexe sidérurgique intégré dans Bellara, au Jijel, au nord-est de la République Algérienne.

Il s'agit d'un bâtiment avec une structure en béton moulé en site avec des fondations profondes au niveau -1.60 et des pieux jusqu'à 29.5 mètres de profondeur maximale.

Le bâtiment a une hauteur de 14.20 mètres de hauteur, et le revêtement se compose de blocs de béton préfabriqué et la toiture sera une toiture inversée.

On a présenté quelque essai réalisé, les sondages, la vérification de liquéfaction et de la capacité portante du sol, vérification géotechnique de pieu, la capacité totale du pieu dépend principalement des propriétés du sol (densité et résistance au cisaillement) et des caractéristiques des pieux.

### **3.1. Présentation du site**

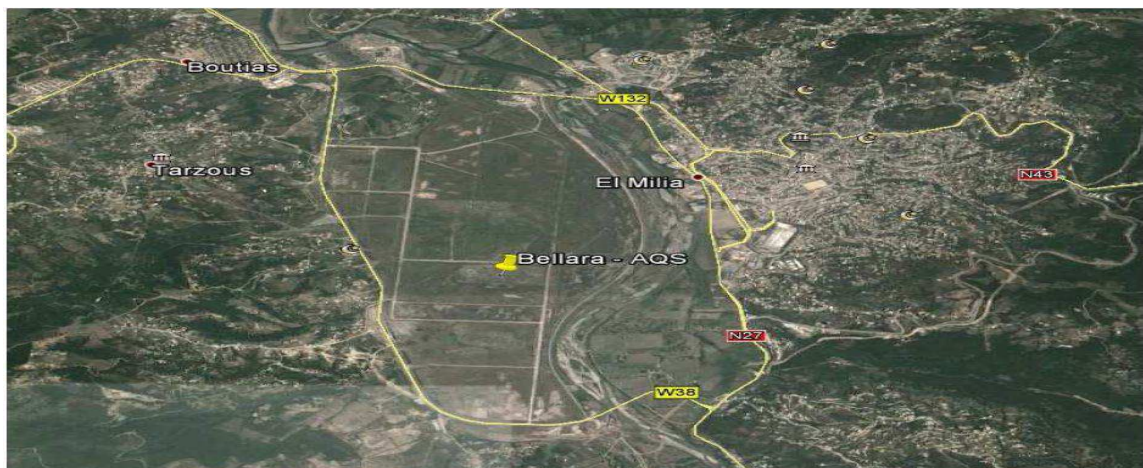
Dans le cadre de l'étude géotechnique du complexe sidérurgique de Ballara, à El Milia dans la Wilaya de Jijel, le LTP/Est a entrepris une campagne d'investigation géotechnique

Conformément au contrat d'étude conclus entre le l'AQS d'une part et LTP/Est d'autre par. Le complexe sidérurgique est localisé à Bellara commune d'El Milia, cette

dernière est située au Nord-est de la Wilaya de Jijel (fig.17). Elle est de par sa superficie (232,07 km<sup>2</sup>) la plus grande ville de sa région, elle appartient au domaine géographique de la Kabylie Orientale, dans le Constantinois. Elle occupe une situation privilégiée à mi-distance entre les villes de Jijel, Mila, Constantine et Skikda et la mer Méditerranée est à une vingtaine de kilomètres au Nord.



**Figure 17:** Photo Google montrant la situation géographique du site.



**Figure 18:** Photo Google montrant la situation géographique du site.

### **3.2. Les essais réalisés dans ce site:**

Plusieurs essais ont été réalisés sur cette zone. L'objectif était pour la reconnaissance des paramètres du terrain, tel que :

### **a. In situ**

- La réalisation de sondages carottés.
- La réalisation Des essais SPT.
- La réalisation de huit sondages pressiométriques, avec un pas d'essai de 1m.
- La réalisation des Sondages électriques verticaux SEV et des DOWN HOLE.
- Pour l'hydrogéologie du terrain d'étude, quatre piézomètres ont été installés.

### **b. En laboratoire**

Différents essais physiques, mécaniques et analyse Chimique. L'eau récupérée des sondages a également fait objet d'analyses chimiques.

- Limites d'atterberg.
- Analyse granulométrique.
- Essai de cisaillement au triaxial.
- Essai au cisaillement rectiligne.
- Essai a l'odomètre.
- Essai de compressibilité /perméabilité.

### 3.3 Résultats et interprétation des essais

#### 3.3.1 Sondages carottés:



Figure 19: échantillons de sol aparté d'un sondage carotté.

#### 3.3.2 Profils lithologiques

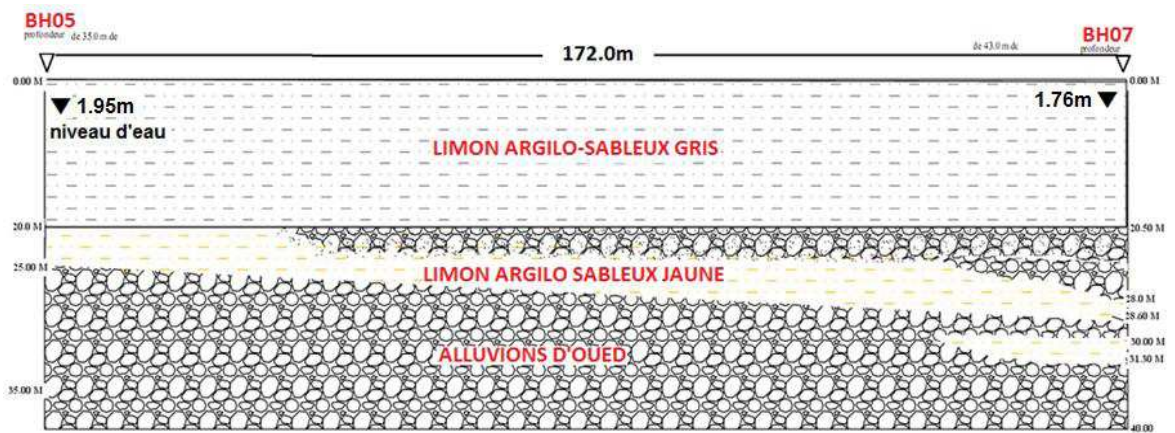
Des profils géologiques ont été élaborés ; ils recourent les différents sondages carottés.

Les profils géologiques représentent la section des terrains par un plan vertical.

On représente, en effet, des terrains cachés en profondeur en se basant sur des corrélations à partir de sondages carottés réalisés. Il nous est alors possible de dessiner l'allure la plus vraisemblable des terrains tels qu'elle se déduit logiquement.



D'après ces corrélations, on constate que nous sommes en présence d'un faciès alluvionnaire reconstitué d'une alternance de limons argilo-sableux et de galets et graviers ; constituant une succession de séquences à granoclassement positif. Les limons argileux sableux peuvent atteindre des épaisseurs d'environ 25m et les galets arrivent jusqu'à 20m.



**Figure 20:** profils géologiques représentent la section des terrains par un plan vertical.

### 3.3.3 Résultat des sondages pressiométriques

**Tableau 8:** profile synoptique représente de les valeurs du module pressiométriques, de la pression de fluage, et de la pression limite.



Client : ALGERIAN QUATRE ARBES  
 Etude : COMPLEXE INDUSTRIEL DE BELLAÏRA

Date : 3/01/2015

x : 254445

y : 4069831

z :

Inclinaison : 0

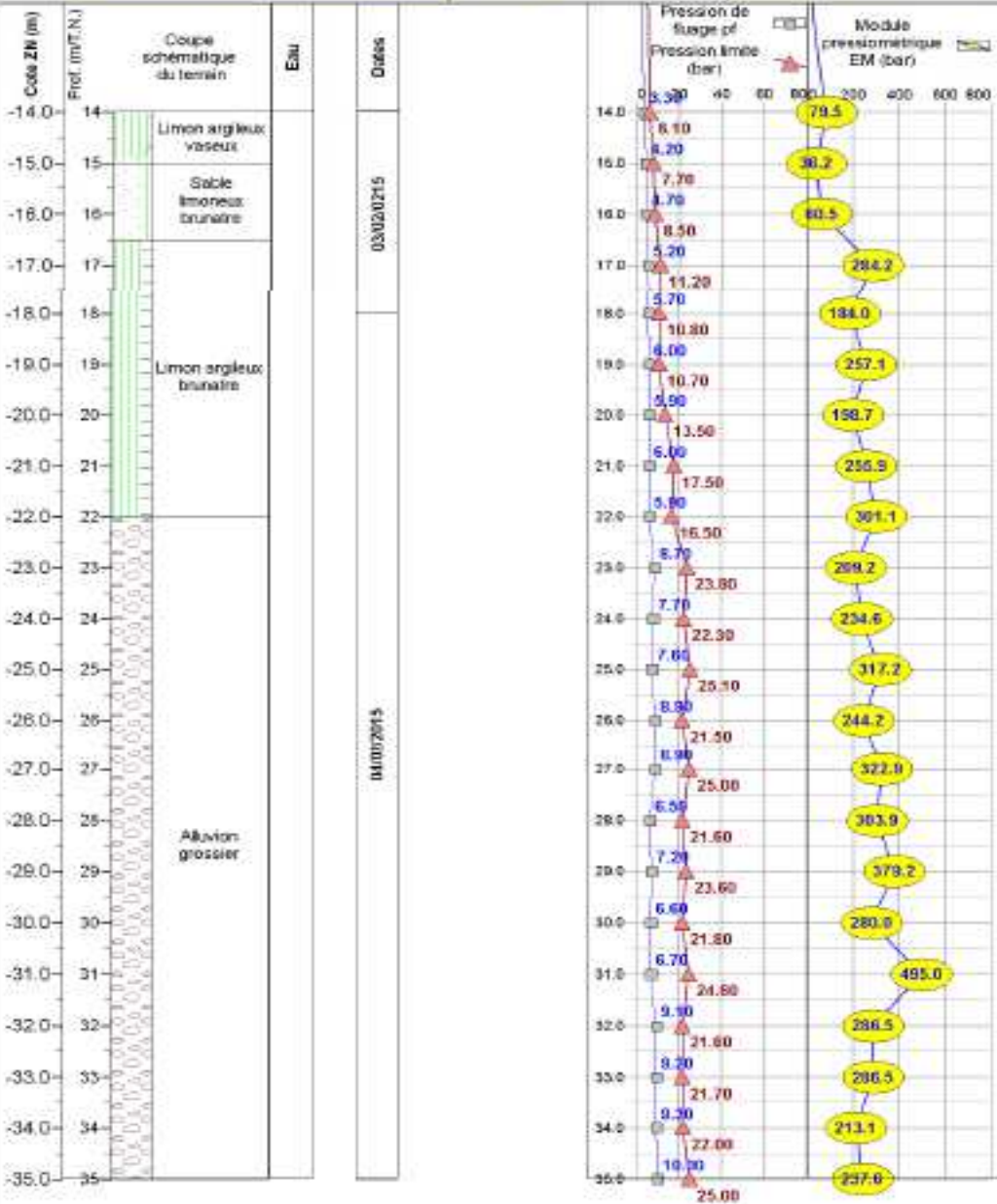
Oriantation :

Dossier n°

Sondage

PM 03

Plan d'implantation



### 3.4 Interprétation des résultats des essais pressiométriques

L'essai pressiométriques est un essai de chargement de la paroi du forage jusqu'à la rupture.

Il permet par conséquent d'étudier la phase des petits déplacements du sol en déterminant un module de déformation du forage, et celle des grands déplacements en déduisant la pression limite correspondant à la rupture du forage.

**Tableau 9:** résultats des essais pressiométriques

PM 03-Zone A							
Prof(m)	Lithologie	Pl (bar)	Pf (bar)	E (bar)	E/pl (bar)	Coefficient rhéologique du sol	
1	Limon argileux sableux par parties Brunâtre	3.3	1.6	17.6	5.33	Sol sous- consolidé et normalement serré	
2		4.0	1.6	37.2	9.3		
3		3.7	2.0	25.9	7		
4		3.3	2.0	24.3	7.36		
5		4.1	2.2	26.2	6.39		
6		4.1	2.1	19.0	4.63		
7		4.4	2.3	53.9	12.25		
8		4.4	2.4	22.5	5.11		
9		4.7	2.6	53.6	11.40		
10	Sables limoneux Brunâtre	3.8	2.7	25.7	6.76	Sol sur consolidé très serré	
11		4.7	2.6	23.6	5.02		
12		5.1	2.7	19.2	3.76		
13	Limon argileux	5.7	2.9	47.2	7.40		Sol sur consolidé très serré
14		6.1	3.3	79.5	13.03		
15	Sables Limoneux	7.7	4.2	36.2	4.70		
16	Brunâtre	8.5	4.7	60.5	7.08		
17	Limon argileux	11.2	5.2	285.2	25.46		
18	brunâtre	10.87	5.7	148	16.92		

19		10.7	6.0	257.1	24.02	
20		13.5	5.9	198.7	14.71	
21		17.5	6.0	255.9	14.62	
22		16.5	5.9	301.1	18.24	
23	Alluvion grossier	23.8	8.7	209.2	8.78	Sol sur consolidé très serré par fois Consolidé et serre
24		22.3	7.7	234.6	10.52	
25		25.1	7.6	317.2	12.63	
26		21.5	8.9	244.2	11.35	
27		25.0	8.9	322.9	12.93	
28		21.6	6.5	303.9	14.06	
29		23.6	7.2	379.2	16.06	
30		21.8	6.6	280.0	12.84	
31		24.6	6.7	495.0	20.12	
32		21.6	9.1	286.5	13.26	
33		21.7	9.2	286.5	13.20	
34		22.0	9.3	213.1	9.68	
35		25.0	10.0	237.6	9.50	

A partir de résultat de sondage carotté nous avons trace ce tableau avec des différents pressions selon la profondeur, donc cette profil caractéristique du sol a été interprété, sur la base des données des levées géotechniques et des essais de charge de pieux, valables pour la conception de pieux.

### 3.4.1 Capacité à la point

Les calculs sont développés ci-dessous:

Types T1 et T2, Longueur du pieu = 20.6m, Niveau inférieur du pieu = -23.20m.

$$a = b = 0.5 \text{ m}$$

$$P_{is}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_i^*(z).dz = \frac{1}{0.5+1.5} \int_{23}^{25} P_i^*(z).dz$$

$$P_i^* = P_i - P_0 = P_i - (K_0 * \sigma'_{v0} + u)$$

$$P_{11}(23m) = 22.5 \text{ bar} ; P_0(23m) = 0.5 * 23m * 20 \text{kn/m}^3 ; P_i^*(23m) = 22.5 - 2.3 = 20.20 \text{ bar}$$

$$P_i^*(24m) = 26 \text{ bar} ; P_i^*(25m) = 35.5 \text{ bar}$$

$$K_p = 1.2$$

$$P_{is}^* = \frac{1}{2} \left[ \frac{(20.2+26)}{2} * 1.0 + \frac{(26.0+35.5)}{2} * 1.0 \right] = 26.925 \text{ bar}$$

$$q_{p,l} = 1.2 * 26.925 = 32.31 \text{ bar} = 3231.0 \text{ kpa}$$

$$Q_{p,l}(T1,T2) = q_{p,l} * A_p = 3231 * 0.502 = 1623.9 \text{ KN}$$

### 3.4.2 Capacité en friction :

Les calculs sont développés ci-dessous:

**Tableau 10:** les valeurs de la capacité en friction.

Valeur de $q_{s,l}$				
PM 02		$P_0(\text{bar})=(K_0 * \sigma'_{v0} + u)$	$p_i^*(\text{bar})$	$q_{s,l}(\text{bar})$
Profondeur (m)	$P_i(\text{bar})$			
2.00	3.30	0.2	3.10	0.20
3.00	4.40	0.3	4.10	0.22
4.00	4.80	0.4	4.40	0.23
5.00	10.50	0.5	1.0	0.40
6.00	11.10	0.6	10.5	0.40
7.00	13.30	0.7	12.6	0.40

8.00	13.20	0.8	12.4	0.40
9.00	10.40	0.9	9.5	0.40
10.00	12.50	1.0	11.5	0.40
11.0	13.10	1.1	12	0.40
12.00	11.30	1.2	10.1	0.40
13.00	10.70	1.3	9.40	0.40
14.00	12.60	1.4	11.2	0.40
15.00	13.50	1.5	12.0	0.40
16.00	11.00	1.6	9.40	0.40
17.00	12.90	1.7	11.2	0.40
18.00	15.00	1.8	13.2	0.40
19.00	17.70	1.9	15.8	0.40
20.00	18.10	2.0	16.1	0.40
21.00	18.70	2.1	16.6	0.40
22.00	18.20	2.2	16.0	0.40
23.00	22.50	2.3	20.2	0.40
24.00	28.40	2.4	26.0	0.40
25.00	38.00	2.5	35.5	0.40
26.00	40.80	2.6	38.2	0.40
27.00	42.00	2.7	39.3	0.40
28.00	49.60	2.8	46.8	0.40
29.00	49.60	2.9	46.7	0.40
30.00	55.60	3.0	52.6	0.40
31.00	56.50	3.1	53.4	0.40
32.00	57.80	3.2	54.8	0.40
33.00	55.80	3.3	52.5	0.40
34.00	55.40	3.4	52.0	0.40

Type T1 et T2 , longueur du pieu = 20.6 m niveau inférieur du pieu = -23.20 m

$$Q_{s,il} = \int_0^D q_s \pi B \pi B \int_0^D q_s(z) \cdot dz = 2 * \pi * 0.4 \left[ \frac{(0.21+0.22)}{2} * 0.4 + \frac{(0.22+0.23)}{2} * 1.0 + \frac{(0.23+0.40)}{2} * 1.0 + (0.40+18.2) \right] = 0.8 * \pi (0.086 + 0.225 + 0.315 + 7.28) = \mathbf{1987 \text{ KN}}$$

### 3.4.3 Capacité Portante Limite et vérification géotechnique de pieux:

Les principes de justification de fondations profondes sont conformes à la théorie générale du calcul aux états limites qui consiste, pour un état limite donné, à vérifier que la charge axiale de calcul reste égale ou inférieure à la charge maximum de l'élément de fondation.

**Tableau 11:** La résistance des pieux sans et avec le coefficient de sécurité.

Q <sub>L</sub> Résumé					
Pieu / Diamètre	Niveau de basse	Langueur de pieu	BASE RESISTANCE	SHAFT RESISTANCE	
			Q <sub>p,l</sub>	Q <sub>s,l</sub>	Q <sub>s,l</sub> 70% shaft due to pile group
T1-T2	-23.20m	20.6m	1624KN	1987 KN	1391 KN
T3	-25.20m	22.6m	2280 KN	2188 KN	1531 KN
T4	-19.20m	16.6m	974 KN	1585 KN	1109 KN
T5	-20.20m	17.6m	983 KN	1685 KN	1179 KN
T6	-17.20m	14.6m	737 KN	1383 KN	968 KN

‘D.T.R. BC 2.33.2 ‘Méthodes de calcul des fondations profondes’, la capacité portante nominale  $Q_n$ , d’un seul pieu est obtenue en appliquant un coefficient de sécurité à  $Q_{p,i}$ , et

$Q_{s,i}$

$$Q_n = \frac{Q_{p,i}}{F_S} + \frac{Q_{s,i}}{F_S}$$

Appliquant ‘D.T.R. BC 2.33.2 Méthodes de calcul des fondations profondes, les coefficients de sécurité comme indiqué dans le tableau suivant: les coefficients de sécurité comme indiqué dans le tableau suivant:

**Tableau 12:** coefficient de sécurité.

Coefficient de Sécurité		
Combinaison d’action	ELU	
Essai	2 <sup>a</sup> gen.	Sismo
Essai de sol en place	1.40	1.25

**Tableau 13:** vérification géotechnique.

Bâtiment de la salle des ventilateurs et de service –Vérification géotechnique ELU (Compression)									
pieu	Niveau de pieu	La longueur	2 <sup>a</sup> gen	Vérification	Qn (KN/pieu)	Sismo	Vérification	Qn(KN/pieu)	
T1	-23.20m	20.6m	1486 KN	Oui<	2153.57	2173 KN	Oui<	2412	
T2	-25.20m	22.6m	1198 KN	Oui<	2722.14	2590 KN	Oui<	3048	
T3	-19.20m	16.6m	1262 KN	Oui<	1487.86	1064 KN	Oui<	1666	
T4	-20.20m	17.6m	1198 KN	Oui<	1544.29	1618 KN	Oui<	1729.	
T5	-17.20m	14.6m	1161 KN	Oui<	1217.86	1056 KN	Oui<	1364.	

Le design est vérifié.



### 3.5 Calcul des fondations profondes (pieux forées)

#### Calcul de la capacité portante du sol :

Le calcul de la capacité portante concernant les pieux forés s'est fait par la méthode pressiométriques.

Les résultats sont présentés sous forme de tableaux et graphes.

**Tableau 14:** les paramètres des pieux.

Pieux Q500								
R(m)	D(m)	H <sub>c</sub> (m)	P <sub>11</sub>	P <sub>12</sub>	P <sub>13</sub>	<b>P<sub>1s</sub></b>	h/r	S
0.25	0.5	29	16	17.1	16.3	16.46	116	0.1963

**Tableau 15:** Résistance en point et au frottement du pieu.

Résistance en point et au frottement du pieu Q500												
γ <sub>h</sub> (t/m <sup>3</sup> )	K	F	<b>P<sub>1s</sub></b>	K <sub>0</sub> γ'	0.1x γ' (t/m <sup>3</sup> )	0.1x γ (t/m <sup>3</sup> )	γ'/γ <sub>w</sub>	Q <sub>adm</sub> (bar)	Q <sub>p</sub> (t)	P (m)	Q <sub>F</sub> (t)	Q <sub>N</sub> (t)
1.99	1.8	3	16.46	0.06	0.098	0.1	1	14.6	28.7	1.57	169.86	198.52

Où :

D : Diamètre du pieu.

R : rayon du pieu.

H<sub>c</sub> : Ancrage du pieu.

P<sub>1i</sub> : pression limite.

$P_{le}$  : pression limite équivalente.

S : Surface horizontal du pieu.

$\gamma_h$  : poids spécifique humide.

k : facteur de portance.

F : facteur de sécurité.

$K_0$  : coefficient de pression des terres au repos.

$\gamma'$  : poids spécifique déjaugé.

$q_{adm}$  : capacité portante du pieu en pointe.

QP : Force portante sous la pointe.

P : Périmètre du pieu.

QF : Force portante totale admissible due au frottement.

QN : Force portante du pieu.

### **Récapitulatif:**

Les diamètres des pieux pris en compte varis de 500mm jusqu'à 900mm. Les profondeurs quant à elles varient de 15m à 29 m.

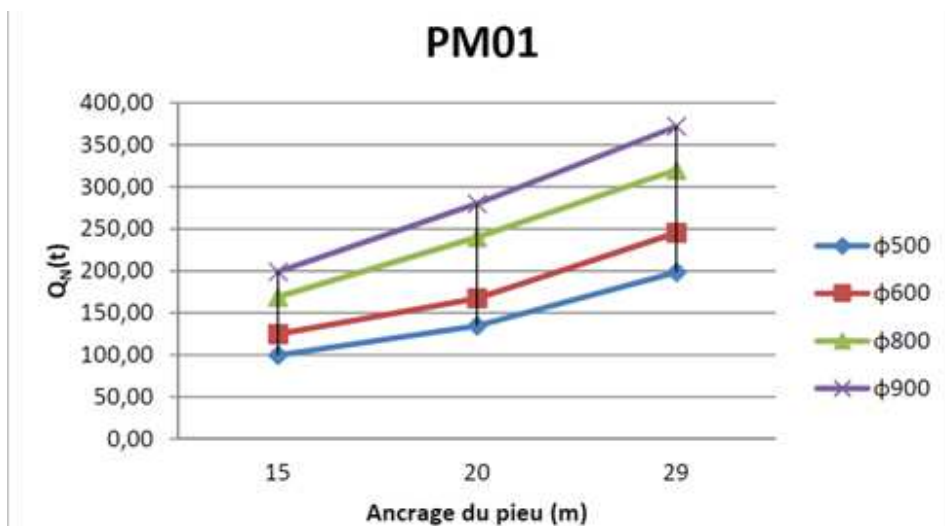
-PM 01 : Le Préssiomètre PM1 correspond au sondage carotté BH03.

- Ancrage à 29m de profondeur.

Les résultats pour les différents pieux sont les suivants:

**Tableau 16:** Récapitulatif de la force de portance des pieux.

PM1				
Q <sub>N</sub> (t)				
H <sub>c</sub> (m)	Q500	Q600	Q800	Q900
15	99.56	124.94	169.04	198.89
20	134.54	167.42	240.14	280.00
29	198.52	245.33	320.14	372.00



**Figure 21:** Diagramme de la portance du pieu en fonction de la profondeur du PM.

Il est à noter que si on augmente le diamètre des pieux il y a une augmentation aussi de force portante du pieu Q<sub>N</sub>, et il ya aussi un proportionnel entre la hauteur d'ancrage du pieu et la force portante du pieu.

### 3.6 Résistance limite de traction

Nous allons calculer la résistance limite de traction d'une fondation profonde isolée sous sollicitation axiale à partir des essais en place au Préssiomètre Ménard et plus particulièrement la pression limite pressiométriques  $p_l$ .

Pour ce faire nous nous sommes basées sur la norme NF P 94-262 (juillet 2012) « justification des ouvrages géotechnique, norme de l'application nationale de l'Eurocode 7, fondation profonde » et plus particulièrement l'annexe F.

Les formules utilisées sont les suivantes :

$$R_t = R_s$$

Où :

$R_t$  : Résistance de traction du terrain.

$R_s$  : Résistance de frottement axial de la fondation profonde.

$$R_s = P_s \int_0^D q_s(z) dz$$

Où :

$P_s$  : Périmètre du fût du pieu.

$D$  : Longueur de fondation contenu dans le terrain.

$q_s$  : Frottement axiale unitaire limite à la cote  $z$ .

$$q_s(z) = \alpha_{\text{pieu-sol}} f_{\text{sol}} [ (p^*_l(z)) ]$$

Ou:

$p^*_l(z)$  : pression limite nette à la profondeur z.

$\alpha_{\text{pieu-sol}}$ : Paramètre adimensionnel qui dépend à la fois du type de pieu et du type de sol.

$f_{\text{sol}}$ : Fonction qui ne dépend que du type de sol et des valeurs de  $p^*_l$

Avec:

$$f_{\text{sol}}(p^*_l) = (\alpha p^*_l + b) (1 - e^{-cp^*_l})$$

Ou a , b et c sont des coefficients en fonction du type de sol.

**Tableau 17:** diamètre du pieu et la résistance du frottement axiale.

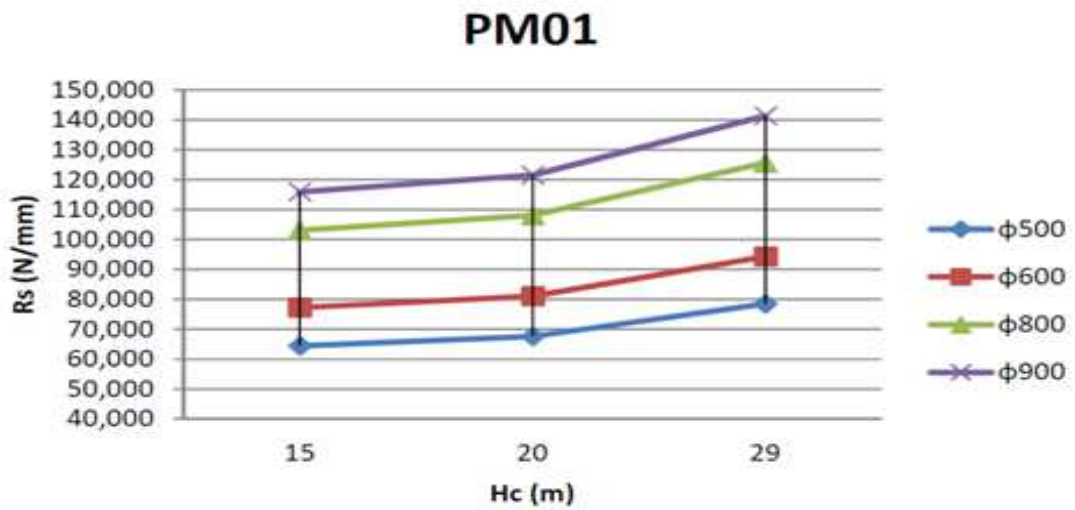
<b>Pieu <math>\phi</math>500</b>			
<b>r (mm)</b>	<b>P<sub>s</sub> (mm)</b>	<b><math>\int q_s(Z) dz</math> (Mpa)</b>	<b>R<sub>s</sub> (N/mm)</b>
<b>250.00</b>	<b>1570.75</b>	<b>0.041</b>	<b>64.401</b>

### Récapitulatif

-Ancrage à 15m

**Tableau 18:** Récapitulatif de la Résistance du frottement axiale.

	<b>R<sub>s</sub> (N/mm)</b>			
<b>H<sub>c</sub></b>	<b><math>\Phi</math>500</b>	<b><math>\Phi</math>600</b>	<b><math>\Phi</math>800</b>	<b><math>\Phi</math>900</b>
<b>15</b>	<b>64.401</b>	<b>77.281</b>	<b>103.041</b>	<b>115.921</b>
<b>20</b>	<b>67.542</b>	<b>81.051</b>	<b>108.068</b>	<b>121.576</b>
<b>29</b>	<b>78.538</b>	<b>94.245</b>	<b>125.660</b>	<b>141.368</b>



**Figure 22:** Diagramme de la résistance de frottement axial en fonction de l’ancrage pour le PM01

On Remarque que si on augmente le diamètre des pieux il y a une augmentation aussi de la résistance de frottement axial et il y a aussi un lien proportionnel entre la hauteur d’ancrage du pieu et la force portance du pieu.

PM 01: Préssiomètre numéro 01

### 3.5.2 Le risqué de liquéfaction

**Tableau 19:** risqué de liquéfaction.

profondeur	D <sub>60</sub>	D <sub>10</sub>	C <sub>u</sub>	condition	Observation
19.3-19.7	0.003	0.001	30	>15	Pas risque de liquéfaction
33.00-33.45	0.008	0.001	8	<15	risque de liquéfaction
12.00-12.45	0.035	0.001	35	>15	Pas risque de liquéfaction

Les résultats obtenus ci-dessus indique qu'il existe un risque de liquéfaction au droit du

Sondage aux alentours de la profondeur 12.00, – 12.45m.

Cette profondeur fait partie de la couche de 12.00 – 15.00 m de profondeur. Dans ce cas il ya lieu de procéder à des investigations complémentaires pour l'évaluation de la résistance à la liquéfaction.

### **Solutions pour limité le risqué de liquéfaction**

Selon l'Eurocode 8 partie 5 :

- si des sols sont identifiés comme liquéfiables et si les effets qui en découlent sont jugés capables d'affecter la capacité portante ou la stabilité des fondations, la stabilité des fondations doit être assurée par exemple par une amélioration du sol et des fondations sur pieux (pour transmettre les charges à des couches non sensibles à la liquéfaction).
- Il convient que l'amélioration du sol pour éviter la liquéfaction se fasse soit par compactage du sol pour augmenter sa résistance à la pénétration au-delà des limites dangereuses, soit par l'utilisation d'un drainage pour diminuer l'accroissement de pression d'eau interstitielle produite par les secousses sismiques.
- Il convient d'envisager avec prudence la seule utilisation des fondations sur pieux, en raison des forces importantes induites dans les pieux par la perte de résistance du sol dans la ou les couches liquéfiables, et en raison des incertitudes inévitables liées à la détermination de l'emplacement et de l'épaisseur de cette ou ces couches.

## **Conclusion**

Dans ce chapitre, on a présenté le calcul de la capacité portante d'un pieu isolé sous charge axiale par la méthode pressiométriques, on conclure que pour les méthodes de calcul la capacité portante d'un pieu dépend de :

La nature du terrain.

La section du pieu.

La profondeur du pieu.

Le type du pieu.

Aussi, on explique comment calcul la capacité en friction, en suit comment calculer la capacité portante du sol.

Dans le cadre de l'étude de comportement des fondations profondes, l'essai pressiométriques ont présentent comme des approches très attrayante dans la résolution des problèmes de capacité portante.

L'évaluation de la capacité portante des fondations profondes (pieux) constitue une étape importante dans la conception des ouvrages fondés sur ce dernier type de fondation.



## **CHAPITRE 4: Modélisation numérique d'un groupe des pieux chargé axialement**

### **4.1 Introduction**

L'utilisation des méthodes numériques comme les calculs aux éléments finis, c'est largement développée en mécanique des sols depuis une vingtaine d'années. Cependant, la facilité d'utilisation de ces outils numériques ne doit pas occulter les difficultés liées à une modélisation correcte des sols.

Dans ce chapitre on va faire une modélisation numérique d'un groupe de pieu chargé axialement par le logiciel PLAXIS. Ensuite, on fera une étude paramétrique a fin de cerner les paramètres qui influe sur le comportement des pieux.

L'étude de la stabilité des pieux se fera en prenant comme coupe géologique celle du seul sondage réalisé BH5 et BH8.

Le profil géotechnique utilisé dans les calculs est celui des sondages BH5-8.

Le niveau de la nappe d'eau et situe à 1.95m au-dessous surface.

Le poids volumique sec donné par le laboratoire.

## **4.2 Calcul numérique par le logiciel PLAXIS**

### **4.2.1 Présentation de logiciel PLAXIS**

Plaxis est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques.

Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique, le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows, le logiciel Plaxis nécessite, ainsi donnée des résultats plus proche à la réalité et raisonnable, et qui permettra d'interpréter les résultats obtenus.

Le logiciel Plaxis permet l'utilisation des éléments triangulaires à 6 et 15 nœuds. Dans notre cas nous avons choisi pour la modélisation du talus l'élément triangulaire à 15 nœuds.

### **4.2.2 Types de données disponibles**

- Modèles en déformations planes ou modèles axisymétriques.
- Eléments de structure : plates (plaques), ancrages (node-to-node et fixed-end), geogrids (géogrilles).
- Surcharges surfaciques ou linéiques, déplacements imposés.
- Assistant tunnels.

- Éléments d'interface (interactions sols/structure).
- Puits et drains.
- Maillage automatique.

#### **4.2.3 Types de calcul disponibles**

- Contraintes initiales : procédure K0 ou chargement gravitaire.
- “Plastic” calculations : analyse en contraintes-déformation avec prise en compte du phasage (“staged construction”).
- Calculs d'écoulements (régime permanent) avec couplage (partiel ou complet).
- Calculs de consolidation.
- Calculs de coefficients de réduction (c/phi reduction).
- Calculs en grandes déformations (« updatedmesh »).
- Les études de sensibilité et études paramétriques.

#### **4.2.4 Affichage des résultats (module Output)**

- **Graphiques** : couleurs iso surfaces flèches et Déplacements et déformations.
- Maillage déformé.
- Déplacements totaux couleurs, iso- surfaces, flèches, Zooms, outil « coupes », choix des éléments à visualiser, réglage des échelles, sélection des éléments de structure, ...
- Tableaux contraintes et forces.

- Contraintes effectives et totales.
- Pressions et surpressions.
- Déplacements par phase.
- Déplacements incrémentaux.
- Déformations totales.
- Déformations par phase.
- Déformations incrémentales interstitielles.
- Points plastiques.
- Forces dans les éléments de structure.

**Courbes :**

- Sélection des points (de types nodes ou stress points) où les résultats seront analysés
- Dans « curve manager », sélection du point concerné, des grandeurs à représenter en abscisse et en ordonnée.

## **4.3 Lois de comportement implantées dans Plaxis**

### **4.3.1 Introduction :**

Le logiciel Plaxis dispose de plusieurs lois de comportement (élastique, élastoplastique ou viscoélastique) pour simuler le comportement des massifs de sols et de roches ainsi que les différentes structures liées aux sols telles que les bâtiments, les ouvrages de soutènement, les tunnels, les barrages...etc.

Dans cette partie, uniquement les lois de comportement utilisées dans la présente étude ont été présentées.

### 4.3.2 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement  $G$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ . L'avantage de  $G$  est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau, ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si  $G$  est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser  $K$  comme second paramètre. D'une part  $K_u$  est infini (correspondant à  $V_U = 0.5$ ) et il est moins courant d'emploi.  $G$  est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques.

La relation entre le module d'Young  $E$  et les autres modules sont données par les équations :

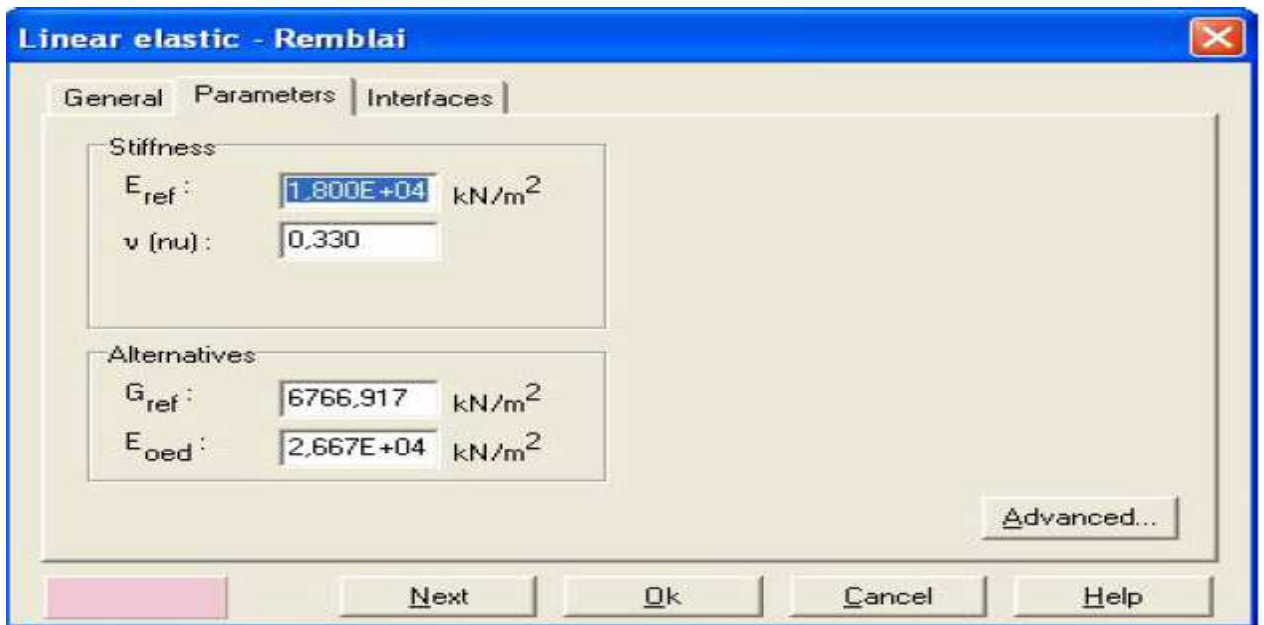
$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad 4.1$$

$$K = \frac{E}{3(1+\nu)} \quad 4.2$$

$$E_{sed} = \frac{(1+\nu)E}{(1+2\nu)(1+\nu)} \quad 4.3$$

Le modèle élastique linéaire de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la figure (23).



**Figure 23:** Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

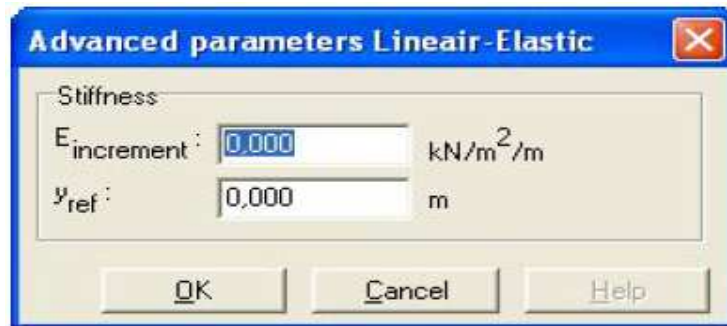
$E_{ref}$  : Module d'Young référence.

$\nu_{nu}$  : Coefficient de poisson.

$G_{ref}$  : Module de cisaillement référence.

$E_{oed}$  : Module d'Young œnométrique.

Et les paramètres avancés sur la Figure4.2.



**Figure 24:** Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire. Les paramètres avancés sont reliés par l'équation :

$$E_{actual} = E_{ref} + (y_{ref} - y) E_{increment} \quad \text{avec} \quad y < y_{ref}$$

$E_{increment}$  : Augmentation de la rigidité [KN/m<sup>2</sup>/m]

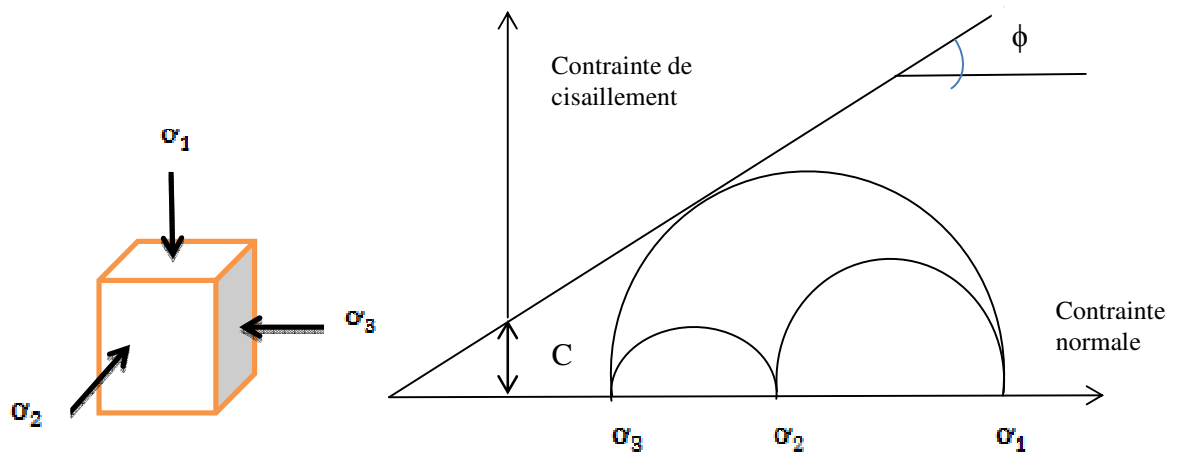
$y_{ref}$  : Unité de profondeur [m]

### 4.3.3 Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écoulement. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

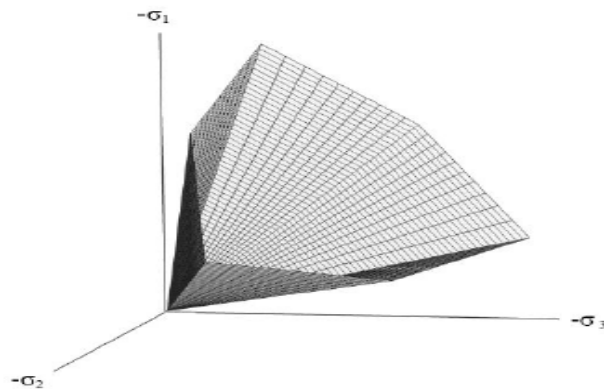
$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c \quad 4.4$$

Où  $\sigma_n$  et  $\tau$  sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement, et  $c$  et  $\varphi$  respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau.



**Figure 25:** Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.



**Figure 26:** Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour  $c=0$ .

Le modèle exige la détermination de cinq paramètres (Figure 27). Les deux premiers sont  $E$  et  $\nu$  (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont  $c$  et  $\phi$ , respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires pour calculs de déformation ou de stabilité.



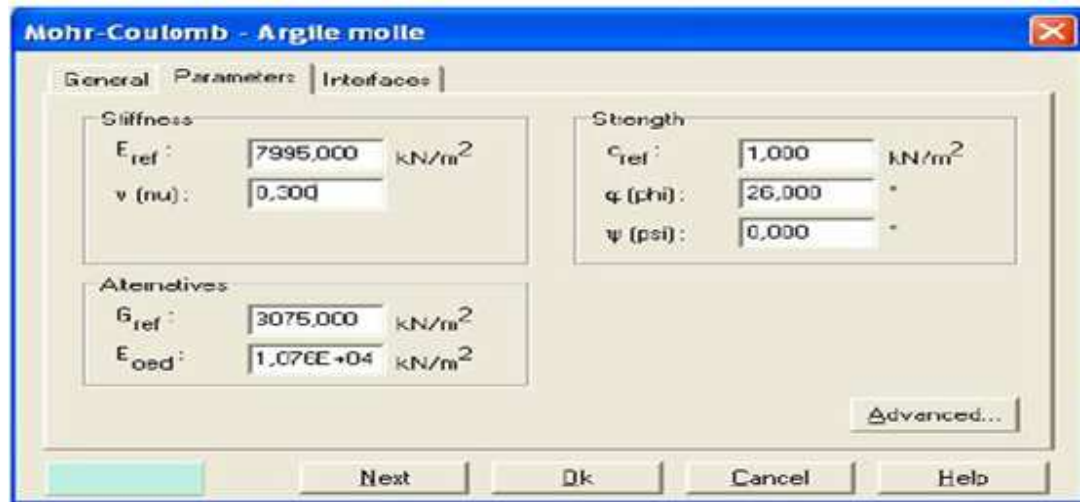
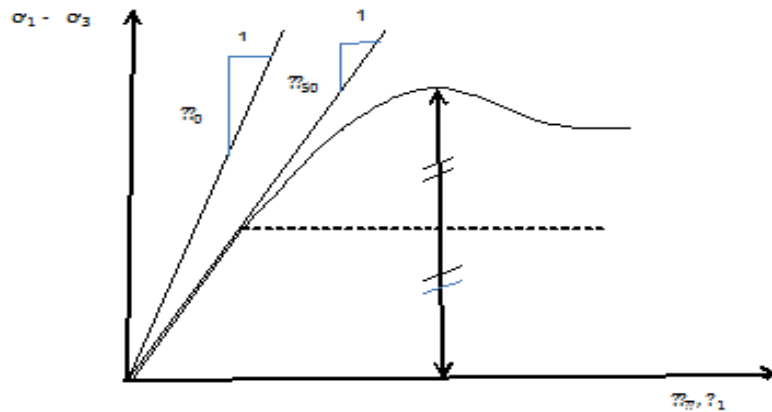


Figure 27: Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

#### a- Module d'Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au  $G_{max}$  mesuré par des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (Figure 28).



**Figure 28:** Définition du module à 50 % de la rupture.

Dans la boîte de dialogue des paramètres avancés, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

#### **b- Coefficient de Poisson**

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K0 ou chargement gravitaire). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

#### **c- Angle de frottement**

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de

frottement. Cette valeur de  $35^\circ$  est compatible avec les angles de frottement (à volume constant, au palier).

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

#### **d- Cohésion**

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec  $\varphi_u = 0$ , PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur. Ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c-de pth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (typiquement en kPa/m).

#### **e- Angle de dilatance**

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté  $\psi$ . C'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = \varphi - 30^\circ \text{ pour } \varphi > 30^\circ.$$

$$\psi = 0^\circ \text{ pour } \varphi < 30^\circ.$$

Le cas où  $\psi < 0^\circ$  correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur  $\psi = 0^\circ$  correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est

souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

#### f- Les contraintes de traction

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction. Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (tension cut off) ou de les diminuer (Tensile strength).

#### g- Les paramètres avancés

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés.



**Figure 29:** Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.

#### 4.3.4. Lois de comportement utilisées dans PLAXIS

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle

élastique-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées, permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élastoplastique des sols, aussi bien sous des sollicitations monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. La modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol.

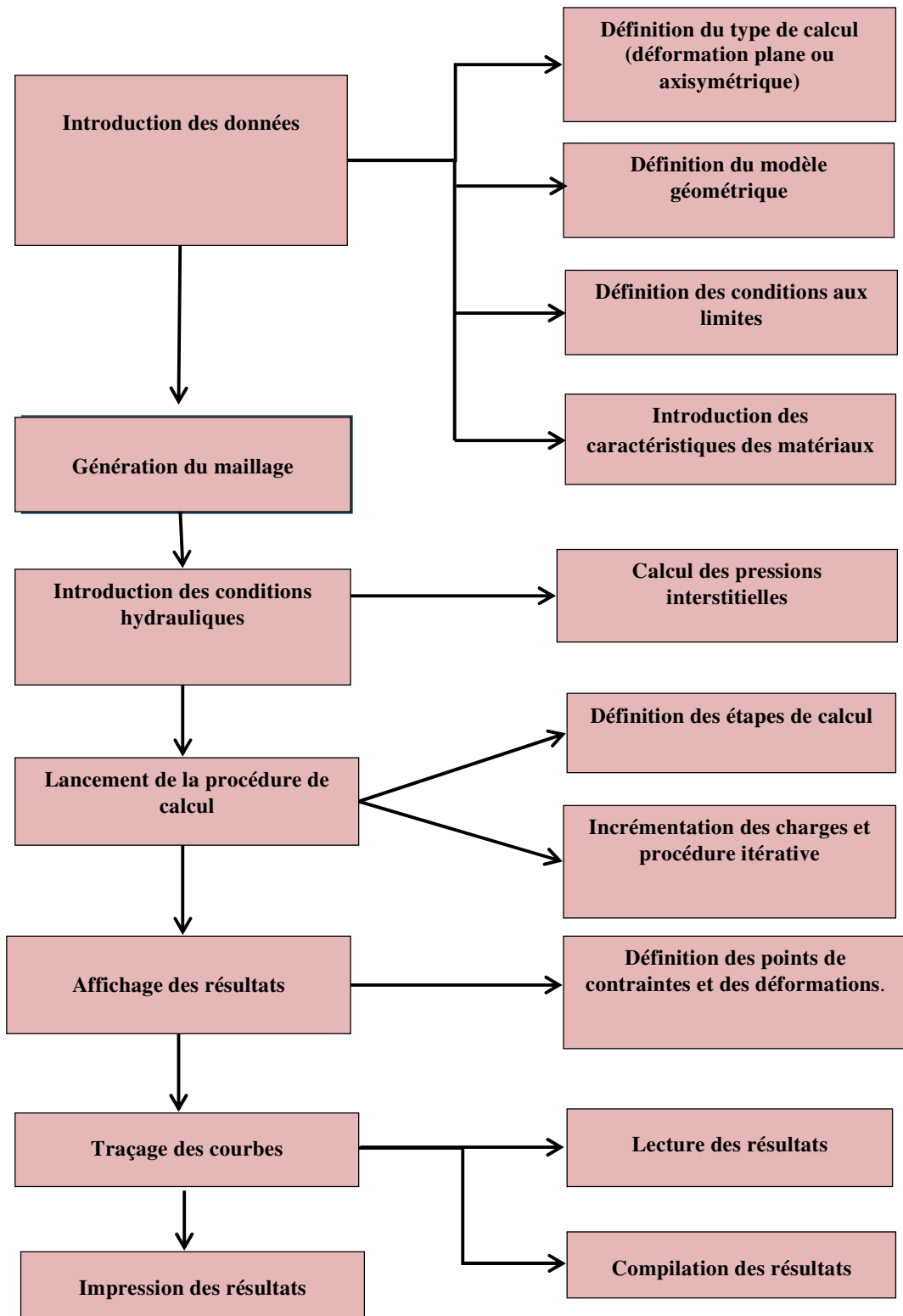
Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète: d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes, et d'autre part difficulté est l'intégration de ces lois de comportement dans des codes de calcul par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Les modèles de comportement disponible dans PLAXIS sont :

- Modèle élastique linéaire.
- Modèle de Mohr-Coulomb.
- Modèle de sol avec écrouissage (Harding Soil Model).
- Modèle "SSM", pour les sols mous.
- Modèle "SSCM", pour les sols mous avec effet du temps.

Le logiciel PLAXIS, dispose (depuis la version 8.0) d'une option permettant à l'utilisateur d'implémenter ses propres lois de comportement des matériaux.

#### **4.3.5 Méthodologie de modélisation avec le logiciel Plaxis**

**Organigramme:** Déroulement du calcul par PLAXIS.



## **4.4 Applications**

On va faire une modélisation numérique d'un groupe de pieu chargé axialement par le logiciel PLAXIS. Ensuite, on fait une étude paramétrique afin de cerner les paramètres qui influent sur le comportement des pieux.

L'étude de la stabilité des pieux se fera en prenant comme coupe géologique celle du seul sondage réalisé BH5 et BH8.

Le profil géotechnique utilisé dans les calculs est celui des sondages BH5-8.

Le niveau de la nappe d'eau est situé à 1.95m au-dessous de la surface.

Le poids volumique sec est donné par le laboratoire.





### **4.4.1 Détermination du déplacement vertical et horizontal des pieux**

Le déplacement vertical et horizontal des pieux sont déterminés par le logiciel ; PLAXIS (Total multipliers).

### **4.4.2 Modélisation des profils**

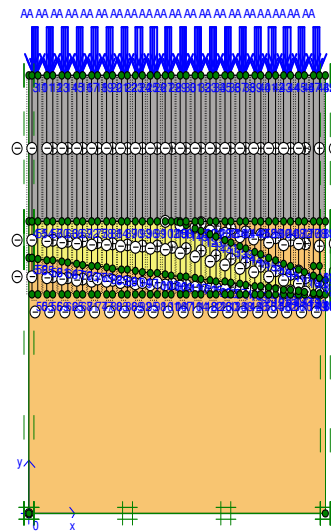
Dans le tableau 4.1, nous présentons les caractéristiques des différentes couches du terrain.

**Tableau 2:** regroupe les caractéristiques des différentes couches du terrain étudié.

MATERIAU	COULEUR	$\gamma$ KN /m <sup>2</sup>	$\gamma_{sat}$ KN /m <sup>2</sup>	Loi de comportement	COHESION KN/m <sup>3</sup>	Phi	MODULE DE YOUNG E KN/m <sup>2</sup>	$k_y$ et $k_x$ m/j
Limon argilo- sableux gris		19.33	20.83	M-C	25	2	15000	0.002
Limon argilo- sableux jaune		20.56	21.56	M-C	51	0	30000	0.002
Alluvion d'oued		21.5	23	M-C	18	41	350000	0,5
Béton		25		Modèle élastique Linéaire			40000	

On a dessiné un groupe de 20 pieux de 100cm de diamètre et de profondeur de 30 m et 2.4m de distance entre chaque deux pieux et le modèle est définie dans une surface de 48\*60 m et dans trois type de sols différente et on a fixé les déplacement horizontale et vertical à l'extrémité de modèle et avec les interface sol-pieux pour chaque pieux et le placement des charges.

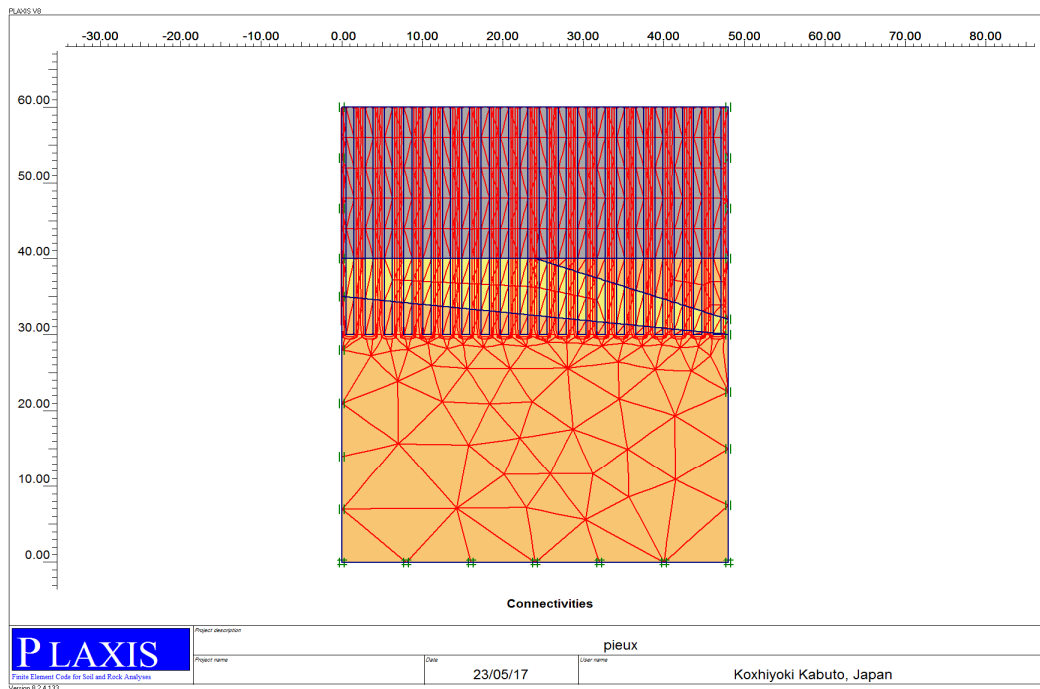




**Figure 30:** La géométrie de modèle.

**a. Génération de maillage :**

Le maillage adopté est présenté sur la Figure 31, il est globalement raffiné. Le modèle de référence a été fait par des éléments triangulaires à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 817éléments et le nombre de nœuds est de 8087 nœuds.

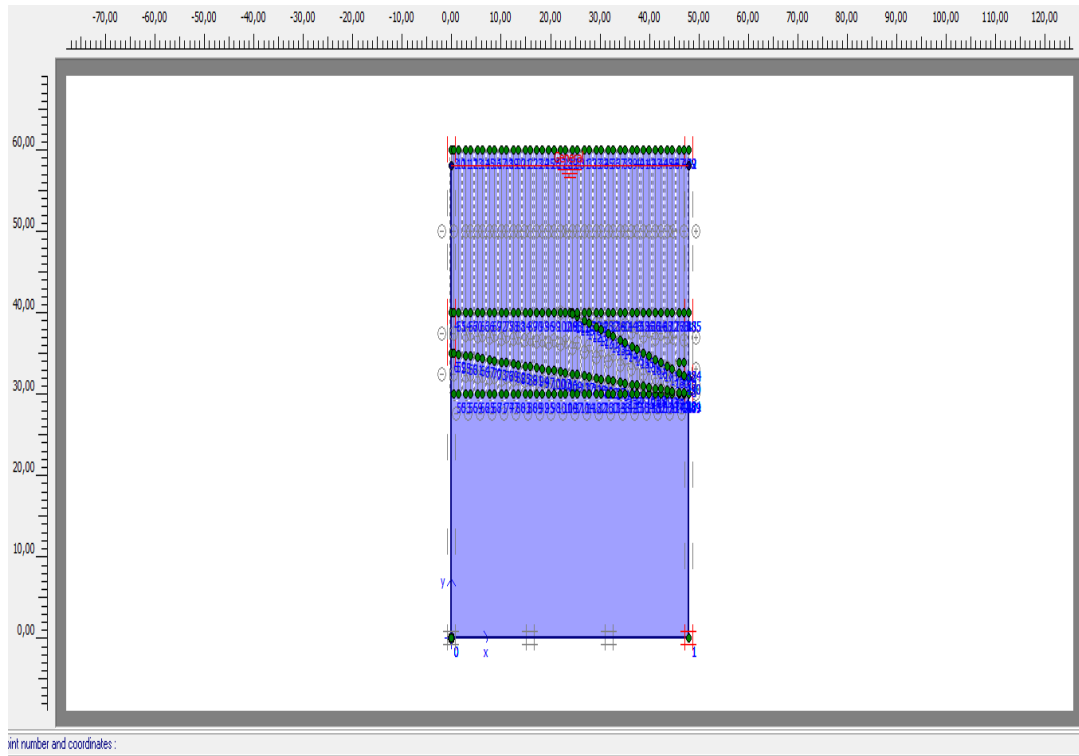


**Figure 31:** génération du maillage.

### **b. Définition des Conditions initiales.**

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles ainsi que les conditions initiales. Comme la surface du talus n'est pas horizontale, les contraintes initiales sont générées par les coefficients  $K_0$

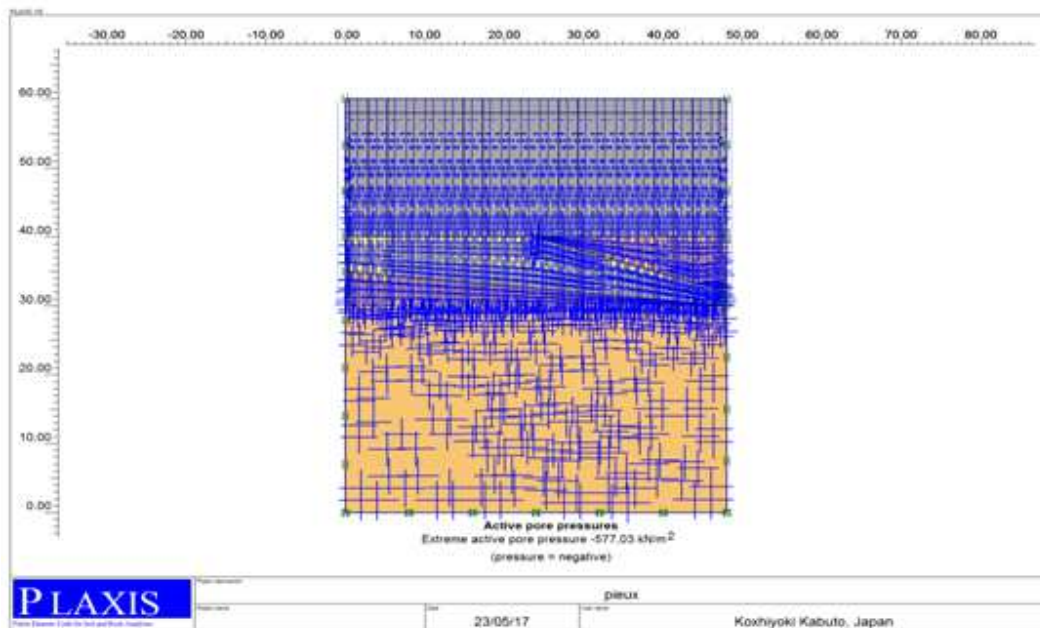
La fonction initiale conditions est utilisée pour définir le poids volumique de l'eau et une ligne phréatique générale. Comme on ne va pas prendre en considération les pressions interstitielles, le niveau de la nappe phréatique initiale est à 2m dessous de la surface Figure 32.



**Figure 32:** génération des pressions interstitielles et les contraintes.

### C. Génération des pressions interstitielles effectives initiales.

La Figure 33 montre la répartition des eaux souterraines à partir  $-2\text{m}$  au-dessous de la surface jusqu'à la limite inférieure de profil (le pied de profil).

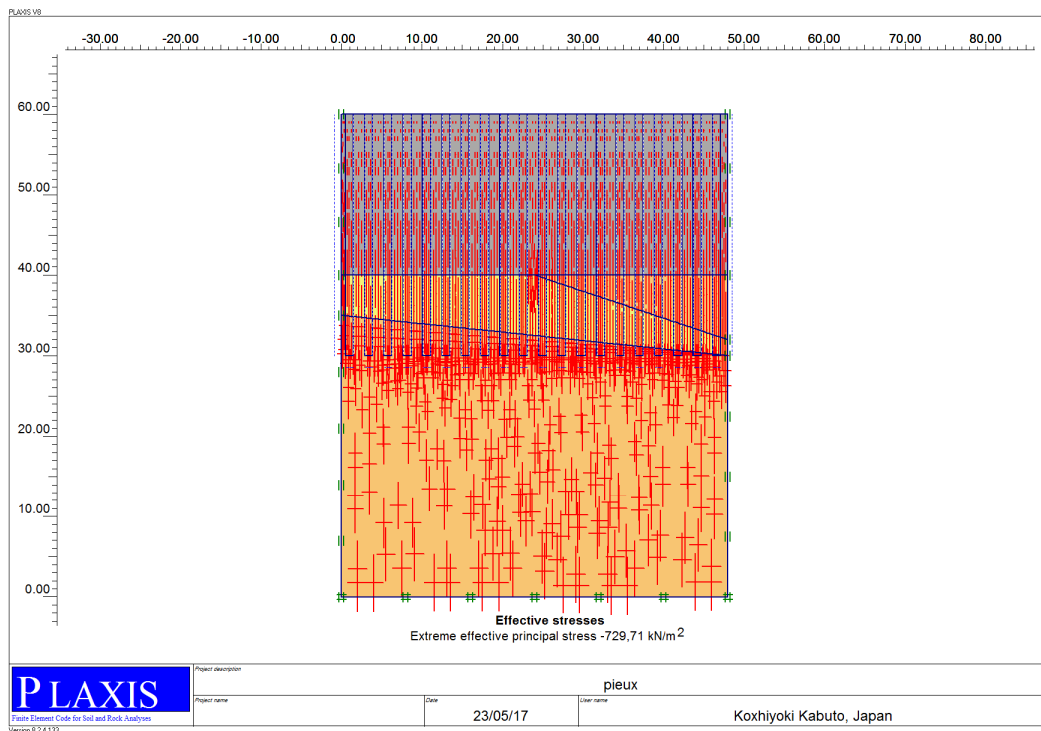


**Figure 33:** les pressions interstitielles.

**d. Génération des pressions contraintes effectives initiales :**

La Figure 34 montre la répartition des contraintes à partir surface jusqu'à la limite inférieure de profil (le pied de profil).

La contrainte maximale égale à  $-729.71 \text{ kN/m}^2$ .



**Figure 34:** Génération des contraintes.

#### 4.4.3 Résultat et calcul :

Les phases de calcul sont :

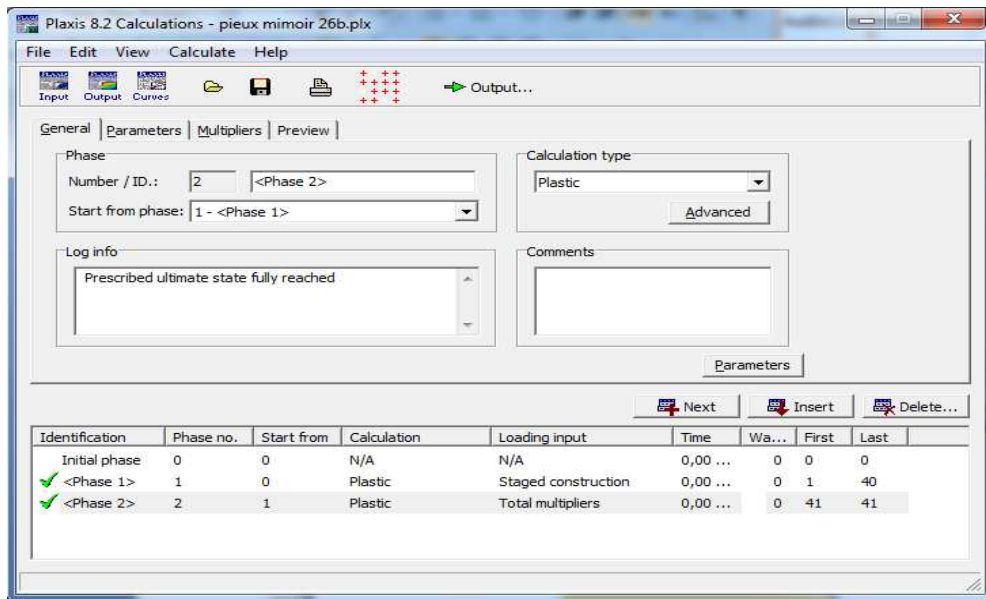
La première phase :

Cette phase est caractérisé par :

- Calcul plastique.
- Construction par phasage 'staged construction'.
- Introduction des charges et de l'interface et de matériau de pieux.
- Choix des points de suivi des déplacements des pieux.

La deuxième phase Cette phase est caractérisé par :

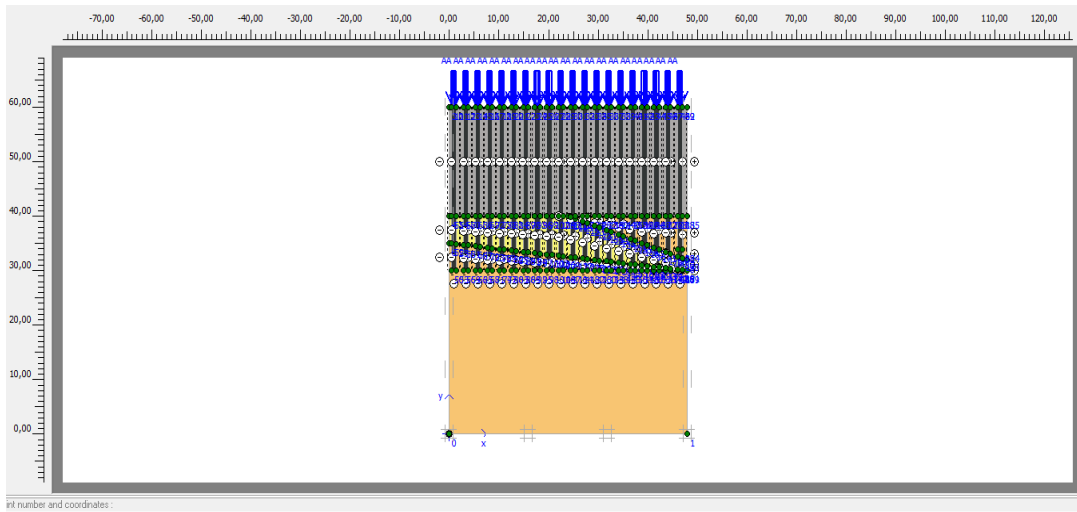
-‘totale multipliers’.



**Figure 35:** les phases de calcul.

La première phase construction par phasage (staged construction) :

On a métré le matériau de pieux et la définition de l’interface et le placement des charges. La deuxième phase sera un calculé plastique avec (total mitipliers) et en lance les calcule après la définition les nœuds et les point du gausse.

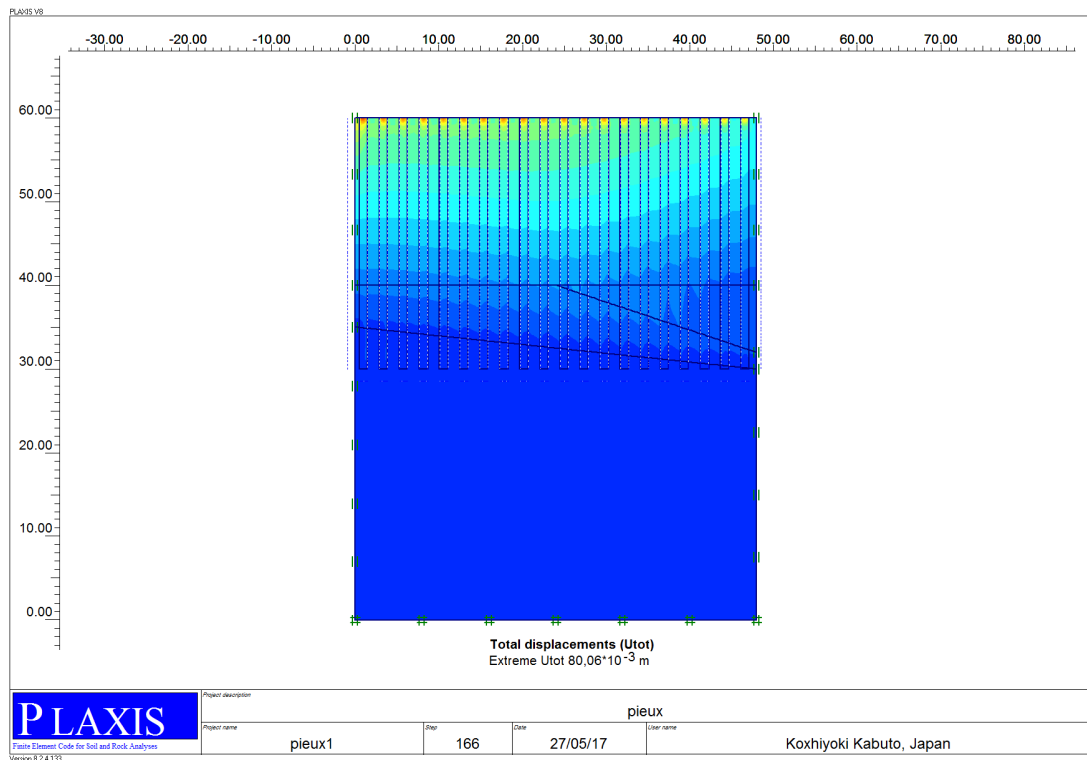


**Figure 36:** La première phase de calcul.

#### 4.4.4 Calcul de déplacements horizontale et verticale des pieux

Après avoir lancé les calculs, les résultats peuvent être examinés pour chacune des phases avec le programme output.

## Les déplacements verticaux :



**Figure 37:** les déplacements verticaux des pieux.

Les déplacements verticale dans ce cas sont uniforme pas des déplacements différentielles.

Le déplacement max des pieux égale a 8cm est inférieur de 10 cm les déplacements admissible à bellara donc les pieux sont stable.



## Les déplacements horizontaux :

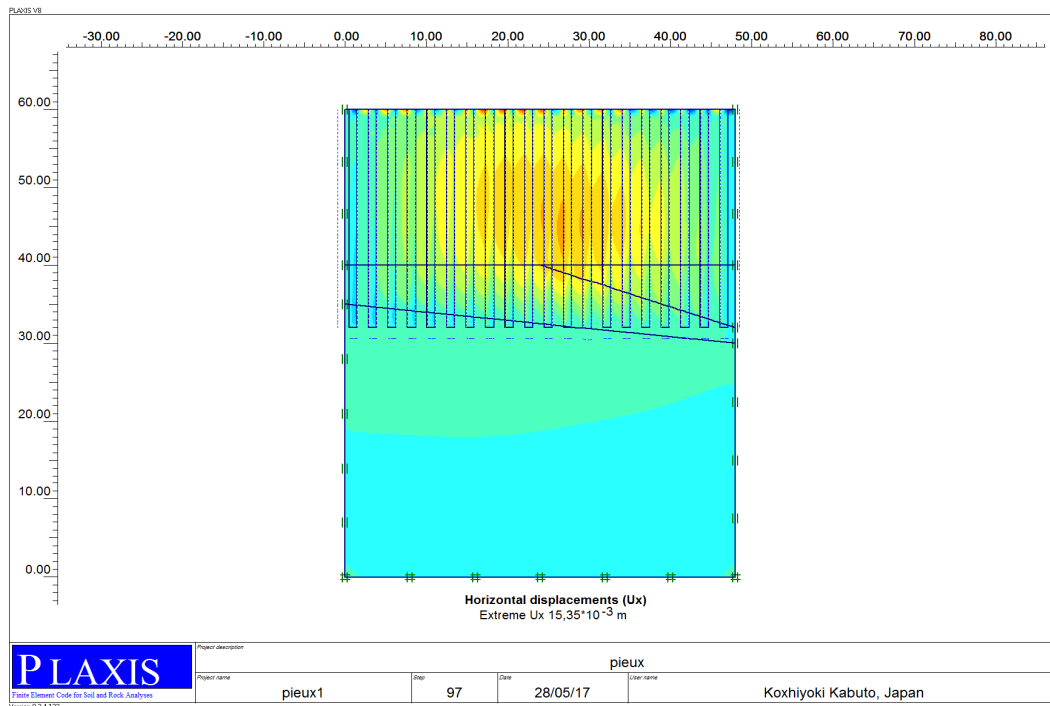


Figure 38: les déplacements horizontaux des pieux.

Les déplacements horizontaux maximaux des pieux se trouvent dans les pieux de milieu de la géométrie et le déplacement maximal égal a 1.5 cm et ce déplacement est très petit.

### 4.5 L'influence des paramètres sur le comportement des pieux

La présente étude paramétrique a pour but d'étudier l'effet de quelques paramètres structurels et géotechniques sur le comportement du système des pieux, sous chargement statique par le modèle Plaxis 2D.

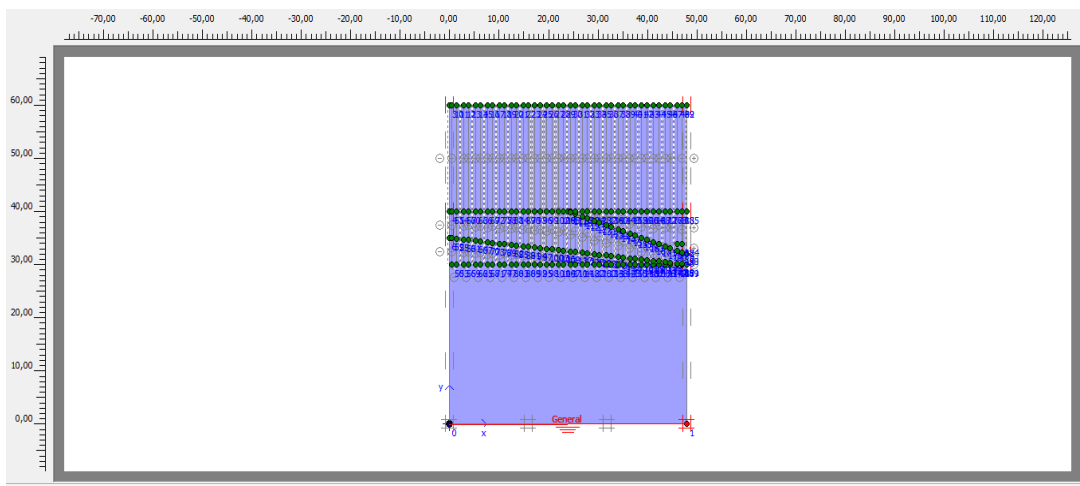
On aborde l'étude paramétrique par l'étude de l'influence de la nappe ont été éliminé totalement la nappe phréatique, Par la suite, on étudiera l'influence de la fiche des pieux par le changement de la fiche, ensuite l'analyse du comportement des pieux par l'effet de la variation de épaisseur des pieux finie par l'effet de changement des charges.

#### 4.5.1 L'influence de la nappe

Après faire le maillage on change le niveau de la nappe de 58m a 0m sans change la géométrie et les paramètres du sol et les phases de calcul.

##### a. Définition des Conditions initiales.

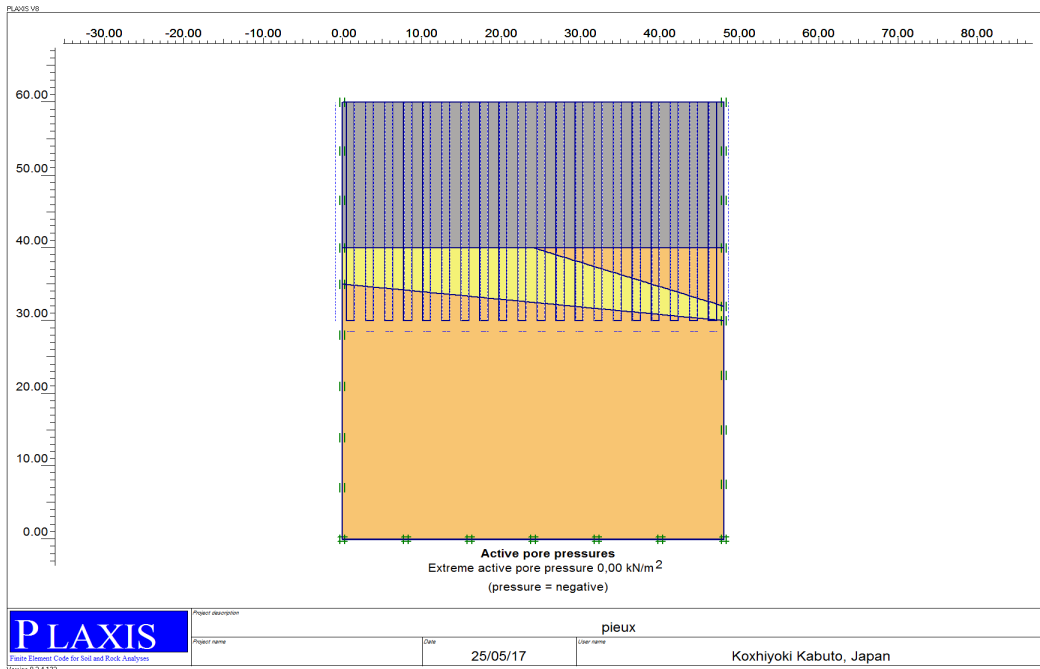
On a changé le niveau de la nappe phréatique initiale est à  $-2\text{m}$  de la surface au  $-60\text{m}$  de la surface (Figure 39).



**Figure 39:** les pressions interstitielles.

##### b. Génération des pressions interstitielles effectives initiales.

La Figure 40 montre la répartition des eaux souterraines à partir de la surface jusqu'à la limite inférieure de profil (le pied de profil).

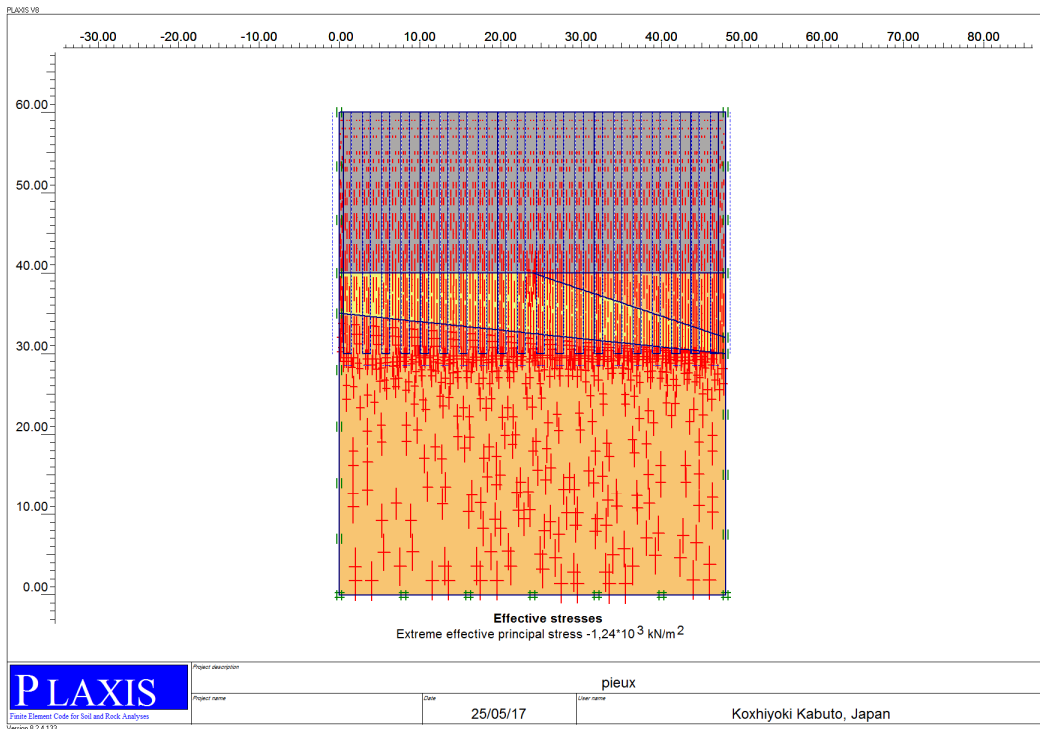


**Figure 40:** les pressions interstitielles.

**c. Génération des contraintes effectives initiales.**

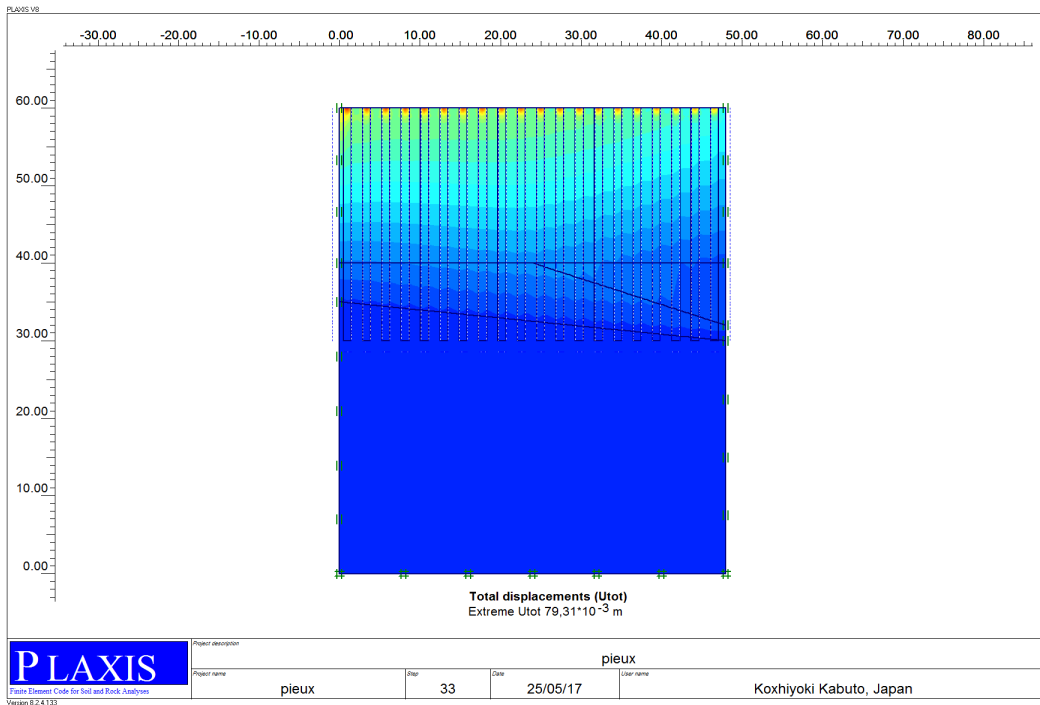
La Figure 41 montre la répartition des contraintes à partir surface jusqu'à la limite inférieure de profil (le pied de profil).

La contrainte maximale égale à  $-1.24 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$ .



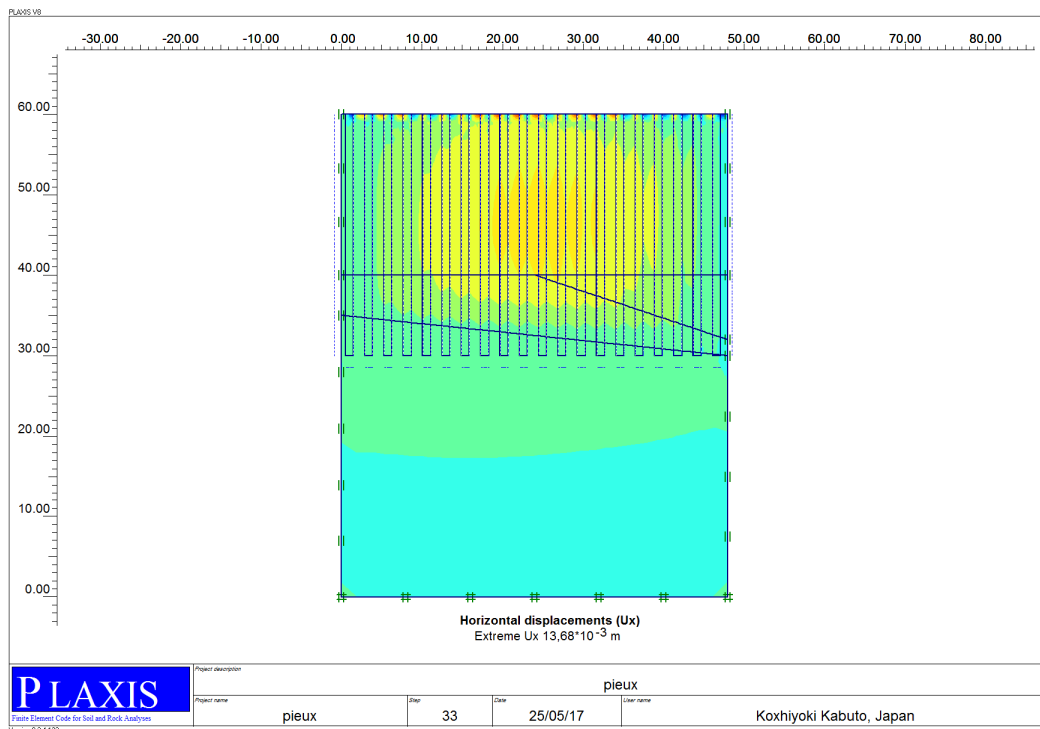
**Figure 41:** génération des contraintes.

Après avoir lancé les calculs, les résultats peuvent être examinés pour chacune des phases avec le programme output.



**Figure 42:** les déplacements verticaaux.

Le déplacement vertical maximal sous la nappe égale à 7.9 cm est inferieur au déplacement avec la nappe.



**Figure 43:** les déplacements horizontaux.

Le déplacement horizontal maximal sans la nappe égale à 1.3 cm est inférieur au déplacement avec la nappe et les déplacements horizontaux maximaux des pieux se trouvent dans les pieux de milieu de la géométrie.

#### 4.5.2 L'influence de la profondeur des pieux

Avant le maillage on change la profondeur des pieux (la fiche D) sans change la géométrie et les paramètres du sol et les phases de calcul.

**Si D=28m :**

On a modéliser un groupe de 20 pieux de 100cm de diamètre et de profondeur de 28 m et 2.4m de distance entre chaque deux pieux et le modèle est définie dans une surface de 48\*60 m et dans trois type de sols différente et on a fixé les déplacement horizontale et

vertical à l'extrémité de modèle et avec les interface sol-pieux pour chaque pieux et le placement des charges figure 44.

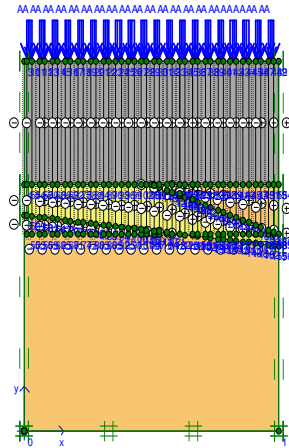


Figure 44: la géométrie.

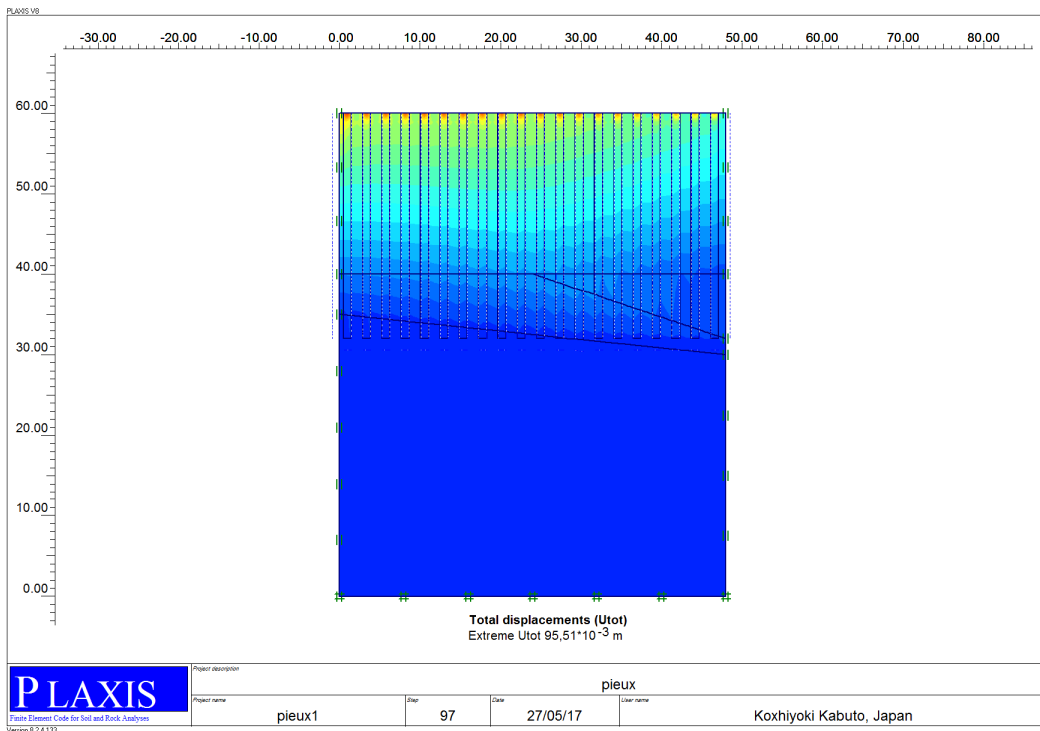
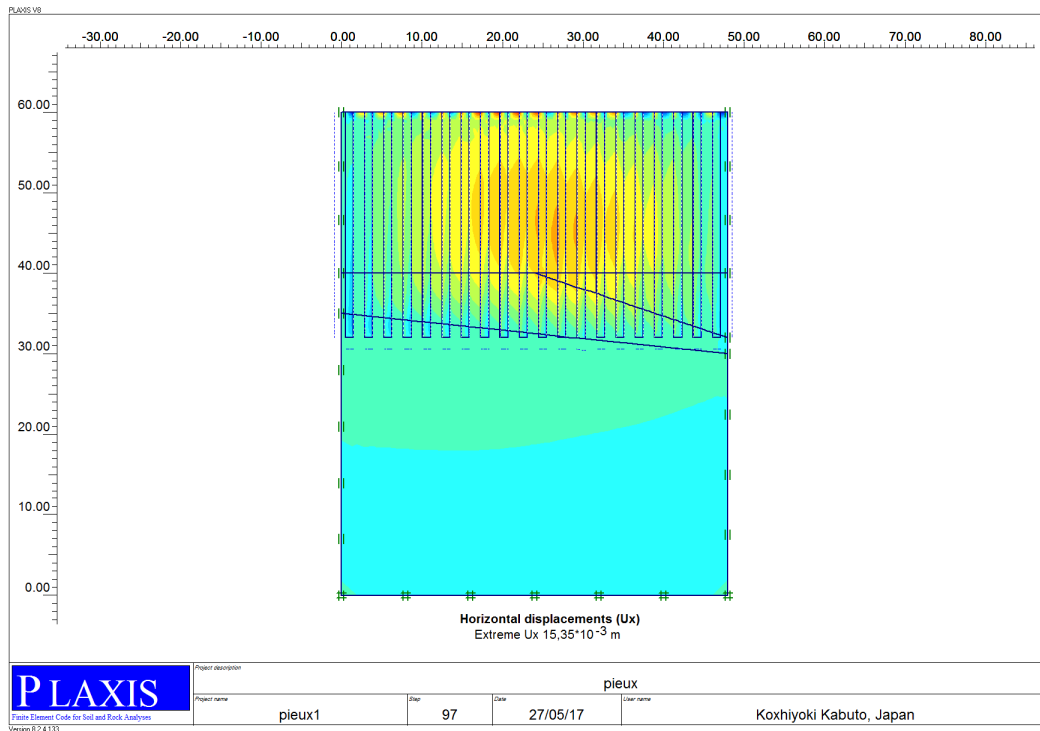


Figure 45: les déplacements verticaux.

Quand on a diminué la longueur de la fiche le déplacement verticale maximal est augmenté et il ya pas des déplacements différentielle.



**Figure 46:** les déplacements horizontaux.

Le déplacement horizontal maximal égal à 1.5 cm et les déplacements maximaux se trouve dans les pieux de milieux de la géométrie.

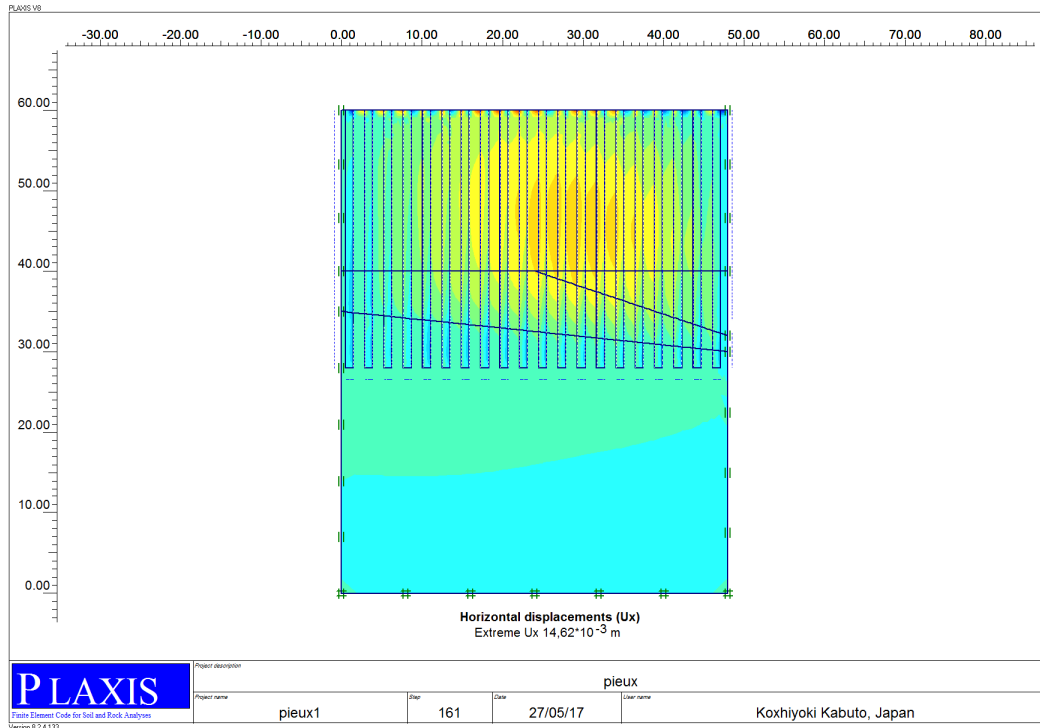
**Si D=32m :**

On a modéliser un groupe de 20 pieux de 100cm de diamètre et de profondeur de 32 m et 2.4m de distance entre chaque deux pieux et le modèle est définie dans une surface de 48\*60 m et dans trois type de sols différente et on a fixé les déplacement horizontale et vertical à l'extrémité de modèle et avec les interface sol-pieux pour chaque pieux et le placement des charges .





Quand on a augmenté la longueur de la fiche le déplacement verticale maximal est diminué et il ya pas des déplacements différentielle et le déplacement vertical maximal égal à 6.5 cm.



**Figure 49:** les déplacements horizontaux.

Le déplacement horizontal maximal égal à 1.4 cm et les déplacements maximaux se trouve dans les pieux de milieux de la géométrie.

### 4.5.3 L'influence d'épaisseurs des pieux

**Si le diamètre des pieux= 1.2m**

On a modéliser un groupe de 20 pieux de 120cm de diamètre et de profondeur de 30 m et 2.4m de distance entre chaque deux pieux et le modèle est définie dans une surface de 48\*60 m et dans trois type de sols différente et on a fixé les déplacement horizontale et

vertical à l'extrémité de modèle et avec les interface sol-pieux pour chaque pieux et le placement des charges .

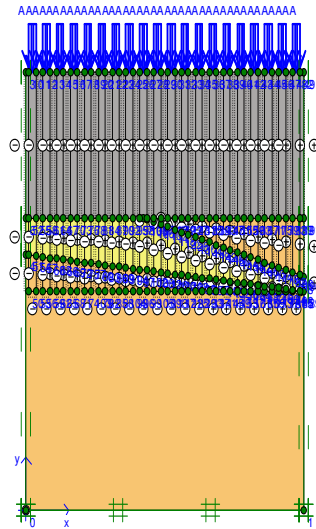


Figure 50: la géométrie.

Les déplacements vertical :

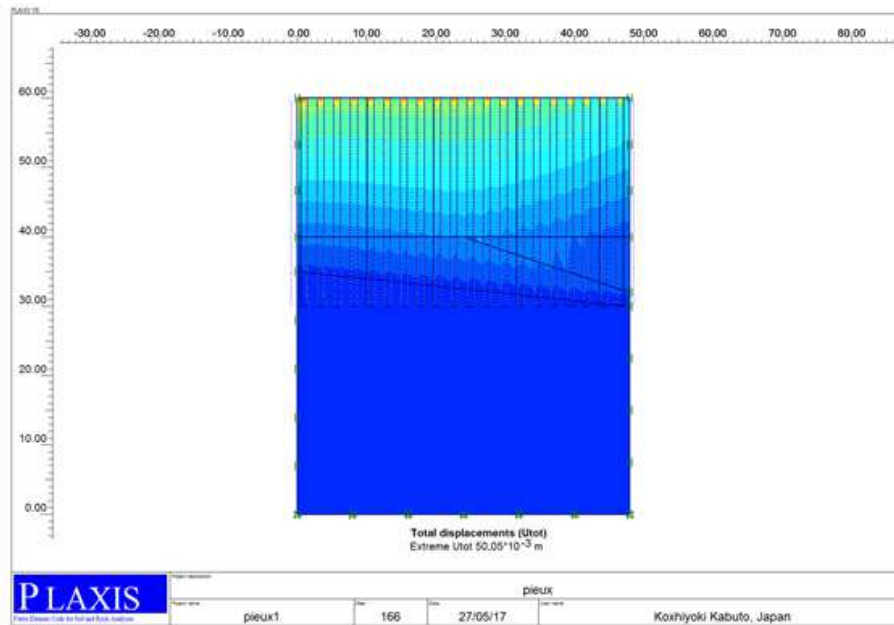
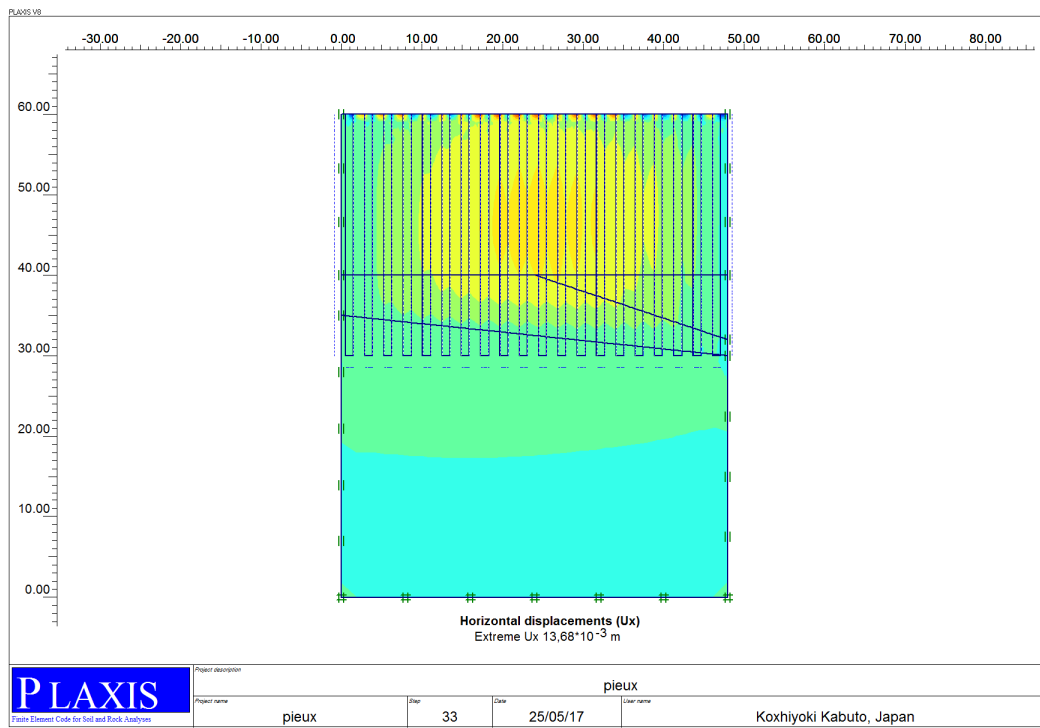


Figure 51: les déplacements verticaux.

Quand on prend le diamètre de pieux égale a 1.2 m le déplacement verticale maximal est diminué et il ya pas des déplacements différentielle et le déplacement vertical maximal égal à 5cm.

### Le déplacement horizontal :



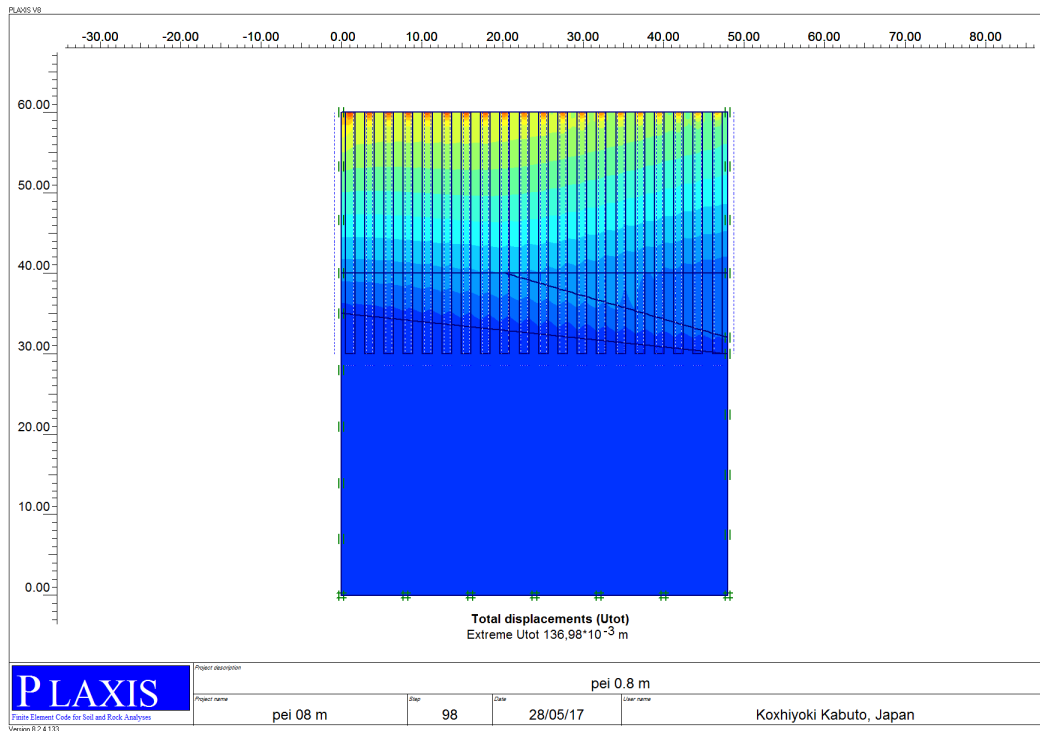
**Figure 52:** les déplacements horizontaux.

Le déplacement horizontal maximal égal à 1.3 cm et les déplacements maximaux se trouve dans les pieux de milieux de la géométrie.

### Si diamètre des pieux =0.8m :

On a modéliser un groupe de 20 pieux de 80cm de diamètre et de profondeur de 30 m et 2.4m de distance entre chaque deux pieux et le modèle est définie dans une surface de 48\*60 m et dans trois type de sols différente et on a fixé les déplacement horizontale et

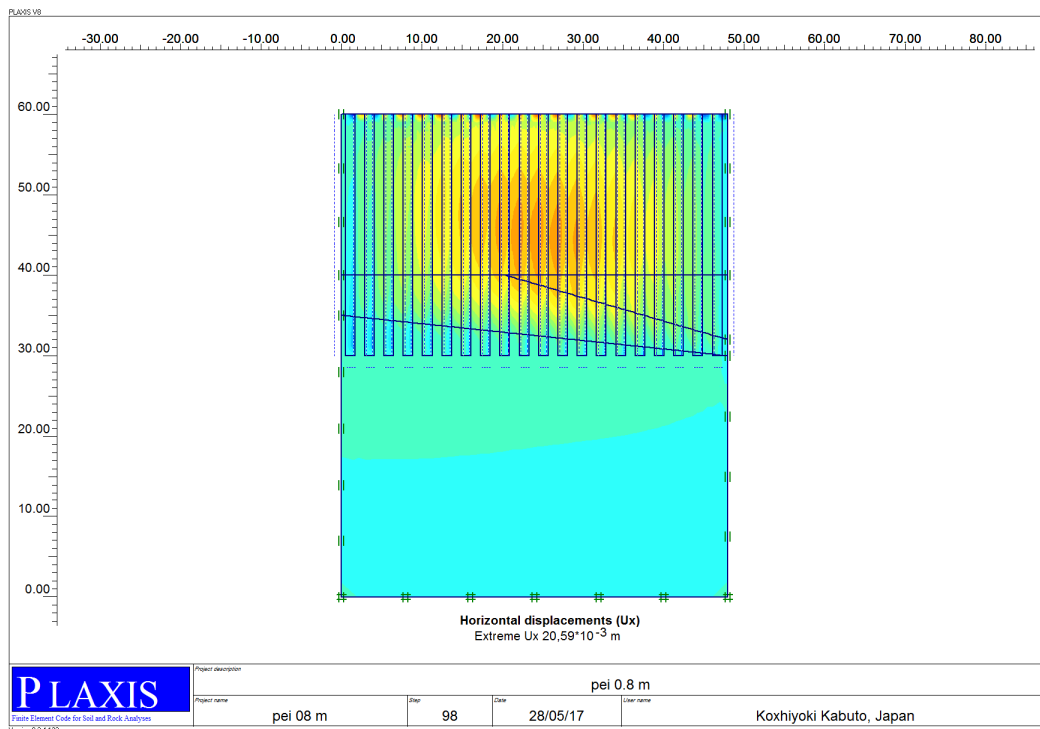
vertical à l'extrémité de modèle et avec les interface sol-pieux pour chaque pieux et le placement des charges .



**Figure 53:** le déplacement vertical.

Quand on prend le diamètre de pieux égale a 0.8 m le déplacement verticale maximal est augmenté et il ya pas des déplacements différentielle et le déplacement vertical maximal égal à 13.7cm.

**13.69 est un grand déplacement.**



**Figure 54:** le déplacement horizontal.

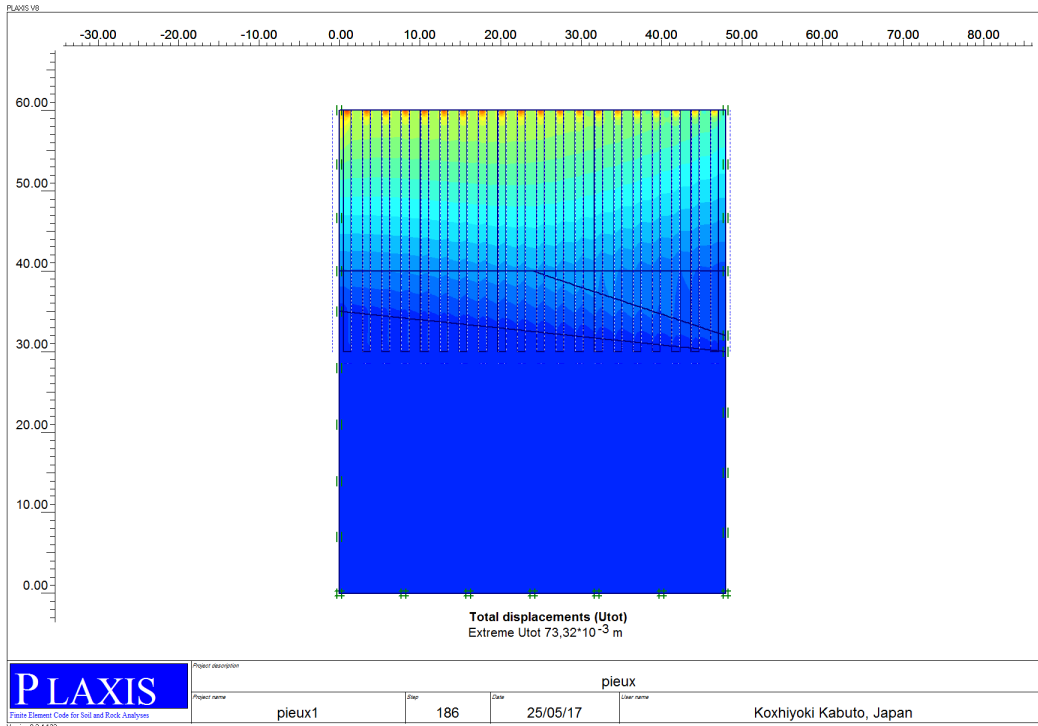
Le déplacement horizontal maximal égal à 2.1 cm et les déplacements maximaux se trouve dans les pieux de milieux de la géométrie.

#### 4.5.4 L'influence des charges

**Si la charge égale à 1500 kN/m<sup>2</sup> :**

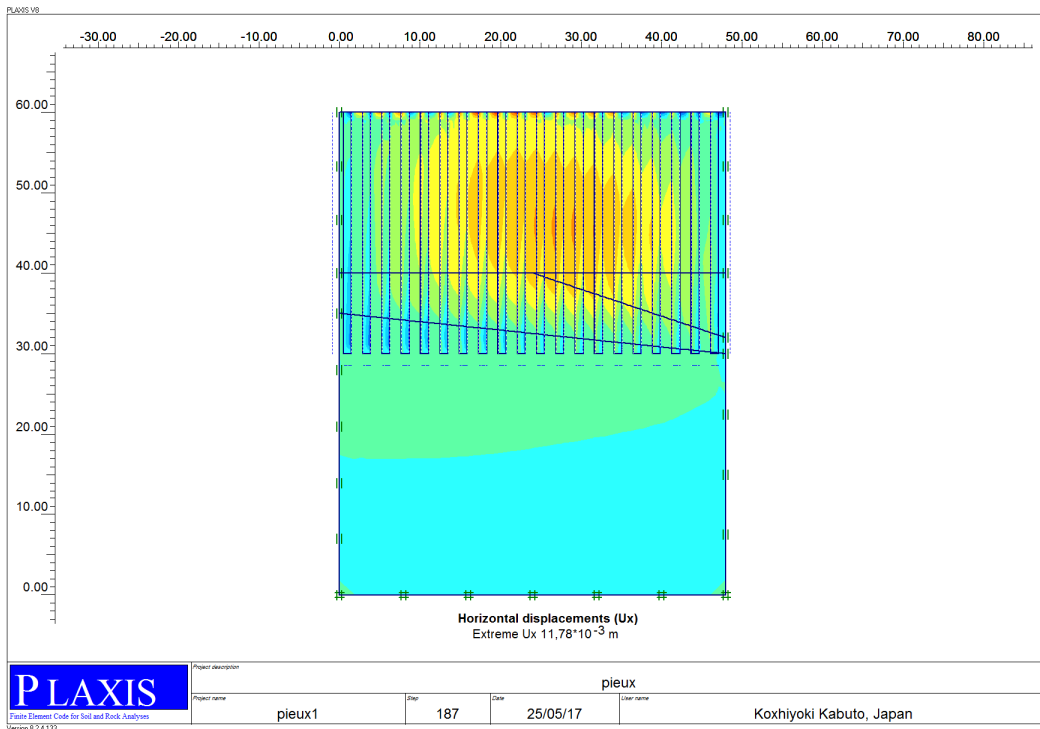
On a modéliser un groupe de 20 pieux de 100cm de diamètre et de profondeur de 30 m et 2.4m de distance entre chaque deux pieux et le modèle est définie dans une surface de 48\*60 m et dans trois type de sols différente et on a fixé les déplacement horizontale et vertical à l'extrémité de modèle et avec les interface sol-pieux pour chaque pieux et le placement des charges

## Le déplacement vertical :



**Figure 55:** les déplacements verticaux.

Quand on prend la charge sur le pieux égale **1500 kN/m<sup>2</sup>** le déplacement verticale maximal est diminué et il ya pas des déplacements différentielle et le déplacement vertical maximal égal à 7.3cm.



**Figure 56:** les déplacements horizontaux.

Le déplacement horizontal maximal égal à 1.1 cm et les déplacements maximaux se trouve dans les pieux de milieu de la géométrie.



Si la charge égale a 1000 kN/m2

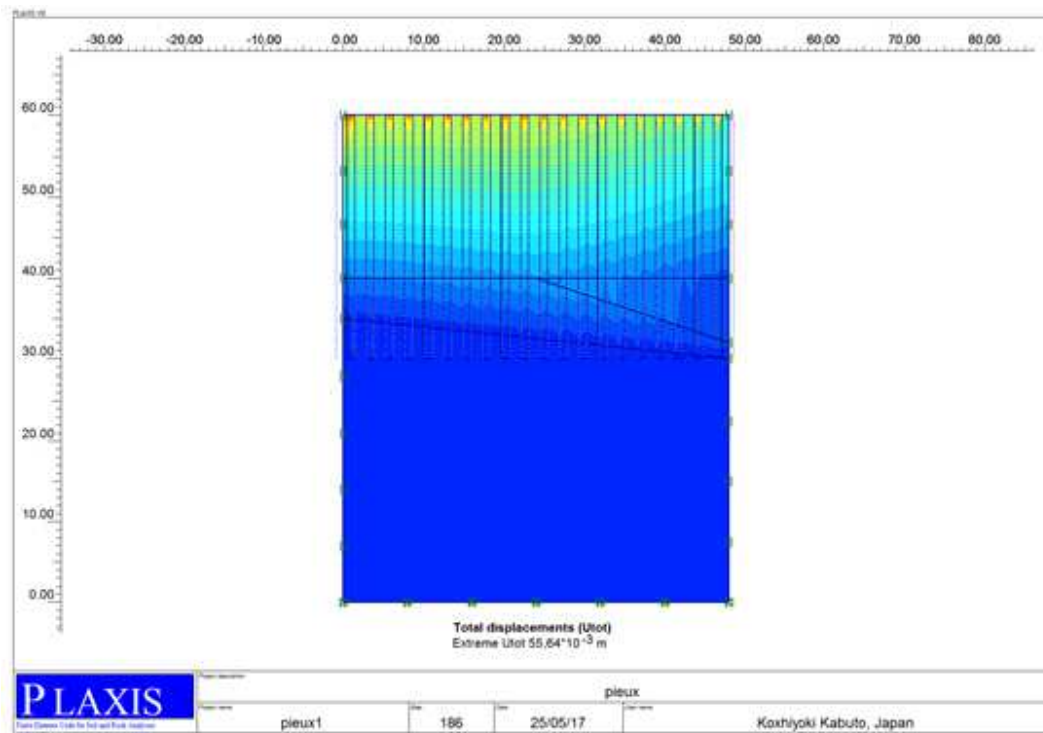
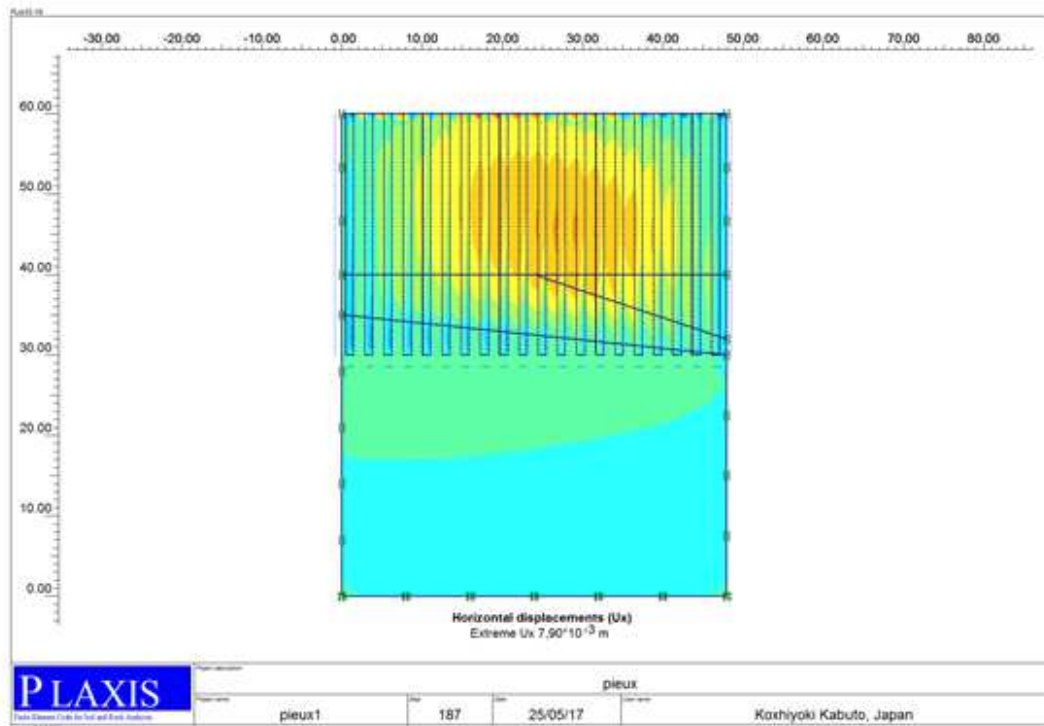


Figure 57: les déplacements verticaux.

Quand on prend la charge sur le pieux égale **1000 kN/m2** le déplacement verticale maximal est diminué et il ya pas des déplacements différentielle et le déplacement vertical maximal égal à 5.5cm.



**Figure 58:** les déplacements horizontaux.

Le déplacement horizontal maximal égal à 0.8 cm et les déplacements maximaux se trouve dans les pieux de milieux de la géométrie.

### **Conclusion:**

Dans ce chapitre on a présenté une modélisation numérique d'un groupe des pieux sous charges axiale par logiciel PLAXIS, ensuite on faire étude sur les paramètres qui influe sur le comportement et les déplacements des pieux, on trouve que les résultats obtenus par PLAXIS sont des résultats acceptables.

L'avantage principal de code PLAXIS est la rapidité de calcul, et la traduction du comportement réel du terrain et différents éléments.

## Conclusion générale

La question traitée dans ce travail concerne le dimensionnement et l'étude des pieux en béton armé dans un mauvais sol avec la méthode pressiométriques.

Ainsi, on a utilisé le logiciel Plaxis pour calculer le comportement d'un groupe de pieux sous une charge axial, et aussi leur tassement, et l'influence de la variation de quelques paramètres de pieu et de sol, et propose des solutions pour la stabilité des ouvrages.

On a présenté le calcul de la capacité portante d'un pieu isolé sous charge axiale par la méthode pressiométriques, et on a expliqué comment calculer la capacité en friction. Par la suite, comment calculer la capacité portante du sol et les caractéristiques principales du sol qui sont déduites de l'essai pressiométriques sont:

\* Le module pressiométriques qui définit le comportement pseudo-élastique du sol ;

\* La pression limite qui définit la résistance du sol à la rupture.

Tel que ces caractéristiques sont utilisé pour l'identification des couches du sol, et on peut aussi utiliser la pression limite pour la détermination de la capacité portante des pieux.

Dans ce mémoire, on a conclut ce que suit:

L'angle de frottement et la cohésion sont les deux paramètres gouvernant la capacité portance du sol.

Les déplacements des pieux varient en fonction de la hauteur de la nappe, des dimensions des pieux et de la rigidité du sol.

Il faut que la capacité portante du sol soit supérieure à celle des pieux pour la stabilité de l'ouvrage. Les caractéristiques des pieux dépendent ainsi des caractéristiques des sols donc le choix de type de pieu se fait selon la détermination des paramètres des sols

On recommande pour les futures recherches d'opérer un changement de la distance entre les pieux et l'augmentation de la surface de la base de fondation.

## REFERENCES

- [1] Norme française NF, 2012. Justification des ouvrages géotechniques Normes d'application nationale de l'Eurocode 7. Fondations profondes. AFNOR. 294-262.
- [2] Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil, 1993. Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés de travaux. Fascicule no 62, titre V. Ministère de l'Équipement du Logement et des Transports. Textes Officiels, no 93-3, 182.
- [3] Norme expérimentale, 1992. Fondations profondes pour le bâtiment. DTU no 13.2 CSTB. AFNOR, Paris. 11-212.
- [4] BAKOUR, A., 2008. COMPORTEMENT DES FONDATIONS PROFONDES SOUS CHARGES ASPECTS STRUCTURAUX ET GÉOTECHNIQUES. Université du Québec.
- [5] CHEKROUN, L., E., 2001. CONTRIBUTION A L'ETUDE D'INTERACTION SOL-STRUCTURE, Mémoire de Magister en Génie Civil. Université Aboubekr BELKAID –Tlemcen.
- [6] Norme française NF P 94-110, 1991. Sols : Reconnaissance et essais. Essai pressiométriques Ménard.
- [7] SARR, C. I., SARR, G., 2007. Etude comparative entre méthodes de calcul des pieux : application à l'échangeur de la Patte d'oie. Projet de fin d'étude. Université CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR, école supérieure polytechnique, Senegal.
- [8] REIFFSTECK, P., 2012. Forages, sondages et essais in situ géotechniques : les Outils pour la reconnaissance des sols et des roches. Presse des Ponts, Paris.
- [9] Messiou, S, E, 2016. Detemination de la capacité portrnte des pieux a partir de l'essai pressiométriques et l'essai pénétromètre statique selon l'Eurocod 7, Mimosir de Master en Génie Civill univercité 08 mai 1945 de Geulma.

- [10] BADACHE, A. et KEDJEDJA, H.-E., 2013. Modélisation de l'essai Pressiométriques par logiciel PLAXIS. Mémoire de master. Université de 08 mai 1945-Guelma.
- [11] Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil, 1993. Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés de travaux. Fascicule no 62, titre V. Ministère de l'Équipement du Logement et des Transports. Textes Officiels, no 93-3, 182.
- [12] BOUAFIA, A., 2006. Les essais in-situ dans les projets de fondations. Office des Publications Universitaires OPU. 328
-