

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU



FCULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

LABORATOIRE DE RECHERCHE GEOMATERIAUX,
ENVIRONNEMENT ET AMENAGEMENT « L.G.E.A »

MEMOIRE

En vue d'obtention du diplôme de

Master 2

SPECIALITE : GENIE CIVIL

OPTION : Géotechnique et Environnement

Présenté par :

***M^r* HASSINI Ilyes**

THEME

**Evaluation des tassements pour
une fondation profonde**

Devant le jury :

***M^{me}* MOBAREK Houria**

Présidente

***M^{elle}* BELHASSANI Ouarda**

Examinatrice

***M^{me}* BAIDI Fawzia**

Promotrice

Soutenu le : 14 /09/2016

Remerciements

*Je remercie le Bon **DIEU** de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce travail*

*Tout d'abord, je voudrais exprimer ma profonde gratitude à ma promotrice **M^{me} BAIDI Fawzia**, qui a assurée l'encadrement scientifique de mon travail. C'est grâce à son soutien que j'ai pu réaliser ce travail.*

*Je remercie **M^{me} MOUBAREK Houria** qui m'a fait l'honneur d'accepter la présidence du jury.*

*Je remercie également **M^{elle} BELHASSANI Ouarda** qui m'a fait l'honneur d'accepter d'examiner mon travail.*

*Je remercie aussi tous les membres du laboratoire **L.G.E.A** et particulièrement **M^r MELBOUCI Bachir** qui m'a orienté dans ce présent travail.*

*Je remercie **M^r MERKITOU Abderrahmane** qui m'a beaucoup aidé dans ce travail.*

*Je remercie le personnel de bureau d'architecture **SAZA** qui m'ont offert tous les documents du projet.*

Je remercie le personnel de la bibliothèque de département de génie civil, ainsi que toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- *Mes très chers parents, ceux grâce à qui j'ai pu atteindre ce niveau et ceux à qui je dois beaucoup de respect. Aujourd'hui, c'est autant un plaisir qu'un devoir pour moi de vous remercier pour votre amour, votre grande patience et vos sacrifices.*
- *Mes frères Seif eddin et Housseem.*
- *Mes sœurs Khaoula et Racha.*
- *Tous mes amis et tous ceux qui me sont chers.*
- *Toute la promos géotechnique et environnement 2015/2016.*
- *Tous ceux qui m'ont formé.*

ILYES

A : Aire de la section droit du pieu

A_s : Section d'acier

a : Constante ayant les dimensions d'une pression égale à 50kPa

B : Largeur de l'élément de fondation

B_0 : Pente initiale de courbe τ - v

C : Cohésion

C_e : Coefficient d'efficacité

c_u : Cohésion non drainé

D : Fiche du pieu.

d : Entraxe des pieux

D_c : Ancrage critique

$D_{c\ mono}$: Ancrage critique dans le monocouche

$D_{c\ multi}$: Ancrage critique dans le multicouche vrai

D_e : Ancrage équivalent

E : Module d'Young du sol supposé élastique

$E(D)$: Module d'Young du sol à la base du pieu

E_b : Module d'Young du sol à la bas d'un substratum

E_{eq} : Module d'Young équivalent

E_i : Module d'Young du sol à la profondeur Z_i

e_i : Épaisseur de la couche i

E_m : Module d'Young pressiométriques

E_p : Module d'Young du matériau du pieu

F_n : Le frottement négatif total

f_n : Frottement négatif unitaire

$f_n(z)$: Frottement négatif unitaire verticale à une profondeur Z

F_s : Coefficient de sécurité

f_s : Frottement latérale unitaire

F_x : Force appliqué suivant la direction x

F_y : Force appliqué suivant la direction y

G : Module de cisaillement

h : Hauteur d'encrage

H_l : L'effort horizontal limite en tête du pieu

I : Moment d'inertie des pieux

I_v : Facteur de tassement

K : Module de compressibilité

k : Facteur de portance pour un pieu

k_c : Facteur de portance pénétrométrique pour un pieu

k_p : Facteur de portance pressiométrique pour un pieu

L: Plus grande dimension de la section transversale

Le: Longueur élastique

m: Pente du module d'Young du sol en fonction de la profondeur

M_{adm} : Moment de flexion admissible en tête du pieu

M_l : Moment de flexion limite en tête du pieu

N_{cmax} : Facteur de portance dû à la cohésion

N_i : Effort normale

N_{qmax} : Facteur de portance dû à la surcharge

N_γ : Facteur de portance dû au poids des terres

P: Périmètre de la section droit du pieu

P_l : Pression pressiométrique limite

$P_l^*(z)$: Pression pressiométrique limite nette à la cote Z

P_{le}^* : Pression limite nette équivalente

Q : Charge de service

Q_{aELU} : Charges admissible à l'état limite ultime

Q_{aELS} : Charges admissible à l'état limite de service

Q_c : Charges de fluage en compression

q_{cc} : Résistance de point corrigée

q_{ce} : Résistance de point équivalente

q_{cm} : Résistance de point moyenne

Q_{gu} : Charge limite globale

Q_{pu} : La charge de point limite

q_{pu} : Résistance limite de point

q_s : Frottement unitaire limite

$q_s(z)$: Frottement latéral unitaire limite à la cote Z

Q_{su} : La charge limite en frottement latérale

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

Q_{tc} : Charges de fluage en traction

Q_{tu} : Charges limites en traction

Q_u : Charges limites en compression

q_u : Résistance de point

Q_{ui} : Charges limites du groupe des pieux

R_0 : Ponte initiale de la courbe $q_p - v/B$

S : L'aire d'une section transversale

v : Tassement a une profondeur donnée

V_0 : Le tassement en tête d'un pieu isolé

V_0^i : Tassement du pieu isolé

Z : La profondeur

α : Est un facteur d'interaction

α_{12} : Coefficient d'influence du pieu 2 sur le pieu 1

β : Coefficient complexe

γ : Poids volumique des terres (kN/m^3)

φ : Angle de frottement

φ' : Angle de frottement effectif

ρ_p : Coefficient réducteur de l'effort de point

ρ_s : Coefficient réducteur du frottement latéral

δ : L'angle de frottement sol/pieu

λ : Coefficient de forme

ν : Coefficient de poisson pour le sol

τ : Frottement latéral unitaire

σ_v : Contrainte vertical

σ'_v : Contrainte effective

$\sigma'_v(z)$: Contrainte effective verticale à une profondeur quelconque Z

σ_h : Contrainte horizontale

σ_{xx} : Contrainte dans la direction x

σ_{yy} : Contrainte dans la direction y

σ_{zz} : Contrainte dans la direction z

ΔL : Raccourcissement élastique du pieu

ΔV : Tassement additionnel causé par pieu adjacent

Abréviations

B.A : Béton Armé

L.C.T.P: Laboratoire Central Des Travaux Publique

LCPC: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

M.E.F: Méthode des Eléments Finis

RPA 99 : Règlement parasismique algérien

UTM: Universal Transverse Mercator

GPS: Global Positioning System

Chapitre I

Tableau I.1 : Valeurs de ρ_p et ρ_s	12
Tableau I.2 : Valeurs de N_{qmax} et N_{cmax} proposées par A. Caquot et J.Kérisel.....	15
Tableau I.3 : Coefficient β	18
Tableau I.4 : Limite supérieure de q_s (kPa).....	18
Tableau I.5 : Valeur du facteur de portance K_c	19
Tableau I.6 : Classement des différents sols en fonction q_c	20
Tableau I.7 : Valeur du coefficient β et $q_{s max}$	21
Tableau I.8 : Charge admissibles en traction Q_{min} et en traction Q_{max}	21
Tableau I.9 : Valeur du facteur de portance k_p	25
Tableau I.10 : Catégorie conventionnelles des sols.....	25
Tableau I.11 : Choix de la couche de frottement latéral.....	26
Tableau I.12 : Valeurs de $K \cdot \tan \delta$	29

Chapitre II

Tableau II.1 : Valeurs de I_v dans un sol homogène $v=0,33$	39
Tableau II.2 : Valeurs de I_v dans un sol de Gibson $E= m Z$ $v=0,33$	40
Tableau II.3 : Valeurs de Tassement du groupe des pieux flottants.....	45
Tableau II.4: Valeur de Tassement du groupe des pieux travaillant en pointe sur un substratum.....	46

Chapitre III

Tableau III.1 : Les résultats de sondage pressiométriques SP2 (L.C.T.P 2014).....	52
Tableau III.2 : Les propriétés de sol (L.C.T.P 2009).....	52
Tableau III.3 : Les différents paramètres du sol.....	55
Tableau III.4 : Les contraintes dans les différentes couches du sol.....	55
Tableau III.5 : Les valeurs de la porosité pour chaque couche.....	56
Tableau III.6 : Propriété du pieu.....	56

Chapitre IV

Tableau IV.01 : tableau globales des résultats de déplacement vertical horizontal du sol et des pieux ainsi les moments sur pieux selon *FLAC^{2D}* issus des différentes modélisations87

Résumé

Dans ce mémoire, on a utilisé une modélisation en différences finis pour évaluer les tassements de fondation d'une structure en R+3, la fondation est de type profonde dit « pieux » qui est soumis à une charge statique verticale. On a choisi le code de calcul *FLAC^{2D}*, qui nous permet le passage d'un projet réel complexe au modèle numérique simple.

Le logiciel *FLAC^{2D}* acquis par laboratoire L.G.E.A de l'Université MOULOUD Mammeri Tizi-Ouzou, se base sur la méthode des différences finie. Utilise plusieurs modèles de comportement qui dépendent de la nature du sol et le type d'ouvrage. Dans cette étude, on modélise la fondation et le sol qui va recevoir l'ouvrage dans le but d'évaluer les déplacements verticaux et horizontaux des pieux et aussi le comportement du sol.

Dans notre cas, on s'intéresse au chargement statique appliqué sur la fondation de la structure et une modélisation à deux dimensions.

Mots clés : pieux, modélisation, *FLAC^{2D}*

Abstact

In this brief, we used a model for assessing differences settlement of the Foundation of an R+3 structure, the Foundation is a deep said "pile" who subjected to vertical static load. We chose the code of calcul $FLAC^{2D}$, that allows the passage of a real complex digital model project, and make our goal quickly and easily

The software $FLAC^{2D}$ acquired by laboratory L.G.E.A of the University MOULOUDE Mammeri Tizi-Ouzou, is based on the finite difference method. Using several models of behavior that depend on the nature of the soil and type of work. In this study, we model the Foundation and the soil which will receive the building to assess the travel vertical and horizontal poles and also the behavior of the soil

In our case, we're interested or static load applied to the Foundation of the structure and modeling in two dimensions

Key words: piles, modeling, $FLAC^{2D}$

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I : Généralités sur les fondations profondes	
I.1. Introduction	4
I.2. Définitions	5
I.2.1. Détermination du niveau d'assise de la fondation profonde	5
I.2.2. Modes d'exécution des pieux	6
I.2.3. Choix du type de pieu.....	6
I.2.4. Classification des pieux	6
I.2.5. Considérations générales dans le calcul des fondations profondes.....	10
I.3. Pieu soumis à une charge verticale	10
I.3.1. Détermination de la charge limite d'un pieu isolé	10
I.3.2. Comportement d'un pieu soumis à une charge verticale	12
I.3.3. Résistance limite de pointe.....	13
I.3.4. Mobilisation du frottement latérale :	13
I.3.5. Données théorique et expérimentales du dimensionnement sous charge verticale- méthode par essais de laboratoire.....	14
I.3.5.1. Contrainte limite de pointe.....	14
I.3.5.1.1. Méthode permettant dévaluer la contrainte limite en pointe.....	14
I.3.5.1.2. Limite de la méthode.....	15
I.3.5.1.3. Ancrage critique Dc	16
I.3.6. Frottement latérale limite	16
I.3.6.1. Théorie	16
I.3.7. Evaluation pratique du frottement latéral.....	17
I.4. Paramétrage d'un pieu isolé sous charge verticale à partir de l'essai au pénétromètre statique.....	18
I.4.1. Détermination des différents paramètres.....	18
I.4.1.1. Contrainte de rupture sous la pointe qu (Fascicule N° 62 annexe C.2.4)	18
I.4.1.2. Résistance de pointe équivalente q_{ce} (Fascicule N° 62 annexe E.2.3).....	18
I.4.1.3. Facteur de portance Kc (Fascicule N° 62 annexe C.4.2).....	19
I.4.1.4. Frottement latérale unitaire limite fs (Fascicule N° 62 annexe C.4.3)	20
I.5. Paramétrage d'un pieu isolé sous charge verticale par la méthode pressiométrique	21
I.5.1. Etats limites de mobilisation locale du sol (Fascicule N° 62 texte C.4.1.1)	21

I.5.2. Charges limites d'un élément de fondation (Fascicule N° 62 annexe C.2.2)	22
I.5.3. Charge de fluage d'un élément de fondation (Fascicule N° 62 annexe C.2.3)	22
I.5.4. Effort limite mobilisable sous la pointe (Fascicule N° 62 annexe C.2.4)	23
I.5.5. Effort limite mobilisable par frottement latéral (Fascicule N° 62 annexe C.2.5)	23
I.6. Détermination des différents paramètres.....	24
I.6.1. Contrainte de rupture sous la pointe qu (Fascicule N° 62 annexe C.3.2)	24
I.6.2. Pression limite nette équivalente Ple * (Fascicule N° 62 annexe E.2.2.2)	24
I.6.3. Facteur de portance kp (Fascicule N° 62 annexe C.3.2)	25
I.6.4. Frottement latéral unitaire limite qs (Fascicule N° 62 annexe C.3.3)	25
I.7. Dispositions géotechniques	27
a- Pieux exécutés en place et barrettes (Fascicule N° 62 texte C.5.4).....	27
b-Puits (Fascicule N° 62 texte C.5.5)	27
I.8. Effort parasites sur les pieux	27
I.8.1. Frottement latéral négatif	27
I.8.1.1. Description du phénomène.....	27
I.8.1.2. Méthode de calcul	28
a. Principe de base	28
b. Calcul de la valeur maximale du frottement négatif.....	28
I.8.1.3. Importance du frottement négatif total Fn	29
I.8.2. Pieux soumis à des sollicitations non verticales.....	29
I.8.2.1. Capacité d'un pieu chargé horizontalement.....	29
I.8.2.2. Comportement d'un groupe de pieux.....	32
I.8.2.3. Formule de converse-labarre	33
I.9. Conclusion.....	34

Chapitre II : Tassement des pieux

II.1. Introduction.....	36
II.2.Tassement d'un pieu isolé.....	37
II.2.1. Les méthodes empiriques.....	37
II.2.2. Méthodes de la théorie de l'élasticité.....	38
II.2.3. Méthode numériques.....	41
II.2.4. Méthodes de la théorie de transfert des charges	41
II.3. Tassement d'un groupe de pieux	44
II.4. Conclusion.....	47

Chapitre III : Présentation du projet

III.1. Introduction	49
III.2. Situation et topographie.....	49
III.3. Contexte géologique	50
III.4. Sismicité	50
III.5. Résultats de L.C.T.P et SAZA.....	51
III.6. Calcul des paramètres du sol	54
III.6.1. Calculs des contrariantes dans le sol.....	55
III.6.2. Calcul de la porosité « n » du sol.....	56
III.6.3. Calculs du chargement statique appliqué sur le radier	56
III.6.3.1 Propriété du pieu.....	56
III.8. Conclusion.....	57

Chapitre IV : Modélisation numérique

IV.1. Introduction	59
IV.2. Présentation de la méthode des différences finis.....	60
IV.3. Calculs en déformations planes (2D)	60
IV.4. Présentation de FLAC	61
IV.4.1. Ecriture d'un fichier FLAC	61
IV.4.2.Principe de calcul	63
IV.4.2.1 Equations du mouvement	64
IV.4.2.2. Modèles de comportement pour les sols	65
IV.4.2.2.1. Elasticité	66
IV.4.2.2.1.1. Elasticité linéaire isotrope	66
IV.4.2.3. Elastoplasticité de Mohr Coulomb	67
IV.5. Déclaration des données dans le code FLAC 2D	67
IV.5.1. Générations des grilles	67
IV.5.2. Conditions aux limites.....	67
IV.5.3. Conditions initiales.....	68
IV.6. Simulation du projet	68
IV.6.1. Le maillage	69
IV.6.2. Définition des conditions aux limites et initiales	69
IV.6.3. Unité et convention de signe	70

IV.7. Présentation et interprétation des résultats	71
Première cas : Sol sans nappe phréatique sans pieux et sans chargement.....	71
Deuxième cas : Sol sans nappe phréatique avec une force applique sur le radier.....	73
Troisième cas : Sol avec introduction des pieux, sans nappe phréatique et sans force	75
Quatrième cas : Sol avec pieux sans nappe phréatique avec chargement	77
Cinquième cas : Sol pieux avec une nappe phréatique à 0.6m de profondeur et sans force appliquée.....	80
Sixième cas : sol avec pieux, et une nappe phréatique à 0.6 m de profondeur sous un chargement dynamique et statique	83
IV.8. Interprétation générale.....	88
IV.9. Conclusion.....	89
CONCLUSION GENERALE.....	90
Références bibliographiques.....	91
Annexes.....	94

Introduction générale

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

La mauvaise portance des sols est un problème majeur qui nous oblige de rechercher le type de fondation adaptée pour assurer la stabilité des structures.

Les fondations profondes sont largement utilisées pour les ouvrages situés dans des zones de mauvaise importance à travers leur ancrage dans le sol.

Cette étude porte principalement sur le tassement de ce type de fondation (pieu), ce comportement fait intervenir plusieurs paramètres notamment les propriétés du sol, les propriétés des pieux et les conditions de contact entre le sol et les pieux. Dans ce contexte les études géotechniques revêtent une importance pour la durabilité et la stabilité de ces structures. La modélisation constitue une étape importante dans l'étude géotechnique.

Dans le cadre de l'évaluation du tassement pour une fondation profonde il existe plusieurs, méthodes théoriques et numérique telle que la méthode des éléments finis, la méthode des différences finies à l'aide des logiciels comme PLAXIS , CASAR-LCPC, FLAC...

Le présent travail de mémoire a pour objectif d'améliorer nos connaissances sur le comportement du pieu et le sol qui l'entoure et cela pour un projet de réalisation d'un laboratoire de recherche à la wilaya de TIZI OUZOU exactement à l'entrée principale de l'Université HASNAOUA II (Ex BASTOS). Cette étude est élaborée en utilisant le code de calcul *FLAC^{2D}* spécialisé dans la résolution des problèmes géotechniques en différences finis et dont dispose notre laboratoire (L.G.E.A).

Pour atteindre l'objectif visé, le travail sera divisé suivant le plan ci-dessous :

- Dans le premier chapitre, on présente quelques notions fondamentales sur les fondations profondes et plus exactement sur les pieux, les différents types et critères de choix de ces derniers et méthodes d'exécution. On a défini par la suite la capacité portante des pieux et aussi comment calculer le frottement négatif.
- Le deuxième chapitre traite le tassement d'un pieu et on a présenté les différentes méthodes de calcul, on notera les méthodes empiriques, la méthode de la théorie de l'élasticité, la théorie de transfert des charges et les méthodes numériques
- Dans le troisième chapitre on présente notre projet à étudier, la géologie et la sismicité de la région et les données de l'étude géotechniques pour déterminer les différents paramètres de la modélisation numérique : Porosité de sol, les contraintes et les modules d'élasticités pour chaque couche ...etc

- Puis le chapitre quatre est devisé en deux parties, dans la première partie on présentera le logiciel de calcul utilisé dans notre travail, qui est le *FLAC^{2D}* version 5 ; c'est un programme qui est basé sur la méthode des différences finis en deux dimensions. Le choix de cette méthode est motivé par la simplicité de son application pour les problèmes géotechniques.
La 2^{ème} c'est l'établissement du modèle par six cas différents et une interprétation des résultats du *FLAC^{2D}*.

En fin nous terminerons notre travail par une conclusion générale donnant une synthèse de notre étude, et des recommandations pour des travaux futurs.

Chapitre I

Généralités sur les fondations profondes

I.1. Introduction

La bonne conception des fondations constitue un des éléments très importants dans la sécurité et la durabilité des constructions en Génie civil. Lorsque le sol de fondation en surface n'a pas les propriétés mécaniques suffisantes pour supporter les charges qui lui sont transmises, soit parce que sa résistance est faible, soit que les tassements résultants soient préjudiciables à la construction, on opte pour des fondations profondes. Beaucoup d'ouvrages importants sont généralement fondés sur les pieux tels quels : les ponts des centrales nucléaires, les tours à grandes hauteurs...etc

Dans ce cas, les pieux sont souvent soumis à des chargements axiaux et latéraux en tête qui sont causés soit par les charges de la superstructure (descente de charge), soit par la géométrie du terrain (dissymétrie de la pression du sol sur le pieu).

Ce présent chapitre est consacré à la présentation de quelques notions fondamentales sur les fondations profondes, et plus exactement « les pieux ».

I.2. Définitions

-pieu- élément de fondation profonde élancé qui est fait d'un matériau ou d'une combinaison de matériaux comme le bois, l'acier et le béton et qui est préfabriqué et mis en place par battage, vérinage ou vissage.

Les pieux sont, d'après le D.T.U, des fondations profondes creusées mécaniquement, prenant appui sur un sol situé à une profondeur pouvant aller plus de 20m.

La section la plus courante d'un pieu est le cercle. Les diamètres peuvent varier de 0,10 à 1,60m, voire plus.

Les autres sections possibles des pieux sont des carrés et des polygones (exemple : pieux préfabriqués), et des rectangles (exemple : les barrettes).

D'un point de vue mécanique, on distingue la longueur D du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique D_e . Cette valeur de D_e tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture par le pieu (Figure I.1)

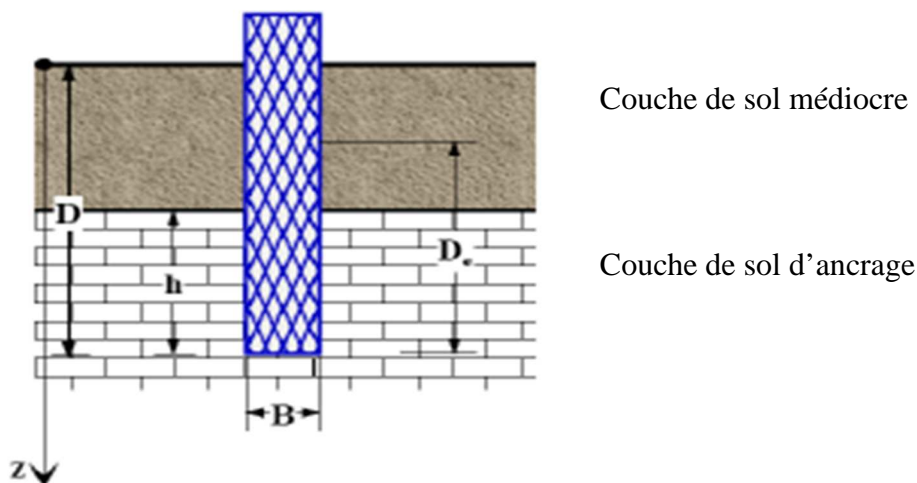


Figure I.1 : Définition de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D_e

I.2.1. Détermination du niveau d'assise de la fondation profonde

Le niveau d'assise des pieux ou parois satisfait aux conditions suivantes :

- La contrainte à la base de fondation ne peut être supérieure à la portance utile du sol.

- La valeur de refus, dans le cas de pieux battus, reste inférieure à celle calculée sur la base des indications sur le type de pieu et du matériel de battage mis en œuvre.
- Le refus est calculé suivant des formules, qui est directement fonction des caractéristiques du matériel de battage à l'aide d'un mouton en chute libre.

I.2.2. Modes d'exécution des pieux

On peut donc retenir des différents modes d'exécution des pieux qu'il existe deux étapes :

a. réalisation du trou

- Soit en comprimant le sol en battant un pieu préfabriqué ou un tube obturé en partie basse
- Soit en forant : Avec des bennes preneuses des bennes rotatives ou des tarières dans les sols meubles, Avec des trépan pour briser les sols durs puis des soupapes.

b. Mise en œuvre des pieux

Il existe de nombreux modes d'exécution des pieux :

- Les pieux façonnés à l'avance
- Les pieux préfabriqués en béton armé : les pieux en béton armé sont enfoncés dans le sol par battage au moyen d'un mouton diesel ou par vibrofonçage.

I.2.3. Choix du type de pieu

Ainsi le choix du type de pieu dépend :

- De la nature des couches rencontrées dans le terrain
- De la présence de la nappe phréatique ou de cavités souterraines
- Des charges à reprendre
- De l'environnement du chantier
- Du cout d'exécution
- Et du matériel et de la technicité de l'entreprise

I.2.4. Classification des pieux

Il s'agit de citer les différents types de pieux en fonction des matériaux qui les constituent ou alors du mode de leur installation dans le sol. Cette classification est donc non exhaustive de la technologie des pieux.

a- Pieux battus : des pieux préfabriqués, en béton armé ou précontraint, ou des pieux métalliques à base obturée sont enfoncés dans le sol par battage en tête, par l'intermédiaire

d'un casque. Appartiennent aussi à cette catégorie les pieux battus par pilonnage, par moulage, ou par enrobage (**Figure I.2.1**).

b- Pieux forcés : ce sont des pieux en béton préfabriqués, ou des pieux métalliques qui sont installés dans le sol par fonçage, avec un vérin s'appuyant sur un massif de réaction

c- Pieux vissés moulés : ils sont installés dans les sols cohérents par vissage préalable d'un outil en forme de double vis (**Figure I.2.2**)

Les pieux appartenant à la catégorie d'installation sans refoulement du sol sont divers, mais sont essentiellement :

d- Pieux forés simple : ils sont installés dans les forages réalisés au préalable dans les sols cohérents, sans maintien des parois du forage, avec une tarière ou une benne (**Figure I.2.3**).

e- Pieux forés à la boue : le procédé consiste à réaliser forage avec maintien des parois avec la boue.

f- Pieux forés tubés : le procédé consiste à foncer préalablement un tubage, au sein duquel on réalise un forage, on coule le béton et on récupère graduellement le tubage (**Figure I.2.4**)

g- Pieux réalisés à la tarière creuse : un exemple de ce procédé est celui appelé starsol mis au point par l'entreprise solétanche (**Figure I.2.5**)

h- Micro-pieux : ce sont des pieux forés de diamètre inférieur à 250mm, largement utilisés dans le renforcement du sol et la reprise en sous-œuvre (**Figure I.2.6**).

I- Puits : il s'agit d'une fondation massive creusée à la main, les parois étant soutenues par blindage. De par son élancement intermédiaire (D/B entre 4 et 10), ce type de fondation fait plutôt partie de fondations semi-profondes.

	<ol style="list-style-type: none"> 1. Mise en fiche, réglage ; 2. Battage du tube par mouton hydraulique ; 3. Refoulement des sols, maintenus et expansés De mortier ; 4. Pieu terminé ; 5. Recépage et soudage d'une plaque.
	<ol style="list-style-type: none"> 1. Mise en fiche, réglage et pose d'une pointe perdue ; 2. L'outil est foncé par combinaison du vissage et du vérinage dans le sol refoulé ; 3. Mise en place d'armature ; 4. En devisant le vérinage augmente par refoulement du sol l'épaisseur de l'empreinte laissée par l'outil, la charge de béton garantissant un parfait moulage de celle-ci ; 5. Pieu exécuté.
	<ol style="list-style-type: none"> 1. Mise en fiche ,réglage, préforage ; 2. Mise en place de virole ; 3. Forage à la tarière ; 4. Ancrage au carottier ; 5. Mise en place d'armatures partielles ou Totales et bétonnage à la colonne ; 6. Contrôle de l'arase béton.

	<ol style="list-style-type: none"> 1. Mise fiche, réglage, préforage ; 2. Vibro-forage du tubage de travail ; 3. Forage et extraction des terres ; 4. Mise en place d'armatures partielles ou totales ; 5. Bétonnage au tube plongeur ; 6. Extraction du tubage de travail.
	<ol style="list-style-type: none"> 1. Mise en fiche des réglages des guides de forage ; 2. Forage ; 3. Ancrage par rotation et avec poussée sur l'outil ; 4. Injection de béton dans l'axe creux de la tarière ; 5. Descente du tube plongeur, remontée de la tarière en rotation lente bétonnage en continu ; 6. Mise en place d'armateur.
	<ol style="list-style-type: none"> 1. Mise en fiche, réglage et forage ; 2. Forage sous tubage, boue, coulis ou mortier ; 3. Mise en place d'une armature pouvant être équipée de manchettes pour l'injection sous pression ; 4. Scellement au coulis, ou au mortier de l'armature.

Figure I.2 : Différente méthodes d'exécution des fondations profondes

I.2.5. Considérations générales dans le calcul des fondations profondes:

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

- Stabilité d'ensemble
- Capacité portante de la fondation sur pieux
- Soulèvement ou résistance à la traction insuffisante de la fondation
- Rupture du terrain due au chargement latéral de la fondation
- Rupture du pieu
- Rupture combinée du terrain et de la fondation
- Rupture combinée du terrain et de la structure

Il existe aussi quatre états limites de service à analyser lors du calcul des pieux

- Tassement excessif du sol
- Soulèvement excessif
- Mouvement latérale excessif du sol
- Vibrations inadmissibles.

I.3. Pieu soumis à une charge verticale

I.3.1. Détermination de la charge limite d'un pieu isolé

Formule générale

En général, les fondations profondes traversent une ou plusieurs couche de qualité plus ou moins bonne pour s'ancrer dans un horizon présentant des caractéristiques mécaniques plus favorable, appelé couche d'ancrage (**figure I.3**), la hauteur d'encastrement ou fiche du pieu, D , représente sa longueur enterrée.

L'encrage « h » est la hauteur de pénétration du pieu dans la couche d'encrage. Si le pieu est fiché dans un milieu homogène (monocouche), l'encrage « D » est égal à la hauteur d'encrage « h ».

La charge limite Q_u du pieu est obtenue en additionnant la charge limite de point Q_{pu} correspondant au poinçonnement du sol sous la base du pieu et la charge limite Q_{su} mobilisable par frottement entre le fût du pieu et le sol, c'est-à-dire

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} \quad (I.1)$$

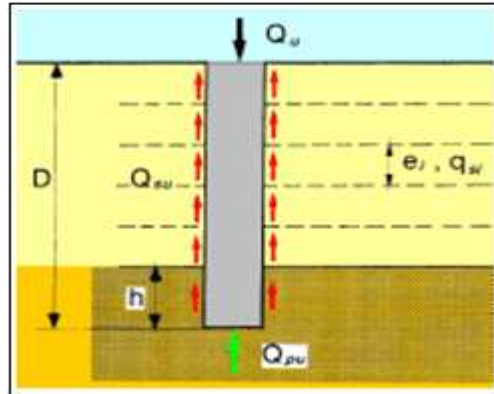


Figure I.3 : Comportement générale d'un pieu isolé soumis a une charge verticale

La charge limite de point est donnée par la formule suivante :

$$Q_{pu} = \rho_p \cdot A \cdot q_{pu} \quad (\text{I.2})$$

Et la charge limite dû au frottement latérale est donnée comme suit:

$$Q_{su} = \rho_s \cdot P \cdot \sum q_{si} \cdot e_i \quad (\text{I.3})$$

Avec : ρ_p : Coefficient réducteur de l'effort de point

ρ_s : Coefficient réducteur du frottement latéral

P : Périmètre de la section droit du pieu

q_{pu} : Résistance limite de point

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

e_i : Épaisseur de la couche i

A : Aire de la section droit du pieu

Pour la couche d'ancrage, $Q_{su} = \rho_s \cdot P \cdot \sum q_{si} \cdot h$ (I.3')

La charge de fluage Q_c marque la limite du domaine pseudo-élastique pour lequel l'enfoncement du pieu est grossièrement proportionnel à la charge appliquée.

Pour les pieux à section pleine ou les pieux tubulaires fermés, la détermination de « A » et « P » ne présente pas la difficulté et, $\rho_p = \rho_s = 1$. Les autres sont présentés sur la **figure I.4**

-Pour les pieux tubulaires ouverts et palpieux (pieux réalisés par assemblage de palplanche), « A » est l'aire de la section extérieure et « P » est le périmètre extérieur tel que définit précédemment.

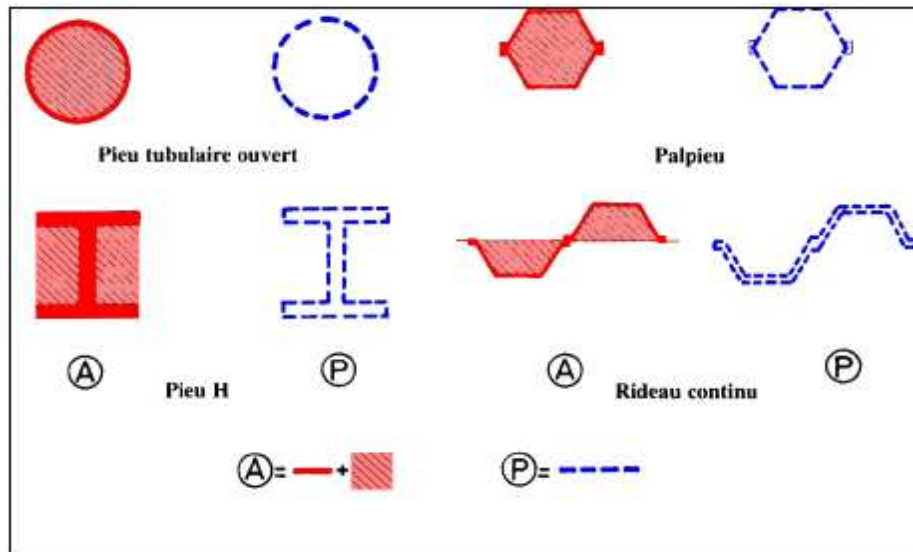


Figure I.4 : Définition de « A » et « P » pour différents types de fondations profonde

- Pour les pieux « H », A est l'aire de la section enveloppe et P est le périmètre développé.
- Pour les rideaux de palplanche, « A » est l'aire délimitée par les ailes des profilés et « P » est le périmètre développé. Les valeurs de ρ_p et ρ_s sont données dans le tableau suivant

Tableau I.1 : Valeurs de ρ_p et ρ_s [8]

Type de pieu	Argiles		sables	
	ρ_p	ρ_s	ρ_p	ρ_s
Section pleine tubulaire fermé	1.00	1.00	1.00	1.00
Tubulaire ouvert palpieux	0.50	1.00	0.50	1.00
Pieu H	0.50	1.00	0.75	1.00
palplanches	0.50	1.00	0.30	0.50

L'étude de la résistance limite d'un pieu isolé soumis à une charge verticale centrée consiste à déterminer la valeur de la résistance de pointe q_{pu} dans la couche d'encrage et les valeurs du frottement latéral unitaire limite q_{si} dans chacune des couches concernées.

I.3.2. Comportement d'un pieu soumis à une charge verticale

Les nombreux essais de chargement réalisés aux cours des dernières décennies sur les pieux instrumentés ont permis de comprendre le comportement d'une fondation profonde soumise à des charges verticales croissantes.

I.3.3. Résistance limite de pointe

Considérons un pieu pénétrant d'une hauteur « h » dans la couche d'ancrage. Si une charge croissante est transmise à la base de ce pieu, la courbe charge/enfoncement (**figure I.5**) aura une allure identique à celle correspondant au chargement d'une fondation superficielle.

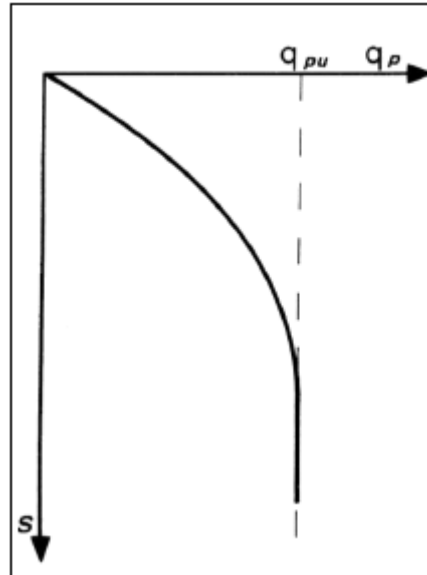


Figure I.5 : Courbe résistance de pointe (charge/enfoncement)

I.3.4. Mobilisation du frottement latérale :

En fonction du déplacement relatif entre le pieu et le sol avoisinant, la mobilisation du frottement latéral unitaire « τ », obtient un comportement différent puisque le déplacement n'est plus dû à un tassement du sol mais une distorsion par cisaillement

Il apparaît aussi que le frottement latéral se mobilise rapidement et proportionnellement au déplacement, pour atteindre une quasi-stabilisation à un frottement unitaire limite q_s

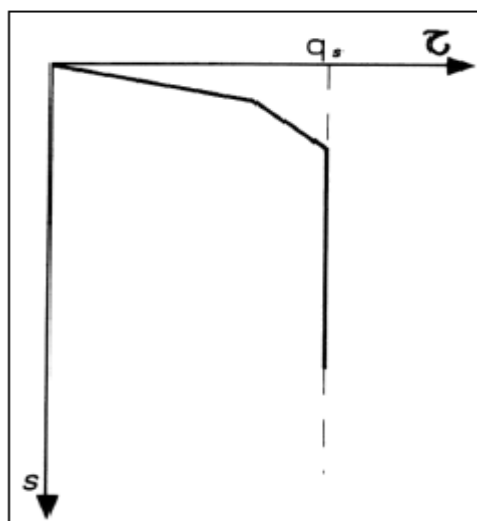


Figure I.6 : Courbe frottement latéral

I.3.5. Données théoriques et expérimentales sous charges verticales par essai de laboratoire.

I.3.5.1. Contrainte limite de pointe

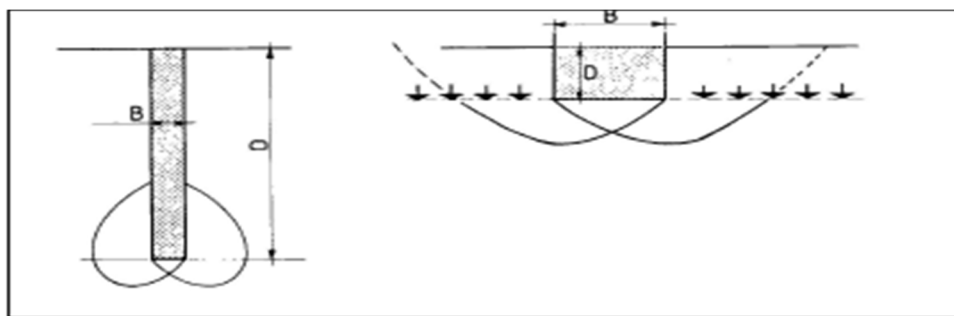
I.3.5.1.1. Méthode permettant d'évaluer la contrainte limite en pointe

Basée sur une formule similaire à celle utilisée pour la contrainte de rupture d'une fondation superficielle

$$q_{pu} = \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D \cdot N_{qmax} + C \cdot N_{cmax} \quad (I.4)$$

Le terme de surface « N_γ » était négligé (faible largeur de la fondation), le terme N_{qmax} et N_{cmax} avaient des valeurs plus élevées que pour les fondations superficielles ; du fait de la hauteur d'encastrement et donc la forme des surfaces de cisaillement qui ont tendance à se retourner sur le fût (**figure I.6-a**)

Dans les fondations superficielles, les lignes de glissement sont supposées s'arrêter au niveau de l'assise de la fondation, les sols supérieurs n'agissant que par leur poids. (**Figure I.6-b**)



a) Point d'un pieu

b) Semelle superficielle

Figure I.6 : Formes des lignes de glissement

Les valeurs de N_{qmax} et N_{cmax} proposées par A. Caquot et J.Kérisel sont donnée par les formules :

$$N_{qmax} = 10^{3,04 \tan \varphi} \quad (I.5)$$

$$N_{cmax} = \frac{N_{qmax} - 1}{\tan \varphi} \quad (I.6)$$

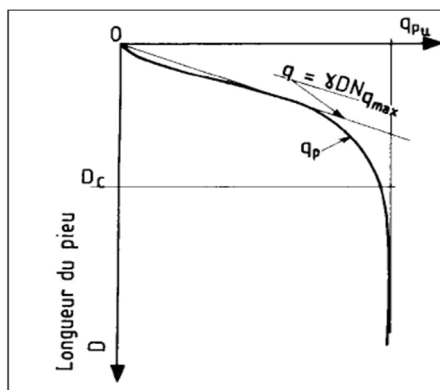
Tableau I.2 : Valeurs de N_{qmax} et N_{cmax} proposées par A. Caquot et J.Kérisel

$\varphi(^{\circ})$	N_{qmax}	N_{cmax}	$\varphi(^{\circ})$	N_{qmax}	N_{cmax}	$\varphi(^{\circ})$	N_{qmax}	N_{cmax}
0	1,00	7,00	16	7,44	22,47	32	79	125
1	1,13	7,45	17	8,50	24,53	33	94	163
2	1,20	7,93	18	9,72	26,84	34	112	165
3	1,44	8,46	19	11,14	29,44	35	134	190
4	1,63	9,03	20	12,78	32,36	36	161	221
5	1,84	9,60	21	14,69	35,66	37	195	257
6	2,09	10,34	22	16,91	39,39	38	237	302
7	2,36	11,10	23	19,52	43,63	39	289	356
8	2,67	11,91	24	22,57	48,44	40	355	421
9	3,03	12,82	25	26,16	53,95	41	439	504
10	3,43	13,80	26	30,39	60,26	42	546	605
11	3,90	14,91	27	35,40	67,51	43	603	732
12	4,43	16,13	28	41,34	75,86	44	862	891
13	5,03	17,40	29	48,43	85,56	45	1096	1095
14	5,73	18,96	30	56,90	96,82			
15	6,53	20,62	31	67,08	109,90			

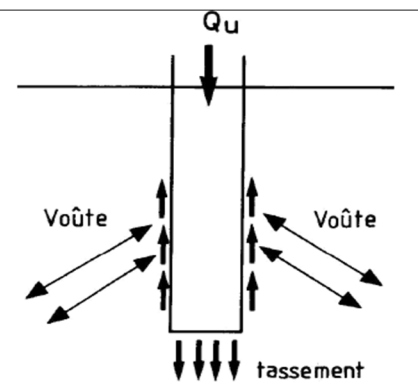
I.3.5.1.2. Limite de la méthode

Cependant dès les années soixante, des essais sur pieux ont mis en évidence que, dans un milieu homogène, le terme de profondeur ne croissait que sur les premiers mètres à partir de la surface du sol et atteignait assez rapidement une valeur constante, contrairement à ce que donnait la formule (I.4).

La différence entre le comportement théorique tel qu'il est défini par la théorie de la plasticité et le comportement réel est attribuée au fait que cette théorie ne prend pas en compte la déformabilité du milieu. Le sol soumis à des contraintes élevées se comprime sous la pointe et il se forme des efforts de voûte autour de celle-ci, effets qui ont tendance à soulager le sol avoisinant du poids des terres (**figure I.7.b**), à partir d'une certaine profondeur appelée ancrage critique D_c , la résistance limite devient constante en milieu homogène.

**Figure I.7a** : Résistance de pointe dans un sable

Homogène en fonction de la longueur du pieu

**Figure I.7b** : Influence de la

compressibilité sur la résistance de point

1.3.5.1.3. Ancrage critique D_c

Dans la plupart des cas, on peut adopter :

-Dans une monocouche $D_c = \max(6B, 3\text{mètre})$ définition de la fondation profonde

-Dans un multicouche $D_c = 3B$

-Dans un multicouche intermédiaire $D_c = D_{c\text{ mono}} - (D_{c\text{ mono}} - D_{c\text{ multi}}) \cdot \frac{\sigma'_v}{100}$ (I.7)

$D_{c\text{ mono}}$: Ancrage critique dans le monocouche.

$D_{c\text{ multi}}$: Ancrage critique dans le multicouche vrai

σ'_v : Contrainte effective

I.3.6. Frottement latérale limite**I.3.6.1. Théorie**

Le frottement latéral unitaire limite q_s est la contrainte de cisaillement qui peut être mobilisée au contact du fût et du sol lorsqu'il y a un déplacement de l'un par rapport à l'autre. Si le contact est parfaitement rugueux, la valeur de q_s est donnée par :

$$q_s = C + \sigma_h \cdot \tan\varphi \quad (\text{I.8})$$

Les premières méthodes théoriques de dimensionnement vis-à-vis du frottement latéral étaient basées sur le raisonnement ci-après.

Pour une pointe située à la profondeur « z » le coefficient de pression des terres s'écrit

$$\sigma_h = k \cdot \sigma_v$$

Comme $\sigma_v = \gamma \cdot z$ il s'ensuit que $q_s = C + K \cdot \gamma \cdot Z \cdot \tan\varphi$ (I.10)

Dans ces conditions, le frottement latéral limite total dans un sol homogène est :

$$Q_{su} = P(C \cdot D + 0,5k \cdot \gamma \cdot D^2 \cdot \tan\varphi) \quad (\text{I.11})$$

Avec : P : périmètre de la section droite du pieu

D : longueur du pieu, égale à l'encrage dans un sol homogène

Pour les pieux battus. Il était admis que le pieu refoule le sol, c'est-à-dire que $k = K_p$, la butée était supposée entièrement mobilisée.

D'après les formules précédentes, le frottement latérale unitaire limite devrait être constant dans un milieu purement cohérent homogène, et proportionnel à la profondeur dans un milieu pulvérulent homogène.

Les nombreux essais de chargement réalisés depuis ont montré que, si le frottement latéral unitaire limite est bien constant dans les milieux pulvérulents (sauf à proximité immédiate de la surface), mettant ainsi la théorie précédente en défaut.

Une explication de cette divergence est à rechercher dans les phénomènes de contractance et de dilatance empêchées. Dans les sols pulvérulent lâche, la contractance provoque une diminution de « σ_h » en profondeur, cette contrainte tendant rapidement vers une valeur constante. Inversement, le milieu étant confiné, les sables compacts ne peuvent se dilater sous l'effet du cisaillement, ce qui conduit à une augmentation sensible de σ_h , fonction de l'état de compacité du matériau. La contrainte σ_h tend vers une valeur pratiquement indépendante de la profondeur.

Lorsque seuls les résultats d'essai de laboratoire sont disponibles pour calculer la résistance limite d'une fondation profonde, les règles sont recommandées pour estimer le frottement latéral unitaire limite q_s

I.3.7. Evaluation pratique du frottement latéral

-Sol purement cohérent (étude à court terme)

q_s évalué à partir de la cohésion non drainée c_u

$$q_s = \beta \cdot c_u \quad (\text{I.12})$$

Avec $\beta < 1$

β est un coefficient complexe qui dépend :

- 1- La nature du fût de pieu
- 2- Du remaniement du sol qui est lui-même fonction :
 - a. du mode de mise en place du pieu
 - b. de la raideur de l'argile
 - c. du temps

Les valeurs de β sont données dans le **tableau I.3**. Toutefois, les valeurs de q_s obtenue avec la formule précédente doivent être bornées supérieurement à une valeur plafond $q_{s \max}$

Donc $q_s = \min(\beta c_u, q_{s \max})$

Les valeurs de la limite supérieure $q_{s \max}$ est donnée dans le **tableau I.4**.

Tableau I.3 : Coefficient β [8]

Type de pieu	Nature du fût	β
Puits et pieux de gros diamètre	Béton	0,6
Pieux forés	Béton	0,7
	Métal	0,5
Pieux battus	Béton	0,7
	Métal	0,5
Pieux injectés	Faible pression	1,0
	Forte pression	1,5

Tableau I.4 : Limite supérieure de q_s (kPa) [8]

Nature du sol	pieu foré		pieu battu		pieu injecté	
	Fût béton	Tubé	Fût béton	Fût métal	Faible pression	Haute pression
Argile molle et vase	15	15	15	15	35	-
Argile moyennement consistante	(80)	(80)	(80)	35	80	≥ 120
	35	35	35			
Argile raide à très raide	(80)	(80)	(80)	35	80	≥ 200
	35	35	35			
limon	35	35	35	35	80	-

1.4. Paramétrage d'un pieu isolé sous charge verticale à partir de l'essai au pénétromètre statique

1.4.1. Détermination des différents paramètres

1.4.1.1. Contrainte de rupture sous la pointe q_u (Fascicule N° 62 annexe C.2.4)

$$q_u = K_c \cdot q_{ce} \quad (\text{I.13})$$

Avec q_{ce} : Résistance de point équivalente

K_c : Facteur de portance

1.4.1.2. Résistance de point équivalente q_{ce} (Fascicule N° 62 annexe E.2.3)

$$q_{ce} = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) \cdot dz \quad (\text{I.14})$$

Avec b : $\min(a, h)$, h = hauteur de l'élément de la fondation contenue dans la couche porteuse

a : $B/2$ pour $B > 1\text{m}$

0,50m pour $B < 1\text{m}$

$q_{cc}(z)$: Résistance de point corrigée (**figure I.8**)

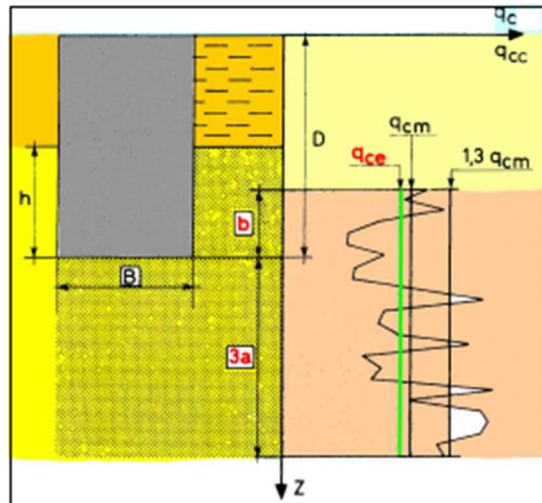


Figure I.8 : Résistance de pointe équivalente

q_{ce} est obtenue comme suite :

- En calculant la valeur moyenne q_{cm} de la résistance de pointe de lisse la hauteur $(b+3a)$ par rapport à la base du pieu.

- Plafonnement à $1,3q_{cm}$ des résistances supérieures à cette valeur, soit $q_{cc}(z)$ le diagramme écrêté.

Calcul de la nouvelle moyenne q_{ce} avec prise en compte des plafonds.

I.4.1.3. Facteur de portance K_c (Fascicule N° 62 annexe C.4.2)

- Fonction de la nature du sol et de la mise en œuvre de la fondation

Tableau I.5 : Valeur du facteur de portance K_c [7]

NATURE DES TERRAINS		ELEMENTS MIS EN ŒUVRE SANS REFOULEMENT DU SOL	ELEMENTS MIS EN ŒUVRE AVEC REFOULEMENT DU SOL
Argiles-limons	A	0,40	0,55
	B		
	C		
Sable-graves	A	0,15	0,50
	B		
	C		
Craies	A	0,20	0,30
	B	0,30	0,45

- **Remarque** : les valeurs dans le **tableau I.5** ne sont valables que pour de vraies fondations profondes, c'est-à-dire pour une hauteur d'encastrement équivalente telle que $D_e / B \geq 5$

Classement des différents sols établit à partir des fourchettes indicatives de la résistance de pointe q_c (Fascicule N° 62 annexe E.1.3)

Tableau I.6 : Classement des différents sols en fonction q_c [7]

CLASSE DE SOL			q_c (MPa)
Argiles, limons	A	Argiles et limons mous	< 0,3
	B	Argiles et limons fermes	3,0 – 6,0
	C	Argiles très fermes à dures	>6,0
Sables, graves	A	Lâches	< 5
	B	Moyennement compacts	8,0 – 15,0
	C	compacts	>20
Craies	A	Molles	< 5
	B	Altérées	>5,0
	C	Compactes	-
Marnes Marno-calcaires	A	Tendres	-
	B	Compacts	-
Roches	A	Altérées	-
	B	Fragmentées	-

I.4.1.4. Frottement latérale unitaire limite f_s (fascicule N° 62 annexe C.4.3)

Il est relié directement au frottement latérale unitaire f_s mesuré sur le manchon du pénétromètre statique et le frottement unitaire limite q_s du pieu. Cependant, à ce jour, cette approche n'a pas permis d'aboutir à une méthode pratique de détermination du frottement latéral mobilisable par les pieux. Les méthodes pratiques s'appuient non pas directement sur la valeur de f_s mais font référence à la résistance de pointe q_c .

$$q_s = \frac{q_c}{\beta} \quad (\text{I.15})$$

Toutefois, il convient de plafonner la valeur de q_s donnée par cette formule, soit

$$q_s = \min \left(\frac{q_c(z)}{\beta} ; q_{s \max} \right)$$

$q_c(z)$: Résistance de pointe lissée à la profondeur z

β et $q_{s \max}$: Valeurs fonction du type d'élément de fondation et de la nature des terrains concernés

Tableau I.7 : Valeur du coefficient β et $q_{s\ max}$ [7]

		Argiles limons			Sables graves			Craies	
		A	B	C	A	B	C	A	B
Foré	β	-	75	-	200	200	200	125	80
	$q_{s\ max}(KPa)$	15	40 80	40 80	-	-	120	40	120
Foré tubé (tube récupéré)	β	-	100 100	- 100	250	25	300	125	100
	$q_{s\ max}(KPa)$	15	40 60	40 80	-	40	120	40	80
Métal battu fermé	β	-	120	150	300	300	300		
	$q_{s\ max}(KPa)$	15	40	80	-	-	120		
Battu préfabri- qué béton	β	-	75	-	150	150	150		
	$q_{s\ max}(KPa)$	15	80	80	-	-	120		

I.5. Paramétrage d'un pieu isolé sous charge verticale par la méthode pressiométrique

La propriété la plus remarquable de la méthode pressiométrique est qu'elle est applicable à tous les sols et à tous les types de pieux et d'inclinaisons sans limitation. Bien entendu, elle ne met pas à l'abri des évolutions de certains sites pour des causes naturelles ou artificielles (couche soluble, phénomènes de fontis, frottement négatif, effort parasites divers etc).

Comme pour le pénétromètre statique, il s'agit d'une méthode essentiellement empirique, mais qui a pu être calée sur un très grand nombre d'essais de chargement ou d'arrachement.

I.5.1. Etats limites de mobilisation locale du sol (Fascicule N° 62 texte C.4.1.1)

Uniquement les contraintes mobilisées dans le sol sous l'effort d'un déplacement axial des éléments de fondation $Q_{min} \leq$ charge axiale de calcul en tête $Q_d \leq Q_{max}$

Tableau I.8 : Charge admissibles en traction Q_{min} et en traction Q_{max} [7]

ELU	Q_{min}	Q_{max}
Combinaisons fondamentale	$-\frac{Q_{tu}}{1,40}$	$\frac{Q_u}{1,40}$
Combinaisons accidentelles	$-\frac{Q_{tu}}{1,30}$	$\frac{Q_u}{1,20}$
ELS	Q_{min}	Q_{max}
Combinaisons rares	$-\frac{Q_{tc}}{1,40}$	$\frac{Q_c}{1,10}$
Combinaisons quasi permanentes	0	$\frac{Q_c}{1,40}$

I.5.2. Charges limites d'un élément de fondation (Fascicule N° 62 annexe C.2.2)

Charges limites en compression Q_u et en traction Q_{tu}

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} \quad (\text{I.16})$$

$$Q_{tu} = Q_{su} \quad (\text{I.17})$$

Q_{pu} : Effort mobilisable sous la pointe

Q_{su} : Effort mobilisable par frottement latéral

I.5.3. Charge de fluage d'un élément de fondation (Fascicule N° 62 annexe C.2.3)

Charges de fluage en compression Q_c et en traction Q_{tc}

Elément fondamentale mis en œuvre sans refoulement du sol

$$Q_c = 0,5Q_{pu} + 0,7Q_{su} \quad (\text{I.18})$$

$$Q_{tc} = 0,7Q_{su} \quad (\text{I.19})$$

Elément de fondation dont la réalisation nécessite l'exécution d'un forage ou d'une excavation dont la section droite correspond à la section nominale de l'élément et, en particulier, les pieux forés, les barrettes, les puits et les pieux façonnées à l'avance en H ou I

- Elément de fondation mis en œuvre avec refoulement du sol

$$Q_c = 0,7Q_{pu} + 0,7Q_{su} = 0,7Q_u \quad (\text{I.20})$$

$$Q_{tc} = 0,7Q_{su} \quad (\text{I.20'})$$

- La mise en œuvre avec refoulement de sol à la mise en place a pour effet de densifier le sol s'il est pulvérulent et d'augmenter la contrainte de contact.
- Elément de fondation mis en place par battage, fonçage ou vissage, et en particulier les pieux battus préfabriqués en béton armés ou en métal (exceptés les profilés H), ainsi que certains pieux totalement ou partiellement exécutés en place dont le béton, le mortier ou le coulis qui entre dans leur constitution est mis en œuvre dans une empreinte réalisée dans le sol par battage ou fonçage.

L'édition 1992 du D.T.U.13.2 fait référence uniquement à la charge limite. Les charges admissibles sous les différents états sont obtenues en multipliant respectivement la charge de pointe et le frottement latéral limite par des coefficients réducteurs tels que les charges admissible en compression s'écrivent :

- Etat limite ultime : $Q_{aELU} = 0,5 Q_{pu} + 0,75 Q_{su}$ (I.21)

- Etat limite de service : $Q_{aELS} : 0,33 Q_{pu} + 0,50 Q_{su}$ (I.22)

I.5.4. Effort limite mobilisable sous la pointe (Fascicule N° 62 annexe C.2.4)

-Effort limite mobilisable dû ou terme de pointe

$$Q_{pu} = A \cdot q_u \quad (I.23)$$

Avec : A : Section de la pointe

q_u : Contrainte de rupture relative ou terme de pointe

I.5.5. Effort limite mobilisable par frottement latéral (Fascicule N° 62 annexe C.2.5)

-Obtenu en multipliant la surface latérale du pieu par le frottement latéral unitaire limite.

-Concerne une hauteur qui ne correspond pas nécessairement à toute la hauteur de l'élément contenue dans le sol (fascicule N° 62 annexe C.2.2)

$$Q_{su} = P \cdot \int_0^h q_s(z) \cdot dz \quad (I.24)$$

Avec : P : Périmètre de l'élément de fondation

q_s : Frottement latéral unitaire limite à la cote Z

I.6. Détermination des différents paramètres**I.6.1. Contrainte de rupture sous la pointe q_u** (Fascicule N° 62 annexe C.3.2)

$$q_u = k_p \cdot P_{le}^* \quad (I.25)$$

Avec : P_{le}^* : Pression limite nette équivalente

k_p : Facteur de portance

I.6.2. Pression limite nette équivalente P_{le}^* (Fascicule N° 62 annexe E.2.2.2)

$$P_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) \cdot dz \quad (I.26)$$

b : $\min(a, h)$, avec h = hauteur de l'élément de fondation contenue dans la couche porteuse

a : $B/2$ pour $B > 1\text{m}$ (B : largeur de l'élément de fondation).

0,50m pour $B < 1\text{m}$

$P_l^*(z)$: Obtenue en joignant par des segments de droite sur une échelle linéaire les différents P_l^* mesurés

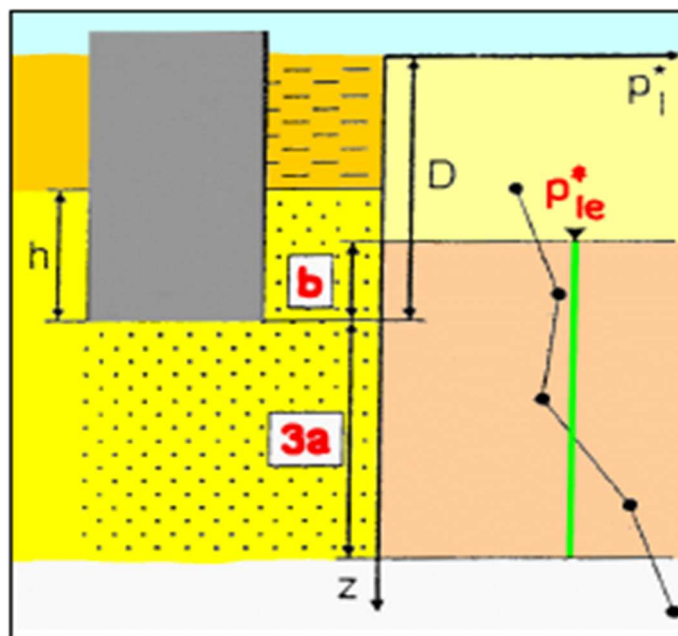


Figure I.9 : Définition de la pression limite nette équivalente ou pressiomètre

I.6.3. Facteur de portance k_p (Fascicule N° 62 annexe C.3.2)

Fonction de la nature de sol et mode de mise en œuvre de la fondation

Tableau I.9 : Valeur du facteur de portance k_p [7]

NATURE DES TERRAINS		ELEMENTS MIS EN ŒUVRE SANS REFOULEMENT DU SOL	ELEMENTS MIS EN ŒUVRE AVEC REFOULEMENT DU SOL
Argiles-limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sable-graves	A	1,0	4,2
	B	0,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes, marno-calcaires		1,8	2,6
Roche altérées		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

Classement des différents sols établi à partir des fourchettes indicatives de la pression limite (Fascicule N° 62 annexe E.1.3)

Tableau I.10 : Catégorie conventionnelles des sols [7]

CLASSE DE SOL			P_l (MPa)
Argiles, limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 – 2,0
	C	Argiles très fermes	>2,5
Sables, 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 – 2,5
	C	Compacte	>3,0
Marnes Marno-calcaires	A	Tendres	1,5- 4,0
	B	Compacts	>4,5
Roches	A	Altérées	2,5 – 4,0
	B	Fragmentées	>4,5

I.6.4. Frottement latéral unitaire limite q_s (Fascicule N° 62 annexe C.3.3)

Le frottement latéral unitaire limite q_s augmente linéairement avec la pression limite nette P_l^* , à la même profondeur. Il dépend en fait de la nature du sol entourant le pieu et du mode

d'installation du pieu. La détermination de q_s se fait à partir de la **figure I.10**. La courbe $q_s = f(P_l^*)$ est sélectionnée du **tableau I.11**.

Tableau I.11 : Choix de la couche de frottement latéral [7]

Sols	Argiles. Limons			Sables. Gravieres			Craies			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q1	Q1 Q2 (1)	Q2 Q3 (1)	-	-	-	Q1	Q3	Q4 Q5 (1)	Q3	Q4 Q5 (1)	Q6
Foré à la boue	Q1	Q1 Q2 (1)	Q1 Q2 (1)	Q1	Q2 Q1 (2)	Q3 Q2 (2)	Q1	Q3	Q4 Q5 (1)	Q3	Q4 Q5 (1)	Q6
Foré tubé (tube récupéré)	Q1	Q1	Q1	Q1	Q2	Q3	Q1	Q2	Q3	Q3	Q4	-
Foré tubé (tube perdu)			Q2 (3)		Q1 (2)	Q2 (2)			Q4 (3)			
Casing		Q1		Q1		Q2		(4)	Q2	Q3	-	
Puits (5)	Q1	Q2	Q3		-		Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6
Métal battu fermé	Q1	Q2		Q2		Q3		(4)		Q3	Q4	Q4
Battu préfabriqué béton	Q1	Q2			Q3			(4)		Q3	Q4	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 (6)	-	Q4	Q5	Q5		Q6	-	Q5	Q6		Q6	Q7 (7)

- (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 des craies, le frottement latéral limite peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.
- (5) Sans tubage ni virole foncés perdus (parois rugueuses).
- (6) Injection sélective et répétitive à faible débit.
- (7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités.

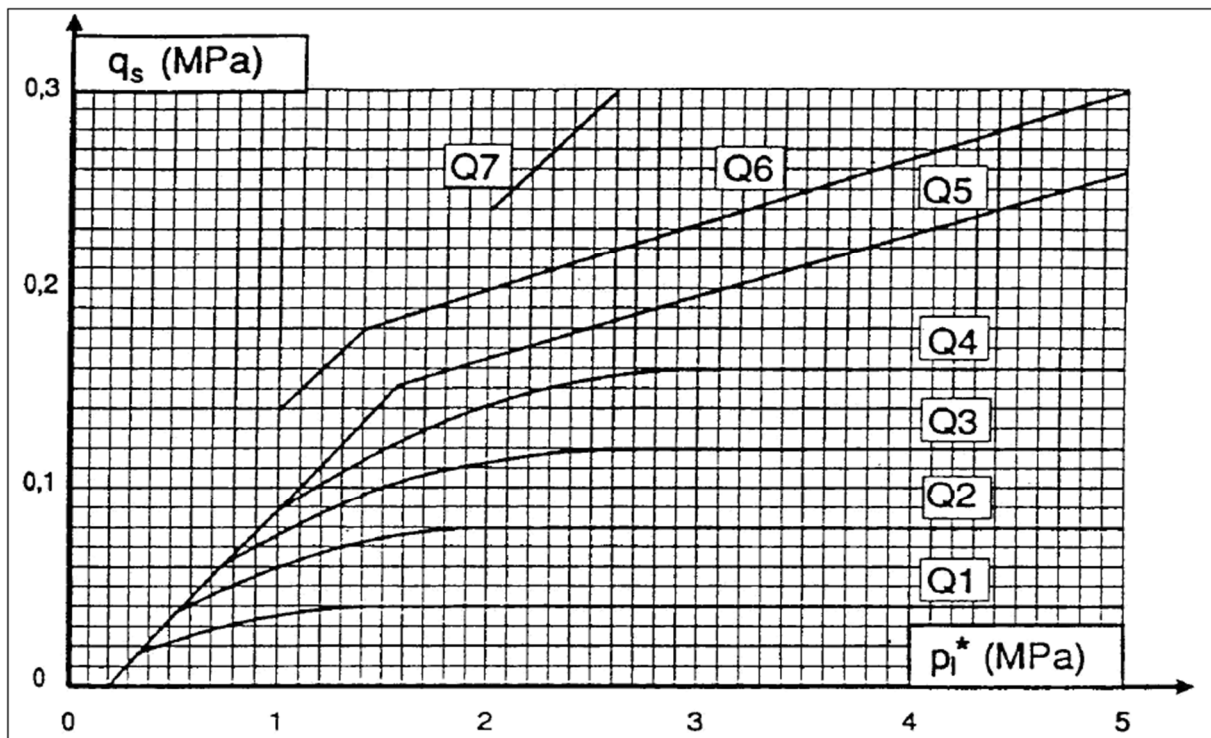


Figure I.10 : Courbes de frottement latéral

I.7. Dispositions géotechniques

a- Pieux exécutés en place et barrettes (Fascicule N° 62 texte C.5.4.)

- 1- **Dimensions** : pour les ponts-routes, la plus petite dimension transversale des éléments de fondation est supérieure ou égale à 0,60m. Elle est supérieure ou égale à 0,80m pour les pieux circulaires disposés en une seule file
- 2- **Inclinaison** : seuls peuvent être inclinés les pieux dont l'exécution est entièrement conduite à l'abri d'un tube de travail, récupéré ou non.
- 3- **Elargissement à la base** : l'élargissement de la base des pieux est interdite, à l'exception des pieux battus pilonnés ou lorsque les pieux sont réalisés à sec dans un terrain de consistance telle qu'aucun éboulement des parois ne soit à craindre.
- 4- **Distance entre axes** : la distance de nu à nu entre deux éléments de fondation voisine est supérieure ou égale à 0,75 fois la somme de leur diamètre lorsqu'il s'agit de pieux circulaires et à 0,75 fois la somme de leurs largeurs lorsqu'il s'agit de barrettes. Cette prescription a pour objectif d'éviter les désordres que la mise en œuvre d'un pieu peut causer aux pieux voisins, surtout dans le cas fréquent où leur béton constitutif est très jeune voire en deçà du phénomène de prise.

b-Puits (Fascicule N° 62 texte C.5.5)

1- **Dimensions** : les puits de section circulaire ont un diamètre supérieur ou égal à 1,20 m et les puits de section quelconque ont une largeur minimale de 0,80m et une section minimale de $1,1m^2$.

I.8. Effort parasites sur les pieux

I.8.1. Frottement latéral négatif

I.8.1.1. Description du phénomène

Pieu traversant une couche molle pour aller s'ancrer dans un substratum résistant.

Si la couche molle est surchargée (par un remblai par exemple), elle va tasser sous le poids de la surcharge.

Le sol s'enfonce par rapport au pieu (et non l'inverse).

S'il y a déplacement, il y a frottement au contact sol/pieu.

Il se développe donc un frottement latéral dirigé vers le bas, ce frottement provoque un effort de compression dans le pieu.

Les déplacements verticaux du sol (tassements) sont maximaux à la partie supérieure et diminuent avec la profondeur.

Le déplacement AA' dû au tassement de H, Déplacement CC' dû au tassement H-Z, voir **figure I.11**.

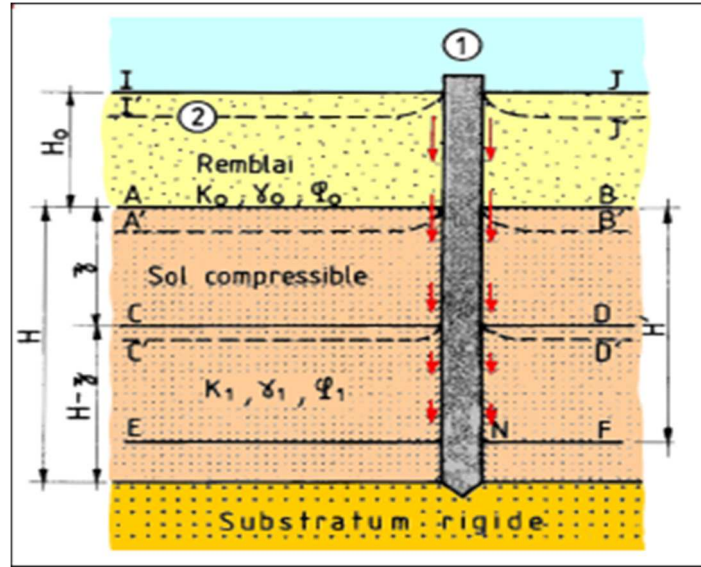


Figure I.11 : Frottement négatif sur un pieu

I.8.1.2. Méthode de calcul

a. Principe de base

1. Le frottement négatif est un phénomène lent, puisqu'il ne peut se développer qu'au fur et à mesure de la consolidation des couches compressible. Les caractéristiques effectives φ' et C'
2. Au-delà du point neutre N, le frottement négatif n'existe plus.
3. Si le pieu traverse un remblai surchargeant le sol, le frottement négatif s'exerce sur toute l'épaisseur du remblai et sur la couche compressible jusqu'en N

Calcul du frottement négatif unitaire f_n

-Soit $\sigma'_v(z)$ la contrainte effective verticale à une profondeur quelconque Z et à proximité immédiate du fût pieu

$$\sigma'_v(z) = K \cdot \sigma'_v(z) \quad (\text{I.27})$$

K : Coefficient de pression des terres au contact sol/pieu

-Si δ est l'angle de frottement sol/pieu (dépend du type de pieu et la nature du sol)

$$f_n(z) = K \cdot \sigma'_v(z) \cdot \tan \delta \quad (\text{I.28})$$

b. Calcul de la valeur maximale du frottement négatif

Le frottement négatif total F_n sur le pieu est obtenu par intégration de f_n depuis la partie supérieur du pieu jusqu'à la profondeur du point neutre

$$F_n = P [0,5 \gamma_0 \cdot H_0^2 \cdot K_0 \cdot \tan \delta_0 + (\gamma_0 \cdot H_0 \cdot H'_1 + 0,5 \gamma_1 \cdot H_1'^2) \cdot K_1 \cdot \tan \delta_1] \quad (\text{I.29})$$

P : périmètre de la section droite du pieu

Les indices 0 et 1 désignent respectivement les caractéristiques effectives du remblai et du sol compressible. Si le sol est situé sous la nappe, il faut considérer le poids volumique déjaugé

Remarque : Si le sol est sous la nappe, il faut utiliser les conditions déjaugées. Cette méthode conduit souvent à une surestimation du frottement négatif on doit considérer l'effet d'accrochage, une partie du poids des terres transmise dans le pieu par le frottement négatif mobilisé au-dessous du point considéré

I.8.1.3. Importance du frottement négatif total F_n

Le frottement négatif totale F_n s'exerce sur le pieu peut être très élevé et absorber une part prépondérante, voir la totalité de la capacité portante du pieu, afin de réduire F_n des dispositions spéciales peuvent être prises :

- Traitement de la surface des pieux battus avec des enduits à base de bitume
- Double chemisage sur une certaine hauteur

Tableau I.12 : Valeurs de $K \cdot \tan \delta$ [7]

Nature du sol	type De pieu		
	Foré tubé	Foré	Battu
Tourbe, argile et limon mous	0,10	0,15	0,20
Argile et limon fermes à durs	0,15	0,20	0,30
Sables et graves très lâches	0,35	0,35	0,35
Sables et graves lâches à peu compacts	0,45	0,45	0,45
Sables et graves moyennement compacts à compacts	0,5 à 1	0,5 à 1	0,5 à 1

I.8.2. Pieux soumis à des sollicitations non verticales

I.8.2.1. Capacité portante d'un pieu chargé horizontalement

A l'origine, les fondations sur pieux ont été conçues pour transmettre au sol les efforts verticaux dus au poids de la structure et aux charges de service. Lorsque les fondations étaient en outre sollicitées latéralement, des pieux inclinés devaient être ajoutés.

On admet maintenant que les pieux verticaux peuvent résister à des efforts horizontaux. Les efforts doivent rester inférieurs à la capacité de résistance latérale du sol, mais de plus, les déplacements du pieu ne doivent pas compromettre le fonctionnement de l'ouvrage.

Le chargement à la flexion d'un pieu est assez fréquent dans la pratique

Il existe une diversité d'approches d'estimation de l'effort horizontale limite H_l et du moment de flexion limite M_l , notamment :

-**Les méthodes théoriques** : elles sont basées soit sur la théorie de calcul des écrans rigides en poussée/butées, soit sur un mécanisme de rupture par coin. La **figure I.12** montre un passage discontinu de la pression (partie supérieure une butée, partie inférieure une contrebutée)

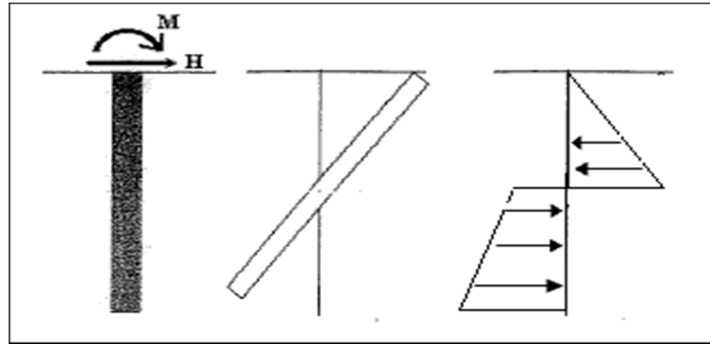


Figure I.12 : Schéma de profil de la réaction latérale limite du sol

Méthodes semi-empiriques : elles comportent un ajustement des résultats théoriques par ceux des essais sur pieux

Méthode empiriques : elles ont pour point de départ l'observation du comportement des pieux en essai de chargement latéral, telles que celles de Ménard (1962)

La méthode de Ménard est basée sur une certaine similitude entre l'expansion cylindrique de la sonde pressiométrique et le déplacement horizontal d'une section du pieu dans le sol

La **figure I.13**, montre la réaction ultime dans un sol homogène caractérisée par une pression limite P_l , est égale à $P_l \cdot B$. Ou delà d'une certaine profondeur critique D_c relative au chargement horizontale, les pressions sont à réduire par un facteur λ tel que

$$\lambda = (1 + Z/D_c) / 2 \quad (\text{I.30})$$

Ménard recommande de prendre une profondeur critique égale à 2 diamètres du pieu pour un sol cohérent et 4 diamètres du pieu pour un sol pulvérulent, une zone neutre de passage de la butée à la contrebutée, est introduite pour tenir compte de la faible mobilisation des pressions dans cette zone.

Dans le cas d'un sol non homogène la pression limite équivalente es comme suite :

$$P_{le}^* = \frac{1}{D} \int_0^D P_l^*(z) \cdot dz \quad (\text{I.31})$$

En supposant que la pointe est libre et en négligeant la zone neutre, l'équilibre statique se traduit comme suit :

- Pieux chargé par un effort seul ($M=0$)

$$H_l = \alpha_1 \cdot P_{le}^* \cdot B \cdot D \quad (\text{I.32})$$

$$Z_r / D = \left[\frac{(D_c/D)^2}{12} + 1/2 \right]^{1/2} \tag{I.33}$$

$$\alpha_1 = -1 - D_c / 4D + 2 \cdot Z_r / D \tag{I.34}$$

Z_r : Profondeur du centre de rotation (m).

B : Diamètre ou largeur frontale du pieu (m)

- Pieu chargé par un moment seul ($H=0$)

$$M_l = \alpha_2 \cdot P_{le}^* \cdot B \cdot D^2 \tag{I.35}$$

$$Z_r / D = (D_c / 8 \cdot D + 1/2) \tag{I.35'}$$

$$\alpha_2 = \frac{(D_c/D)^2}{12} + \frac{1}{2} - \left(1 + \frac{D_c}{4D} \right)^2$$

- Pieu chargé par un effort à une cote e par rapport à la surface du sol :

$$H_l = \alpha_1 \cdot P_{le}^* \cdot B \cdot D \tag{I.36}$$

Z_r / D est la solution de $(Z_r / D) + 2\beta \cdot (Z_r / D) + \delta = 0$ avec

$$B = e/D$$

$$\alpha = D_c/D$$

$$\delta = -\alpha \cdot \frac{1+\beta}{4} - (\beta + 1) + 3 \cdot \alpha \cdot \frac{1-\frac{5\alpha}{9}}{4} + \alpha + \frac{1}{2} - \frac{\alpha^2}{2}$$

$$\alpha_1 = -1 - D_c / 4D + 2 \cdot Z_r / D$$

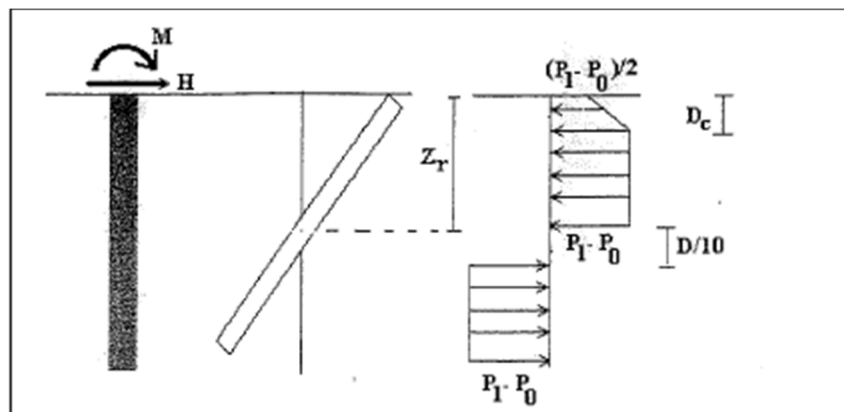


Figure I.13 : Profil de réaction horizontale limite selon Ménard

En cas où H et M agissent simultanément, on doit s'assurer que le point représentatif (M,H) dans le diagramme de la **figure I.14** est à l'intérieur du triangle limité par les axes et la droite joignant les points $(M_{adm}, 0)$ et $(0, H_{adm})$. La stabilité vis-à-vis du chargement horizontal du sol est, selon Ménard, assurée si :

$H < H_{adm} = \frac{H_l}{F_s}$ et $M < M_{adm} = \frac{M_l}{F_s}$ on prend souvent un coefficient de sécurité F_s égale à 3.

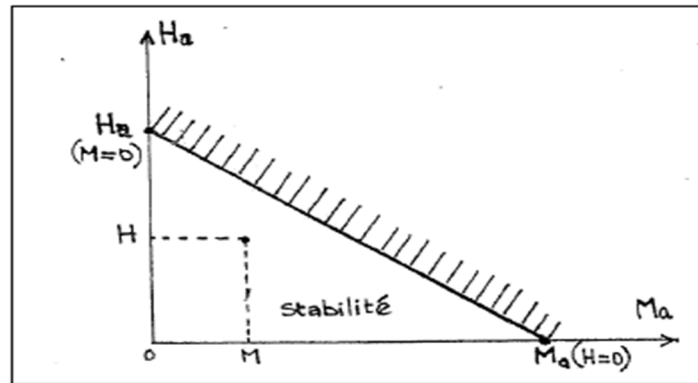


Figure I.14 : Diagramme de stabilité ou chargement latéral selon Ménard

I.8.2.2. Comportement d'un groupe de pieux

Lorsque les pieux sont suffisamment rapprochés, il ne suffit pas de vérifier la résistance d'un pieu considéré comme isolé. En effet, il arrive que la charge limite globale Q_{gu} du groupe de « n » pieux soit inférieure à la somme des charges limites des pieux du groupe Q_{ui} considérés comme isolés. Le coefficient d'efficacité C_e du groupe de pieux est défini comme suit :

$$C_e = \frac{Q_{gu}}{\sum Q_{ui}} \quad (I.37)$$

La figure I.15 montre qu'une couche compressible profonde qui n'est pas peu sollicitée par un pieu unique peut poinçonner ou tasser sous l'effet d'un groupe de pieux flottant, K.Terzaghi a montré que la répartition des contraintes en profondeur peut être estimée en assimilant le groupe à un radier fictif situé au tiers inférieur de la longueur des pieux (A'-B' sur la **figure I.15b**). Si les pieux travaillant essentiellement en pointe, le radier fictif doit être situé au niveau de la pointe (A-B sur la **figure I.15b**) pour estimer ce risque.

Aussi convient-il de vérifier la sécurité vis-à-vis de la rupture et les tassements pour le groupe de pieux.

Le pieu qui fait partie d'un groupe a un comportement différent de celui du pieu isolé.

Les modifications dont il y a lieu de tenir compte concernent : la force portante, sous sollicitations axiales, les tassements les réactions latérales et les poussées latérales du sol, le frottement négatif.

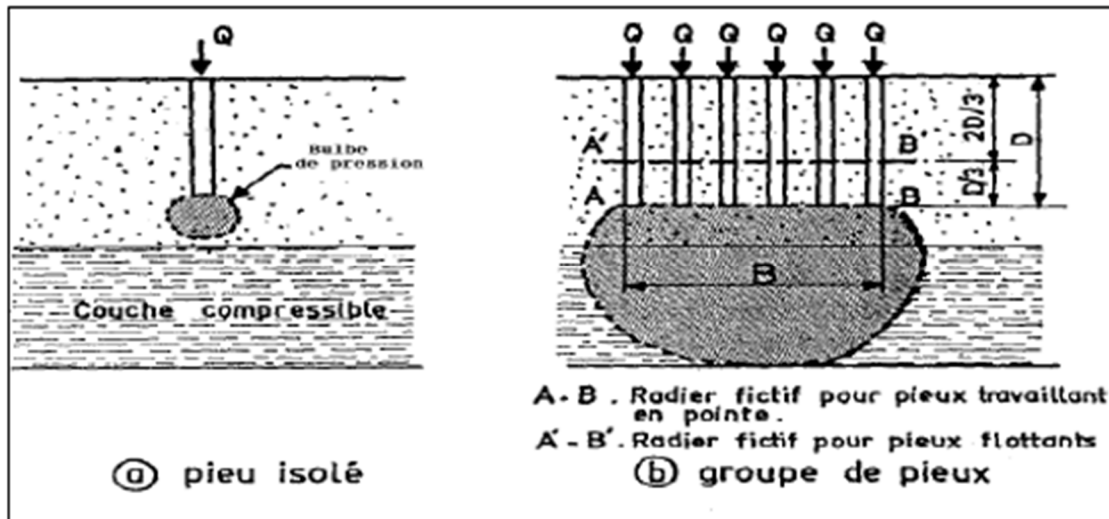


Figure I.15 : Action d'un groupe de pieux en profondeur

I.8.2.3. Formule de converse-labarre

Cette formule ne s'applique qu'à certains milieux sableux. Elle est applicable pour des pieux identiques, verticaux et régulièrement espacés.

Le coefficient d'efficacité C_e en fonction des paramètres géométriques du groupe, comme suit :

$$C_e = 1 - 2 \frac{\arctg\left(\frac{B}{d}\right)}{\pi} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \quad (\text{I.38})$$

Avec B : Diamètre des pieux

d : Entraxe des pieux

m et n sont respectivement le nombre de rangées et le nombre de pieux par rangée, cette formule montre que l'effet du groupe disparaît pour un pieu isolé ($m=n=1$) ou pour un espacement infini entre les pieux ($B/d=\infty$) en outre, dans un groupe carré de pieux ($n=m$), en augmentant l'espacement « d » de 3 à 7 diamètres, C_e augmente en moyenne de 0,71 à 0,85, soit de 20% seulement, en dépit d'une augmentation considérable dans le coût des fondations.

I.9. Conclusion

Nous avons vu dans ce chapitre une synthèse sur les différents types de pieux, leur mode d'exécution et les domaines de leur utilisation, ainsi les différentes méthodes de calcul de la capacité portante et le frottement négatif des pieux.

Cette synthèse montre que le comportement des pieux est un domaine très vaste, même si, ces dernières années il y'a eu plusieurs études et recherches sur ce sujet, néanmoins leur comportement reste très inconnu

Chapitre II

Tassement des pieux

II.1. Introduction

Lorsqu'un sol est soumis à des charges (fondations, remblais, digues, barrages, murs de soutènement, etc) il se produit des déformations dans le milieu. Comme ces charges sont le plus souvent verticales, ces déformations sont particulièrement marquées dans la direction même des forces appliquées qui s'ajoutent à la pesanteur : les déformations verticales du sol prennent alors le nom de tassement. Le mouvement peut se faire vers le bas à la suite d'une augmentation de charge ou vers le haut (gonflement). Le rabattement de nappe phréatique peut entraîner une augmentation importante de contraintes effectives dans le sol, ce qui finira par engendrer des tassements. Dans le cas des sols à grains fins

Pour concevoir des fondations de structures, il faut vérifier la valeur totale de tassement qui sollicite le calcul des trois composantes, tassement immédiat, tassement de consolidation et tassement secondaire.

Le fait que le pieu soit conçu pour transmettre les charges à un sol résistant. La rigueur exige une analyse complète de l'interaction sol/pieu dans un projet de fondation, on propose dans ce qui suit d'exposer les méthodes couramment utilisées dans la pratique d'estimation de tassement des pieux.

II.2. Tassement d'un pieu isolé

Le tassement V_0 en tête d'un pieu isolé, sous une charge de service Q_s , sert à l'évaluation du déplacement de l'ensemble de la fondation sur pieux. Dans certaines configurations pieu/sol, le tassement est faible mais il est nécessaire d'en tenir compte.

Le tassement peut être déterminé expérimentalement à partir d'un essai de chargement statique, comme on peut aussi l'évaluer par calcul en utilisant les différentes méthodes qui sont subdivisées en quatre catégories principales :

- Méthodes empiriques,
- Méthodes de la théorie de l'élasticité
- Méthodes de la théorie de transfert des charges
- Méthodes numérique.

II.2.1. Les méthodes empiriques

Permettant une estimation approximative du tassement, elles sont basées sur le nombre de constatations sur les pieux.

La recommandation de vesic (1977) pour le tassement en tête du pieu dans un sol pulvérulent :

$$V_0 = B/100 + \Delta L \quad (\text{II.1})$$

$$\Delta L = Q_s D / S E_p \quad (\text{II.2})$$

ΔL : Raccourcissement élastique du pieu

E_p : Module d'Young du matériau du pieu

D : Fiche du pieu

S : L'aire d'une section transversale

Meyehof (1956) a proposé de calculer empiriquement le tassement d'un pieu isolé, quel que soit le type de sol, comme suit

$$V_0 = \frac{B}{30F_s} \quad (\text{II.3})$$

F_s Étant le coefficient de sécurité pris généralement égale à 3.

Frank (1995) a recommandé d'estimer le tassement en tête d'un pieu sous une charge verticale d'après l'analyse des essais de chargement des pieux par le LCPC

$V_0/B=0,6\%$ pour les pieux forés,

$V_0/B=0,9\%$ pour les pieux battu.

II.2.2. Méthodes de la théorie de l'élasticité :

Dans cette méthode il existe plusieurs approches on peut citer les approches les plus utilisées comme celles de Poulos (1968), Banerjee Bullerfield (1978) et Randolph (1978) qui sont basée sur la solution fondamentale de Mindlin (1936) du problème d'une force verticale enterrée dans un massif élastique semi-infini. Le sol est considéré comme un massif élastique, le tassement en tête du pieu est :

$$V_0 = \frac{Q \cdot I_v}{E(D) \cdot B} \quad (\text{II.4})$$

I_v : Facteur de tassement et dépend de la compressibilité relative pieu/sol, $K = \frac{E_p}{E}$ de l'élanement D/B et de ν ;

$E(D)$: Module d'Young du sol à la base du pieu(MPa) ;

E_p : Module d'Young du pieu(MPa) ;

E : Module d'Young du sol supposé élastique.

Remarque :

Pour un sol homogène le module E est constant avec la profondeur par contre les sols Gibson le module E varie en fonction de la profondeur.

Randolf et Wroth (1978) ont donné une formule analytique pour le calcul du facteur de tassement I_v donnée comme suit :

$$I_v = 4(1 + \nu) \frac{1 + \frac{8 \cdot D \cdot \tanh(\mu D)}{\pi \xi \lambda (1 - \nu) \cdot B \cdot \mu D}}{\frac{4}{(1 - \nu) \xi} + \frac{4 \pi \beta}{\alpha} \frac{D}{B} \frac{\tanh(\mu D)}{\mu D}} \quad (\text{II.5})$$

Avec :

$$\beta = \frac{E(\frac{D}{2})}{E(D)}$$

$$\lambda = 2 \cdot (1 + \nu) k$$

$$\alpha = \text{Ln} \left[2 \frac{D}{B} (0,25 + 2,5 \beta (1-\nu) - 0,25) \xi \right]$$

$$\mu D = \frac{2 \sqrt{2} \frac{D}{B}}{\sqrt{\alpha \lambda}}$$

- $\xi=1$ dans le cas de sol semi infini (h infini).

- $\xi = \frac{E(D)}{E_b}$ dans le cas de présence d'un substratum élastique .

E_b : Module d'Young du sol à la base d'un substratum (MPa).

Le tableau II.1 et le tableau II.2 résume respectivement les valeurs de Facteur de tassement I_ν pour le cas d'un sol homogène et celui de Gibson

Tableau II.1 : Valeurs de I_ν dans un sol homogène $\nu=0,33$ [1]

$K = \frac{E_p}{E}$		10^2	10^3	10^4	10^6
D/B	5	0,2140	0,1910	0,1884	0,1882
	10	0,1733	0,1323	0,1280	0,1274
	20	0,1580	0,0900	0,0820	0,0810
	50	0,1660	0,0615	0,0435	0,0414

Tableau II.2 : Valeurs de I_p dans un sol de Gibson $E = m Z$ $v = 0,33$ [1]

$K = \frac{E_p}{E}$		10^2	10^3	10^4	10^6
D/B	5	0,2944	0,2609	0,2567	0,2563
	10	0,2595	0,1960	0,1890	0,1882
	20	0,2504	0,1430	0,1290	0,1274
	50	0,2693	0,1053	0,0732	0,0692

m : Pente du module d'Young du sol en fonction de la profondeur (MPa/m)

Le tassement à court terme est prépondérant, celui dû à la consolidation étant négligeable et localisé à la base de pieu.

Poulos (1980) a recommandé de calculer pour un sol non homogène ou multicouche, un module d'Young équivalent E_{eq} à cause de variation de E le long du pieu :

$$E_{eq} = \frac{1}{D} \sum E_i \cdot (Z_i - Z_{i+1}) \quad (\text{II.6})$$

E_i : Module d'Young du sol à la profondeur Z_i

Franck et Christoulas (1991) d'après plusieurs essais de chargement de pieux forés en France, montre que la corrélation entre le module d'élasticité et le module pressiométriques :

$E = 4 \cdot E_m < 60 \text{ MPa}$ pour les pieux travaillant en pointe ;

$E = 5 E_m < 50 \text{ MPa}$ pour les pieux flottants ;

E_m : Module pressiométriques.

Il est indispensable de prendre en considération le contexte géologique et le niveau de technologie des pieux (installation, essais..) de ces corrélations empiriques.

Le module d'élasticité peut se corréler avec la résistance en pointe du pieu, dans l'hypothèse d'un sol homogène.

II.2.3. Méthode numériques

Les méthodes numériques deviennent un outil puissant de modélisation des problèmes d'interaction sol/pieux par un maillage (modèle) axisymétrique formé des éléments plans. La modélisation ce fait avec des logicielles qui fonctionnent à base des éléments finis et différences finis, citons à titre d'exemple (Plaxis2D, Flac2D, Cesar et Abaqus).

Cette méthode de calcul peut être utilisée pour but d'une modélisation d'un problème géotechnique on peut citer à titre d'exemple le comportement d'un groupes de pieux, la répartition des efforts entre la semelle de liaison d'un groupe de pieux et certains aspects particuliers de l'interaction sol/pieu.

II.2.4. Méthodes de la théorie de transfert des charges

En discrétisent l'interface sol/pieu en une infinité de ressorts indépendants, reprenant les contraintes de frottement latéral τ et les pressions verticales q_p à la base du pieu, la continuité du sol est ignorée (figure II.1) .Le transfert des charges du pieu au sol se fait par le biais de ces ressorts. On suppose que les contraintes mobilisées à l'interface sol/pieu, à une profondeur donnée, sont proportionnelles au tassement correspondant telles que :

$$\tau(Z) = B_0(Z) \cdot v(Z) \quad (\text{II.7})$$

$$q_p = R_0 \cdot v(D)/B \quad (\text{II.8})$$

v : Tassement a une profondeur donnée

R_0 :Pente initiale de la courbe $q_p - v/B$

L'équilibre d'une tranche infinitésimale du pieu se traduit par l'équation différentielle suivante :

$$\frac{d^2v}{dz^2} - a^2 \cdot v = 0 \quad (\text{II.9})$$

$$a = \sqrt{\frac{4B_0}{E_p B}}$$

B_0 : Pente initiale de courbe $\tau - v$ (MPa).

Dans le cas d'un sol caractérisé par une pente initiale B_0 constant avec la profondeur, cette équation s'intègre analytiquement et le tassement en tête de pieu est donnée par :

$$V_0 = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot B} \cdot \frac{1 + \frac{R_0 \tanh(a \cdot D)}{a \cdot B \cdot E_p}}{R_0 + a \cdot B \cdot E_p \cdot \tanh(a \cdot D)} \quad (\text{II.10})$$

Dans le cas d'un pieu incompressible, la solution précédente devient, en imposant $\frac{E_p}{E} = \infty$:

$$V_0 = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot B} \frac{1}{(R_0 + 4 \cdot D \cdot B_0)} \quad (\text{II.10}')$$

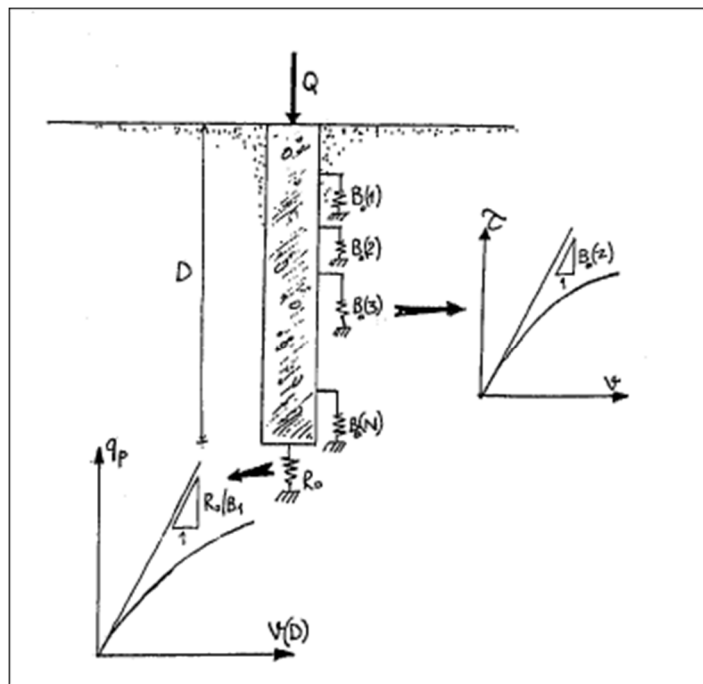


Figure II.1 : Schéma de transfert de charges d'un pieu isolé

Dans le cas d'un sol monocouche ou multicouche non homogène, où le profil $B_0(z)$ est quelconque, le sol est décomposé en ensemble de tranche suffisamment minces telles qu'on suppose que $B_0(z)$ est pratiquement constant dans un segment donnée du pieu.

Des recommandations de corrélation entre les paramètres B_0 et R_0 et le module d'élasticité du sol qui ont été avancé par certains auteur :

-Cassan (1978) qui s'est basé sur le modèle d'une sphère infiniment rigide à la pointe du pieu pour aboutir à

$$\frac{R_0}{E} = \frac{6}{1+V} \quad (\text{II.11})$$

Christoulas (1976), à la base du modèle d'un disque infiniment rigide pour la pointe du pieu :

$$\frac{R_0}{E} = \frac{32(1-\nu)}{\pi(1+\nu)(3-4)} \quad (\text{II.11}')$$

Cassan (1978) à abouti pour les pieux infiniment rigide d'après l'analyse théorique de Mindlin(1936) qui basée sur la solution d'une force verticale enterrée dans un milieu élastique infini, l'expression B_0 suivante :

$$B_0 = \frac{E}{B(1,53 \cdot \log\left(\frac{2D}{B}\right) + 0,95)} \quad (\text{II.12})$$

Christoulas (1976) a suggéré l'expression enveloppe : $B_0 = 0,45 \cdot E$ (KPa)

Frank et Zhao (1982) ont recommandé de construire les couches de mobilisation du frottement latéral ($\tau - \nu$) telles que schématisé sur la **figure II.2** avec :

$$B_0 = 2 \cdot \frac{E_m}{B} \text{ et } R_0 = 11 \cdot E_m \quad \text{pour les sols fins,} \quad (\text{II.12a})$$

$$B_0 = 0,8 \frac{E_m}{B} \text{ et } R_0 = 4,8 \cdot E_m \quad \text{pour les sols granulaires.} \quad (\text{II.12b})$$

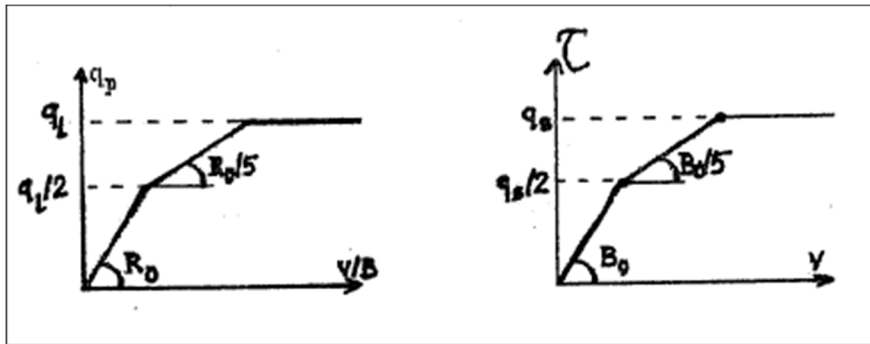


Figure II.2 : Courbes de transfert de charges selon le CCTG-93

Les courbes étant non linéaire, il est nécessaire d'effectuer un calcul itératif d'équilibre du pieu pour un effort donné. Des programmes sur ordinateur sont fournis pour traiter la théorie de transfert des charges pour tenir compte de la non-linéarité du comportement de l'interaction sol/pieu ainsi l'homogénéité du sol.

II.3. Tassement d'un groupe de pieux

Pour un groupe de deux pieux à l'aide de la théorie d'élasticité, le comportement du sol est considéré comme élastique longrine n'a aucun influence sur le sol (sol non chargé).cette théorie a été décrite brièvement par Frank(1995) et en détail par Poulos et Davis(1980),sur la base de la solution fondamentale de Mindlin(1936).ces derniers ont montré que le tassement peut s'écrire comme suit :

$$V_0 = V_0^i \cdot (1 + \alpha) \quad (\text{II.13})$$

V_0^i : Tassement du pieu isolé

α : Est un facteur d'interaction qui dépend de l'élanement D/B , de l'espacement relatif d/B , de la compressibilité relative K et de coefficient de poisson ν . Avec $\alpha = \frac{\Delta V}{V_0^i}$

ΔV : Tassement additionnel causé par pieu adjacent

Dans le cas de deux pieux, 1 et 2 le tassement est : $V_0 = V_0^1 + V_0^2 \alpha_{12}$ (II.13')

α_{12} : Coefficient d'influence du pieu 2 sur le pieu 1 (à calculer avec la longueur et le diamètre du pieu 2).

Dans le cas d'un groupe quelconque de pieu, on définit le rapport de tassement R_s par :

$$\text{Tassement du groupe des pieux} = \frac{\text{tassement moyenne du groupe}}{\text{tassement du pieu isolé sous un effort moyen}}$$

Dans le cas d'un groupe de pieux identique regroupés par une semelle rigide transmettant les efforts au sol à l'aide des pieux seuls :

$$\text{Tassement du groupe des pieux} = \frac{\text{tassement du pieu dans un groupe}}{\text{tassement du pieu isolé sous le meme effort}}$$

Les tableaux II.3 et II.4 d'après l'étude qui est présenté par Poulos (1980), représentent les valeurs de Tassement du groupe des pieux concernant un groupe de pieux, au nombre carré, et ayant le même espacement « d » entre deux pieux adjacents, installer dans un sol caractérisé par un module d'Young E . Ces tableaux sont respectivement pour le cas des pieux flottants, et ceux travaillant en pointe fichées dans un substratum.

Tableau II.3 : Valeurs de Tassement du groupe des pieux flottants

n	4				9				16				25				
K	10	10 ²	10 ³	∞	10	10 ²	10 ³	∞	10	10 ²	10 ³	∞	10	10 ²	10 ³	∞	
D/B	d/B																
10	2	1.83	2.25	2.54	2.62	2.78	3.80	4.42	4.48	3.76	5.49	6.40	6.53	4.75	7.20	8.48	8.68
	5	1.40	1.73	1.88	1.90	1.83	2.49	2.82	2.85	2.26	3.25	3.74	3.82	2.68	3.98	4.70	4.75
	10	1.21	1.39	1.48	1.50	1.42	1.76	1.97	1.99	1.63	2.14	2.46	2.46	1.85	2.53	2.95	2.95
25	2	1.99	2.14	2.65	2.87	3.01	3.64	4.84	5.29	4.22	5.38	7.44	8.10	5.40	7.25	9.28	11.25
	5	1.47	1.74	2.09	2.19	1.98	2.61	3.48	3.74	2.46	3.54	4.96	5.34	2.95	4.48	6.50	7.03
	10	1.25	1.46	1.74	1.78	1.49	1.95	2.57	2.73	1.74	2.64	3.42	3.63	1.98	2.98	4.28	4.50
50	2	2.43	2.31	2.56	3.01	3.91	3.79	4.52	5.66	5.58	5.65	7.05	8.94	7.26	7.65	9.91	12.66
	5	1.73	1.81	2.10	2.44	2.46	2.75	3.51	4.29	3.16	3.72	5.11	6.37	3.88	4.74	6.64	8.67
	10	1.38	1.50	1.78	2.04	1.74	2.04	2.72	3.29	2.08	2.59	3.73	4.65	2.49	3.16	4.76	6.04
100	2	2.56	2.31	2.26	3.16	4.43	2.05	4.11	4.15	6.42	6.14	6.50	9.92	8.48	4.80	10.25	14.35
	5	1.88	1.88	2.01	2.64	2.80	2.94	3.38	4.87	3.74	4.05	4.98	7.54	4.68	5.18	6.75	10.55
	10	1.47	1.56	1.76	2.28	1.95	2.17	2.73	3.93	2.45	2.80	3.81	5.82	2.95	3.48	5.00	7.88

Tableau II.4 : Valeur de Tassement du groupe des pieux travaillant en pointe sur un substratum

n	4				9				16				25				
K	10	10 ²	10 ³	∞	10	10 ²	10 ³	∞	10	10 ²	10 ³	∞	10	10 ²	10 ³	∞	
D/B	d/B																
10	2	1.52	1.14	1.00	1.00	2.02	1.31	1.00	1.00	2.38	1.49	1.00	1.00	2.70	1.63	1.00	1.00
	5	1.15	1.08	1.00	1.00	1.23	1.12	1.02	1.00	1.30	1.14	1.02	1.00	1.33	1.15	1.03	1.00
	10	1.02	1.01	1.00	1.00	1.04	1.02	1.00	1.00	1.04	1.02	1.00	1.00	1.03	1.02	1.00	1.00
25	2	1.88	1.62	1.05	1.00	2.84	2.57	1.16	1.00	3.70	3.28	1.33	1.00	4.48	4.13	1.50	1.00
	5	1.36	1.36	1.08	1.00	1.67	1.70	1.16	1.00	1.94	2.00	1.23	1.00	2.15	2.23	1.28	1.00
	10	1.14	1.15	1.04	1.00	1.23	1.26	1.06	1.00	1.30	1.33	1.07	1.00	1.33	1.38	1.08	1.00
50	2	2.49	2.24	1.59	1.00	4.06	3.59	1.96	1.00	5.83	5.27	2.63	1.00	7.62	7.06	3.41	1.00
	5	1.78	1.73	1.32	1.00	2.56	2.56	1.72	1.00	3.28	3.38	2.16	1.00	4.04	4.23	2.63	1.00
	10	1.39	1.43	1.21	1.00	1.78	1.87	1.46	1.00	2.20	2.29	1.71	1.00	2.62	2.71	1.97	1.00
100	2	2.54	2.26	1.81	1.00	4.40	3.95	3.04	1.00	6.24	5.89	4.61	1.00	8.18	7.93	6.40	1.00
	5	1.85	1.84	1.67	1.00	2.71	2.77	2.52	1.00	3.54	3.75	3.47	1.00	4.33	4.68	4.45	1.00
	10	1.44	1.44	1.46	1.00	1.84	1.99	1.98	1.00	2.21	2.48	2.53	1.00	2.53	2.98	3.10	1.00

II.4. Conclusion

Le principal objectif d'une opération d'un calcul analytique des pieux est de déterminer les déplacements verticaux de la fondation, à savoir qu'il n'y a pas de solution analytique exacte et disponible sur la distribution de contrainte réelle le long du pieu. Les spécialistes ont produit des solutions analytiques approchées, Au terme de ce présent chapitre, nous avons exposé les différentes méthodes analytiques dans le but de calculer le tassement d'un pieu isolé et groupe de pieux.

Chapitre III

Présentation du projet

III.1. Introduction

Dans le cadre de développement des Universités Algériennes, l'Université Mouloud Mammeri demande une étude géotechnique à pour but du construire un laboratoire de recherche commun, Le Laboratoire Central Des Travaux Publique (L.C.T.P) a pris l'étude du sol et le bureau d'étude SAZA a pris l'étude de la structure

Le projet étudié ci-après se présente sous la forme d'une construction d'un bâtiment en **R + 3** à ossature en Béton Armé réalisés en portique auto-stable et voiles.

III.2. Situation et topographie

Le site destiné à recevoir le projet est situé au sein de l'université Hasnaoua II (ex Bastos) commune de TIZI-OUZOU, wilaya de TIZI-OUZOU. il s'agit du terrain situé juste à l'entrée de l'université servant actuellement de parking des bus universitaire le terrain est caractérisé par une topographie peu prononcée, délimité en amont par un talus d'une dénivelée variable, pouvant atteindre plus de 3m à l'extrémité Nord Ouest du projet.

Les coordonnées UTM du centre du site prises par GPS sont :

X=594471 m

Y=4062031 m

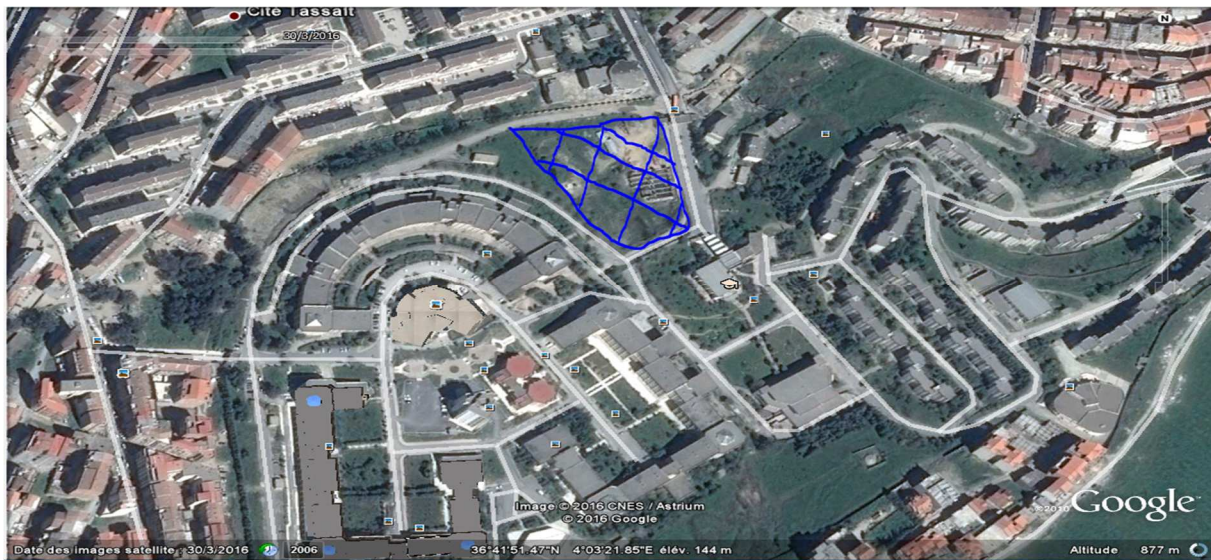


Figure III.1 : Localisation de l'assiette du projet à partir de google earth(30-03-2016)

III.3. Contexte géologique

Le site objet du présent rapport ainsi que les zones environnantes est constitués par une formation marneuse dite du sahélien, décrite comme étant des marnes argileuses bleues occupant la partie basse de la dépression de Tizi Ouzou entre l'Oued Aissi et l'Oued bougdoura

III.4. Sismicité

La wilaya de Tizi Ouzou est située dans une zone de moyenne sismicité - II.a-. La conception et la réalisation du projet devront tenir compte de la sismicité de la région et du fait se référer à la réglementation RPA 99 (addenda2003).

III.5. Résultats de L.C.T.P et SAZA

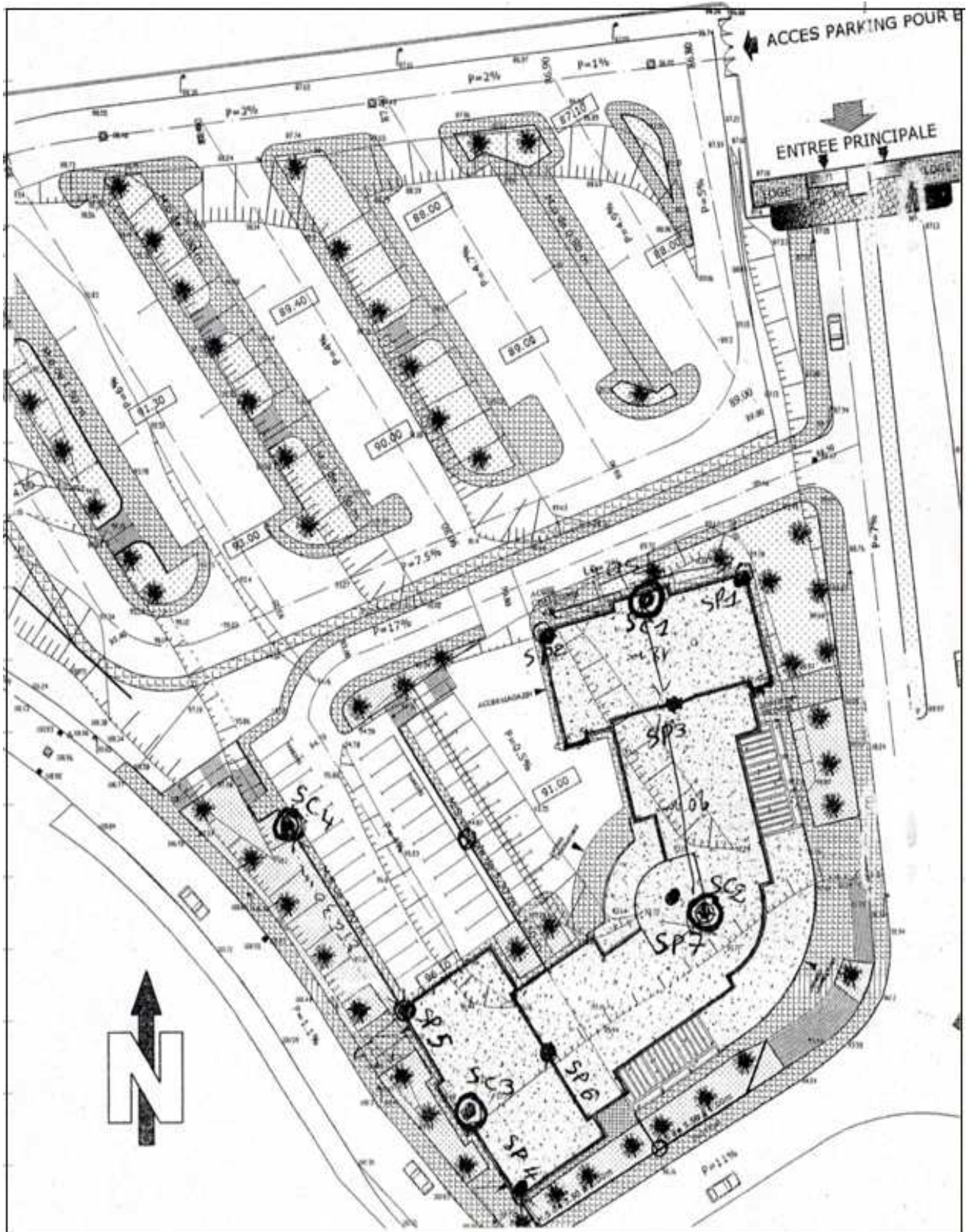


Figure III.2 : Plan du site et d'implantation des sondages (L.C.T.P 2009)

Tableau III.1 : Les résultats de sondage pressiométriques SP2 (L.C.T.P 2014)

Profondeur (m)	Module pressiométriques E(bar)	Pression limite Pl (bar)	Pression de fluage Pf (bar)	Rapport E/Pl
02.00	67.8	3.63	1.38	18.67
04.00	64.25	7.83	3.12	8.20
06.00	845	33.21	13.85	25.52
08.00	548.98	37.93	19.41	14.47
10.00	1142.05	68.99	40.95	16.55
12.00	1044.35	66.20	39.39	15.78

Tableau III.2 : Les propriétés de sol (L.C.T.P 2009)

Caractéristiques		Caractéristiques pondérale					Limites d'Atarberg			Cisaillement	
		γ_h	γ_d	W%	$W_s\%$	S_r	W_l	W_p	I_p	C_u	ϕ_u
SC1	2,60-3,00	1,96	1,52	29,39	28,96	100	68,50	31,05	37,40	0,13	12
	3,60-4,00	1,95	1,51	29,53	29,31	100				0,62	10
	5,00-5,50	1,98	1,56	27,41	27,18	100				0,82	5
SC2	3,60-3,70	1,94	1,50	29,78	29,82	99,87				0,61	16
	3,70-4,00						60,00	30,40	35,60		
	7,30-7,60	2,00	1,64	21,76	23,92	90,97				0,89	15
SC3	0,70-1,00	1,99	1,60	24,66	25,48	96,76				0,17	12
	1,30-1,70	2,01	1,61	25,02	25,19	99,32				0,30	14
	2,70-3,00	1,94	1,47	31,34	30,85	100				0,20	8
	5,20-5,70	2,25	1,95	15,58	14,30	100				2,19	8
	7,00-7,50	2,16	1,87	15,60	16,40	95,09				0,56	23
	7,70-7,80	2,18	1,92	13,51	15,01	89,99				0,84	27
SC4	9,00-9,40	2,17	1,88	15,59	16,25	95,96				1,17	14
	1,50-1,65	2,09	1,69	23,16	22,03	100				1,14	8
	3,40-4,50	2,08	1,71	21,72	21,61	100				1,26	12
	4,30-4,50	2,17	1,86	16,83	16,77	100				0,40	21
	8,40-8,70	2,23	1,98	13,13	13,61	96,53				0,71	33

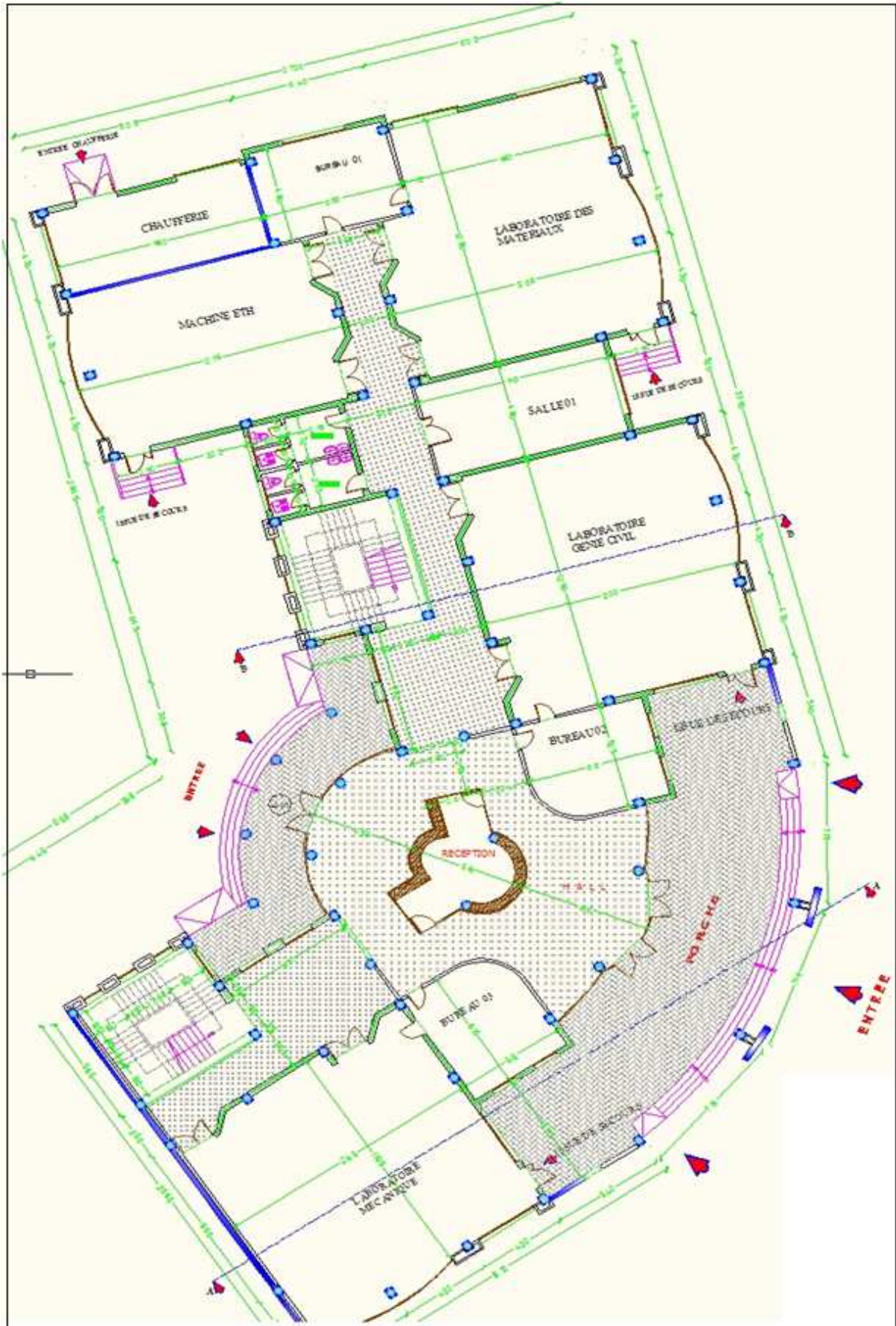


Figure III.3 : Plans d'architecture de RDC du bloc 1 (SAZA 2014)

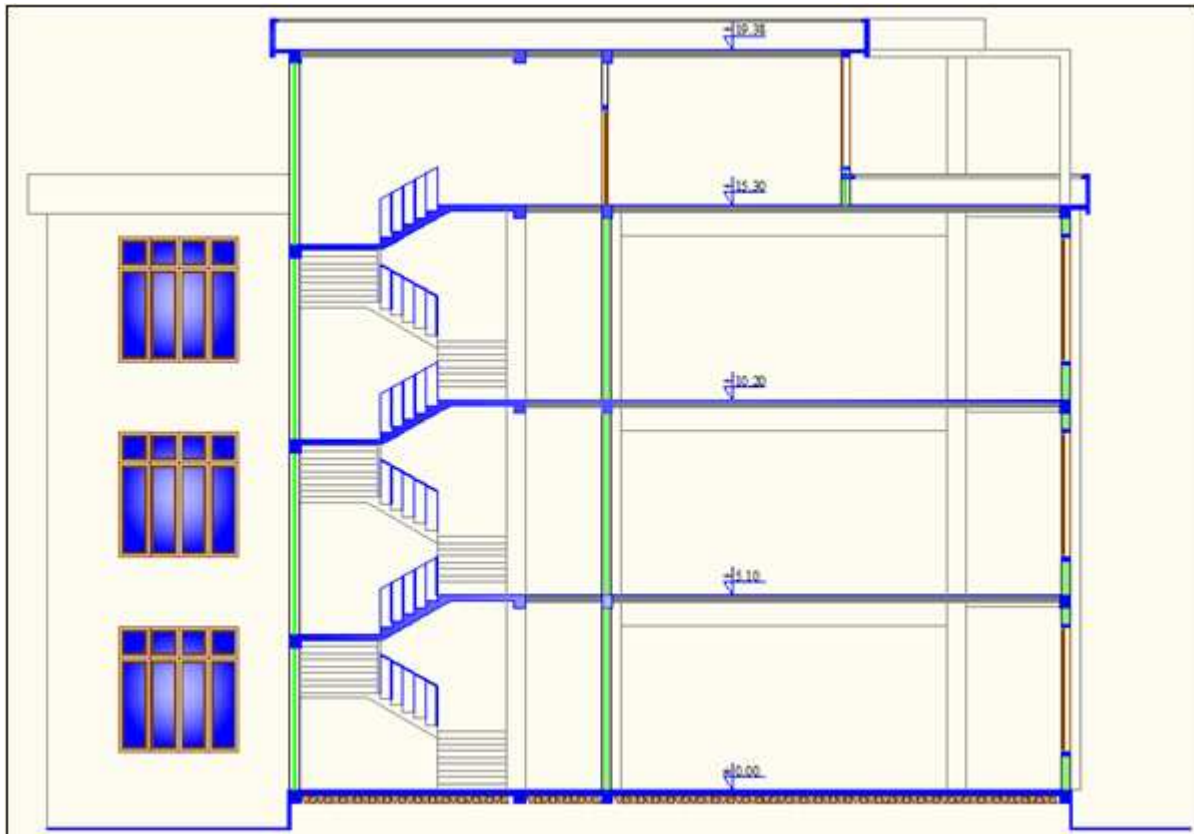


Figure III.4 : La coupe BB du bloc 1 (SAZA 2014)

III.6. Calcul des paramètres du sol

Pour calculer les paramètres nécessaires à utiliser dans la modélisation en doit utiliser certain équations

-D'après Frank et Cristoul (1991) $E = 4 E_m < 60 \text{ Mpa}$ pour les pieux travaillant en pointe

$$- K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$$

$$- G = \frac{E}{2(1-2\nu)}$$

Pour les sols $\nu=0.3$

Couche d'ancrage $> 4 \cdot B$ donc supérieur à 4,8m

Ancrage du pieu dans la couche résistante $> 2,5 \cdot B$ donc supérieur à 3 m

Tableau III.3 : Les différents paramètres du sol

	Module d'élasticité E(Pa)	Densité humide γ_h (kg/m ³)	Module de compressibilité K (Pa)	Module de cisaillement G(Pa)	Angle de frottement φ	Cohésion C (Pa)
Remblais 0- 0.6 m	$0,9 \cdot 10^7$	2000	$8,33 \cdot 10^6$	$3,38 \cdot 10^6$	30	2400
Argile limoneuse 0.6m-6m	$2,57 \cdot 10^7$	2060	$2,14 \cdot 10^7$	$1 \cdot 10^7$	10.5	71000
Argile marneuse 6m-12m	$2,195 \cdot 10^8$	2170	$1,829 \cdot 10^7$	$8,44 \cdot 10^7$	22	85000
Marne 12m-30m	$4,1774 \cdot 10^8$	2140	$3,806 \cdot 10^8$	$1,757 \cdot 10^8$	32	21000

III.6.1. Calculs des contrariantes dans le sol

$$\sigma_{yy} = \rho \cdot g \cdot h = \gamma_h \cdot h \text{ et } \sigma_{xx} = \sigma_{zz} = \frac{\sigma_{yy}}{2}$$

D'après les calculs le tableau III.4 regroupe les différentes contraintes dans le sol

Tableau III.4 : Les contraintes dans les différentes couches du sol

	σ_{yy} (Pa)	σ_{zz} (Pa)	σ_{xx} (Pa)
Remblais 0- 0.6 m	33166,7	16583,35	16583,35
Argile limoneuse 0.6m-6m	146000	73000	73000
Argile marneuse 6m-12m	267200	133600	133600
Marne 12m-30m	438400	219200	219200

III.6.2. Calcul de la porosité « n » du sol

$$\gamma_h = (1 - n) \cdot \gamma_s + n \cdot S_r \cdot \gamma_w \quad (a) \quad \text{et} \quad \gamma_d = (1 - n) \cdot \gamma_s \quad (b)$$

$$\gamma_s = \frac{\gamma_d}{(1-n)} \quad (b')$$

En remplace l'équation (b') dans (a) on obtient :

$$\gamma_h = \frac{(1-n) \cdot \gamma_d}{(1-n)} + n \cdot S_r \cdot \gamma_w \text{ donc } \gamma_h = \gamma_d + n \cdot S_r \cdot \gamma_w \text{ avec } \gamma_w = 1000 \text{Kg/m}^3$$

$$\text{On a donc} \quad n = \frac{\gamma_h - \gamma_d}{S_r \cdot \gamma_w}$$

Après les calculs on obtient les résultats regroupés dans le tableau suivant

Tableau III.5 : Les valeurs de la porosité pour chaque couche

	Remblais 0- 0.6 m	Argile limoneuse 0.6m-6m	Argile marneuse 6m-12m	Marne 12m-30m
Porosité « n »	0,40625	0,391	0,3414	0,323

III.6.3. Calculs du chargement statique appliqué sur le radier

Dans notre cas nous avons choisi la coupe la plus défavorable c'est la coupe BB du bloc 1
donc on à

$$\frac{N_{total \text{ du bloc 1}}}{surface \text{ du bloc 1}} = \frac{4845,47}{776,54} = 6,239 \text{ tonne/m}^2 = 62390 \text{ Pa}$$

III.6.3.1 Propriété du pieu

Tableau III.6 : Propriété du pieu

Φ (°)	As (cm^2)	Module d'élasticité E (t/m^2)	Inertie (m^4)	Encrage (m)	Surface (m^2)
1,00	37,70 12T20	$3,2 \cdot 10^6$	0,101736	15	1,13

III.7. Conclusion

Avant chaque projet de construction, il faut une reconnaissance globale du site ; la sismicité, la topographie, la géologie de la région donc appeler une étude géotechnique. Dans ce chapitre on a exposé le projet qu'on va modéliser par le code du calcul FLAC 2D sachant que on a utilisé les résultats de l'étude géotechnique et d'architecture pour définir le type du fondation nécessaire pour assurer la stabilité de l'ouvrage ainsi les différents paramètres nécessaires pour la modélisation

Chapitre IV

Modélisation numérique

IV.1. Introduction

Afin de mieux comprendre le comportement mécanique des sol des fondations profonds, une étude numérique a été menée dans ce présent chapitre à l'aide du code de calcul FLAC en utilisant un modèle de référence basé sur le concept de la cellule composite (sol -pieux). Les modèles numériques font appels généralement à la méthode des différences finis qui nécessite de définir un milieu fini avec des conditions aux limites en contraintes et en déplacements, et une loi de comportement pour le sol et le pieu. Cette méthode offre plusieurs avantages qu'on peut résumer comme suit:

- Modélisation géométrique simple des pieux et des sols
 - Maillages variés pour affiner des zones critiques
 - Introduction simple des paramètres de calcul
 - Modèle de l'état des déformations et des contraintes
 - Analyse des zones de plastification de chaque matériau
 - Modification des paramètres et reprise aisée des calculs pour un meilleur paramétrage
- Malgré les avantages de la méthode des éléments finis, l'utilisateur de l'outil numérique est souvent confronté aux problèmes liés à l'hétérogénéité du milieu (sol -pieux).

IV.2. Présentation de la méthode des différences finis

La méthode des différences finis traite le milieu comme un massif continu, et le présente par une grille d'éléments rectangulaire ou carré, où chaque maille(élément) est dotée des propriétés mécaniques du milieu continu équivalent. Des lois de comportement et d'interaction associés à des relations de continuité et de compatibilité inter élément permettent de décrire le comportement mécanique de ces volumes élémentaires de matériau, qui contribuent à la réponse globale du massif. Cette méthode permet de résoudre des systèmes d'équations différentielles avec conditions initiales et/ou au limites. Toute dérivée dans le système d'équation est remplacée par une expression algébrique en termes de variations intervenant dans le système d'équation (contraintes-déformations), en des lieux discrets dans l'espace. L'avantage de cette méthode est qu'elle permet de simplifier considérablement la description géométrique du milieu, ce qui facilite la mise en œuvre informatique du modèle (petit nombre de nœuds, automatisation du maillage, convergence rapide). La difficulté réside dans la détermination des caractéristiques équivalentes et la taille des échantillons à prendre en compte pour le modèle numérique soit représentative du massif réel.

IV.3. Calculs en déformations planes (2D)

L'utilisation de modèles bidimensionnels permet bien sûr de réduire considérablement les temps de calcul, mais rend surtout possible le raffinement géométrique des systèmes étudiés. Si l'une des dimensions de l'ouvrage est prépondérante (remblai de grande longueur, section courante d'un tunnel, etc.) et si toutes les autres caractéristiques du modèle (chargements, conditions aux limites, interfaces) le permettent, il est possible d'analyser l'ouvrage dans un plan. Cette analyse, dite en déformations planes, suppose que la composante du déplacement perpendiculaire au plan considéré est uniformément nulle.

L'utilisateur construit alors son maillage dans un plan, mais admet implicitement qu'il bénéficie d'une profondeur égale à l'unité. Les forces appliquées sur ce type de modèle s'expriment en Kilogramme.

En effet, pour de nombreux problèmes tridimensionnels, les maillages raffinés sont difficiles, voire impossibles à réaliser car la taille des systèmes matriciels peut très vite dépasser la capacité des ordinateurs utilisés, notamment pour des calculs non-linéaires complexes. Par

conséquent, les maillages sont fréquemment plus grossiers dans le cas tridimensionnel que dans le cas bidimensionnel et la modélisation est plus approximative.

IV.4. Présentation de FLAC

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) est un logiciel créé par [Peter Cundall en 1986] et développé par la suite par ITASCA Consulting group. FLAC est un logiciel de modélisation, développé pour les calculs de simulation en géotechnique et mécanique. Contrairement à la plupart des codes basés sur la méthode des éléments finis, il utilise une formulation explicite en différences finies, nécessitant une faible puissance de calcul, peu de ressources mémoire, mais un grand nombre d'itérations. Car il ne nécessite pas le stockage d'une matrice de rigidité globale : de grandes tailles, les équations sont reformulées à chaque pas. Le code de calcul Flac s'applique dans des domaines différents tel que :

-Thermiques.

-Dynamique.

- Statique : éléments de structure, tel que la poutre, les câbles, les poteaux et piliers.

IV.4.1. Ecriture d'un fichier FLAC

Quel que soit le problème traité, l'écriture d'un fichier exécutable sous FLAC suit les étapes suivantes :

1. Définition de ou des configurations retenues (mode de calcul) ;
2. Géométrie du problème ;
3. Choix de model de comportement et de ses paramètres ;
4. Détermination des différentes conditions initiales et limites ;
5. Spécifier les fonctions ou les variables définies par l'utilisateur ;
6. Résolution du problème.

L'organigramme donné par la figure (IV.1), montre le procédé général de résolution d'un problème géotechnique dans FLAC2D.

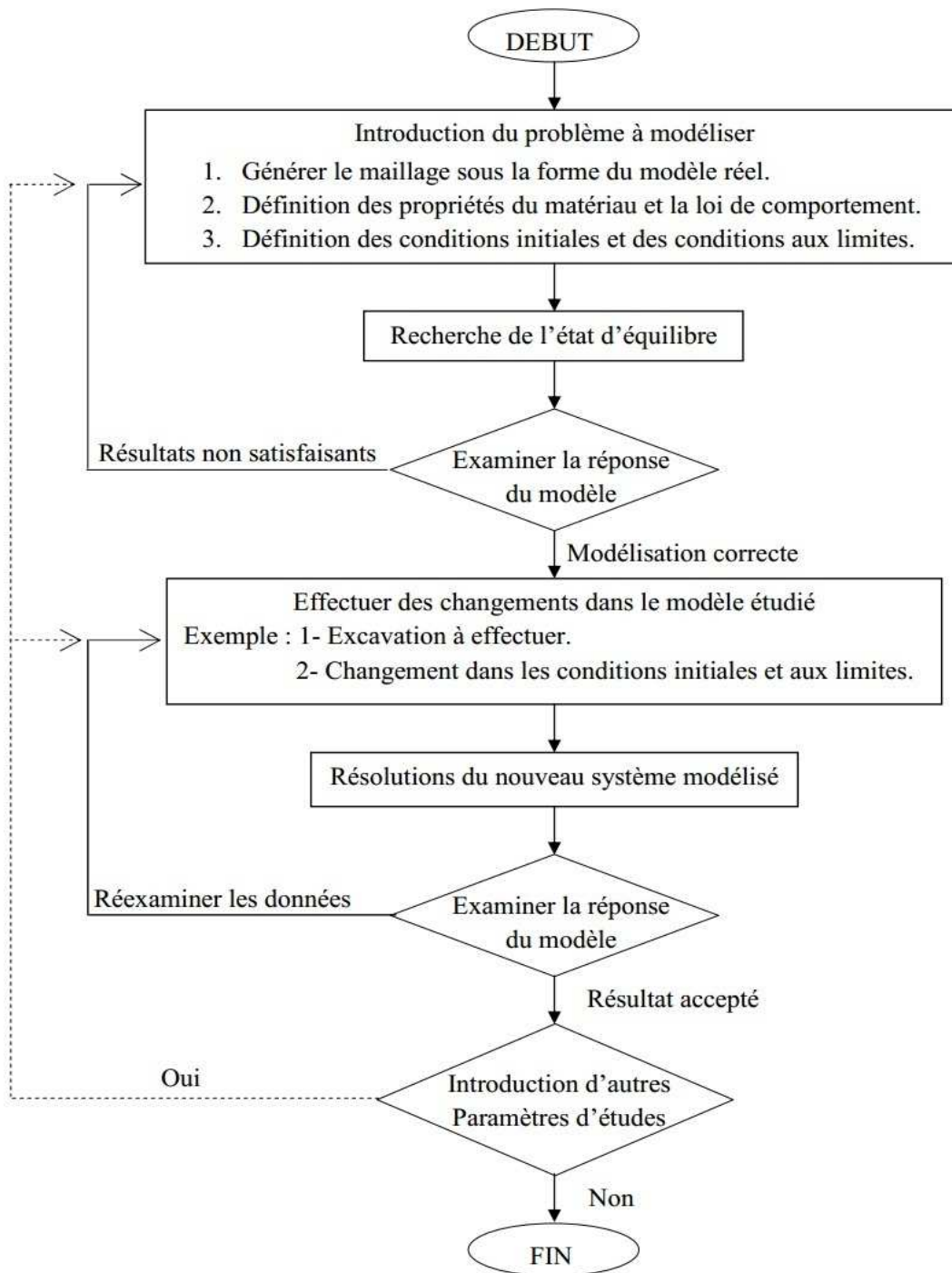


Figure IV.1 : Principe de résolution numérique des problèmes en géotechnique selon $FLAC^{2D}$

IV.4.2.Principe de calcul

La méthode de résolution adoptée par Flac consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finies. L'objectif de cette méthode est de traiter un problème statique par l'intermédiaire de la dynamique. Dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se propager et se dissiper dans le matériau environnant. Le schéma de résolution intègre ce phénomène en prenant en compte les équations dynamiques du mouvement. Le déséquilibre induit en une zone va se propager dans l'ensemble du massif. De plus, le mode incrémental de résolution du système assure la stabilité du schéma numérique puisque même si le système est instable à certains instants, les chemins de contrainte et de déformations sont respectés à chaque pas.

La **Figure IV.2** précise la séquence de calcul utilisée pour un pas de temps Δt . Dans chaque boîte, toutes les variables à traiter sont remises à jour à partir de valeurs connues qui doivent, elles, rester fixes durant la période de calcul Δt . C'est le principe fondamental de la résolution. Ainsi, le calcul de nouvelles contraintes n'affecte pas les vitesses calculées dans la boîte précédente. Cette hypothèse est justifiée par ITASCA Consulting Group (2002) en relativisant le problème : en effet, si un pas de temps Δt d'une durée assez petite est choisi, de manière à ce que l'information ne puisse pas passer d'un élément à l'autre au cours de cet intervalle de temps, des éléments voisins ne pourront pas s'influencer pendant une période de calcul. Tout ceci se base sur l'idée que la vitesse de l'« onde de calcul » est toujours supérieure à celle des ondes physiques, ce qui permet de figer les valeurs connues et utilisées pendant la durée Δt .

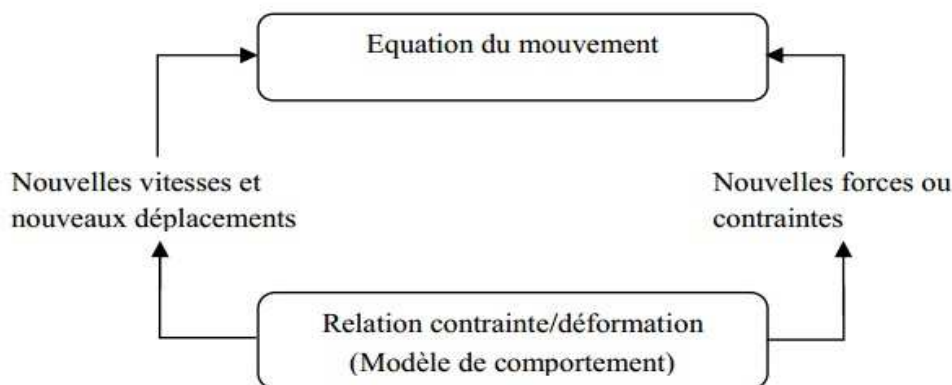


Figure IV-2 : Séquence de calcul générale (Billiaux [1993])

Les équations du mouvement sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces en jeu. Rappelons que pour un solide déformable dans un référentiel lagrangien, l'équation du mouvement de Newton est exprimée par l'équation IV.2.

V.4.2.1. Equations du mouvement

Les équations du mouvement sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces en jeu. L'équation de mouvement de Newton est donnée par :

$$m \frac{d\dot{u}}{dt} = F \quad (\text{IV.1})$$

Qui est généralisée pour un corps soli de continu, donnée par l'équation suivante :

$$\rho \frac{d\dot{u}_i}{dt} = \frac{\delta \sigma_{ij}}{\delta x_i} + \rho g_i \quad (\text{IV.2})$$

Avec,

ρ : Masse volumique

t : Temps

X_i : Composante du vecteur position

g_i : Composante de l'accélération gravitationnelle générée par les forces de volume

σ_{ij} : Composante du tenseur des contraintes

\dot{u} : Composante du vecteur vitesse nodale

Alors, le taux de déformation est dérivé à partir du gradient des vitesses et la loi de comportement est utilisée pour calculer les nouvelles contraintes.

Le taux de déformation s'écrit comme suit :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right)$$

$$\sigma_n = f(\sigma_p, \varepsilon, k)$$

Avec :

- σ_n : nouvelles contraintes
- σ_p : contraintes du cycle de calcul précédent
- ε : déformation
- k : Paramètre d'écroutissage

Ainsi formulée, la méthode de résolution implémentée dans Flac présente des avantages et des inconvénients si on tente de la comparer à d'autres méthodes bien connues telle que la méthode implicite utilisée par les éléments finis. Le Tableau 1 résume ces différences, mais nous allons quand même insister sur le fait que, dans un calcul Flac, aucune itération n'est nécessaire pour calculer les contraintes à partir des déformations, quelque soit le type de comportement envisagé pour le sol. Néanmoins un inconvénient subsiste lors de la résolution de problèmes linéaires en petites déformations. En effet, l'imposition d'un pas de temps trop petit nécessite obligatoirement un nombre de cycles de calcul important pour obtenir la solution. Il semble donc que le domaine de prédilection d'une méthode explicite soit l'étude de systèmes comprenant par exemple des non-linéarités, de grandes déformations ou des instabilités physiques. La résolution explicite constitue donc une méthode bien adaptée aux types de difficultés auxquels nous nous sommes intéressés.

IV.4.2.2. Modèles de comportement pour les sols

La loi de comportement d'un matériau est la relation fonctionnelle qui permet d'exprimer les efforts intérieurs en fonction des grandeurs cinématiques qui décrivent la déformation du milieu. La forme générale de la relation fonctionnelle est donnée comme suit :

$$\sigma_{ij} = F \varepsilon_{ij} \quad (\text{IV.4})$$

σ_{ij} : Tenseur des contraintes

ε_{ij} : Tenseur des déformations

F : Fonctionnelle

Les lois de comportement sont souvent utilisés sous forme incrémentales comme suit :

$$\delta\varepsilon_{ij} = G (\delta\sigma_{ij}) \quad (\text{IV.5})$$

$\delta\varepsilon_{ij}$: L'incrément de déformation

$\delta\sigma_{ij}$: L'incrément de contrainte

G : Fonction tensorielle

IV.4.2.2.1. Elasticité

L'élasticité correspond à la partie réversible des déformations. Le modèle élastique est le modèle de matériau le plus simple, il est caractérisé par une relation linéaire – réversible et indépendante de l'histoire des sollicitations entre la contrainte totale et la déformation (loi de Hooke). On peut citer, L'élasticité linéaire isotrope et l'élasticité non linéaire.

IV.4.2.2.1.1. Elasticité linéaire isotrope

Dans le cas de l'élasticité linéaire isotrope, le tenseur des déformations est relié au tenseur des contraintes, et la relation la plus courante est donnée par la relation de Hooke :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \cdot \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \cdot \sigma_{kk} \cdot \delta_{ij} \quad (\text{IV.6})$$

$$\sigma_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \cdot \varepsilon_{ij} - \frac{\nu}{E} \cdot \varepsilon_{kk} \cdot \delta_{ij} \quad (\text{IV.7})$$

δ_{ij} : Indice de kronecker

« E » et « ν » sont deux paramètres de l'élasticité, mais on peut les substituer par le module volumique K et le module de cisaillement G par les relations suivantes :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{IV.8})$$

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1-2\nu)} \quad (\text{IV.9})$$

IV.4.2.3. Elastoplasticité de Mohr Coulomb

En réalité, très peu de matériaux ont un comportement élastique parfait. Au delà d'un certain seuil de contraintes, tout ou partie de la déformation additionnelle est alors irréversible. En complément de la déformation élastique définie par la loi de Hooke, les modèles élastoplastiques intègrent ainsi un degré de déformation plastique permanente, caractérisé par une loi d'écoulement lorsque la surface de charge est atteinte.

La théorie de l'élastoplasticité tente de décrire le comportement non linéaire et irréversible des matériaux. Cette partie vise à présenter les notions fondamentales de la théorie de l'élastoplasticité qui sont :

- La partition des déformations: est caractérisée par la présence de déformations irréversibles en déchargement. Les déformations se décomposent en une partie élastique et une partie plastique.
- La surface de charge : qui définit le seuil de contraintes au delà duquel le comportement du matériau est irréversible.
- L'érouissage: qui permet de faire évoluer le domaine élastique.
- La règle d'écoulement plastique: qui décrit l'évolution des déformations plastiques.

IV.5. Déclaration des données dans le code FLAC 2D

IV.5.1. Générations des grilles

La géométrie des problèmes dans FLAC est définie par des grilles et points nodaux. FLAC organise les grilles et les points nodaux en mode lignes et colonnes, ils sont dispensés dans la direction horizontale exprimée en terme des « i » et dans la direction verticale exprimée en terme des « j ».

IV.5.2. Conditions aux limites

Ils présentent la possibilité de fixer les vitesses, la saturation, les pressions interstitielles ou les températures.

IV.5.3. Conditions initiales

Les conditions initiales sont les variables initiales qui sont prescrites au modèle avant n'importe quelle construction soit commencée. Elles permettent l'application de forces ponctuelles ou réparties, de déplacements, de vitesses, de pressions mécaniques, de contraintes, de pressions interstitielles, de températures, de flux d'échanges thermiques. L'état initial le plus adapté sera représenté par mesure sur le terrain (par des mesures in situ), en utilisant la commande « INITIAL».

IV.6. Simulation du projet

Dans notre étude, nous avons utilisé pour la détermination des contraintes et des déformations du site du nouveau laboratoire de recherche a bastos, le logiciel FLAC 2D, version 5.0 (FLAC 2D, [2005]). Nous avons choisi ce site car nous disposons de données suffisantes pour réaliser ce calcul numérique. Le modèle pris dans cette analyse est le modèle Mohr Coulomb, puisque c'est le modèle qui s'approche de la réalité de notre cas. Les paramètres de ce modèle sont définis à partir des résultats de l'étude géotechnique et d'architecture respectivement qui ont été mise à notre disposition par laboratoire Central Des Travaux Publique (L.C.T.P) et le bureau d'étude SAZA

IV.6.1. Le maillage

Le profil du sol a été modélisé en éléments carrés de 0.5 m en plan et en 60 x 60 mailles. Les deux coté sont fixés dans la direction horizontal « X » et les nœuds à la base du modèle sont fixés dans la direction horizontale « X » et la direction vertical « Y ». La figure IV-3. montre un exemple du maillage utilisé dans l'analyse numérique en plan.

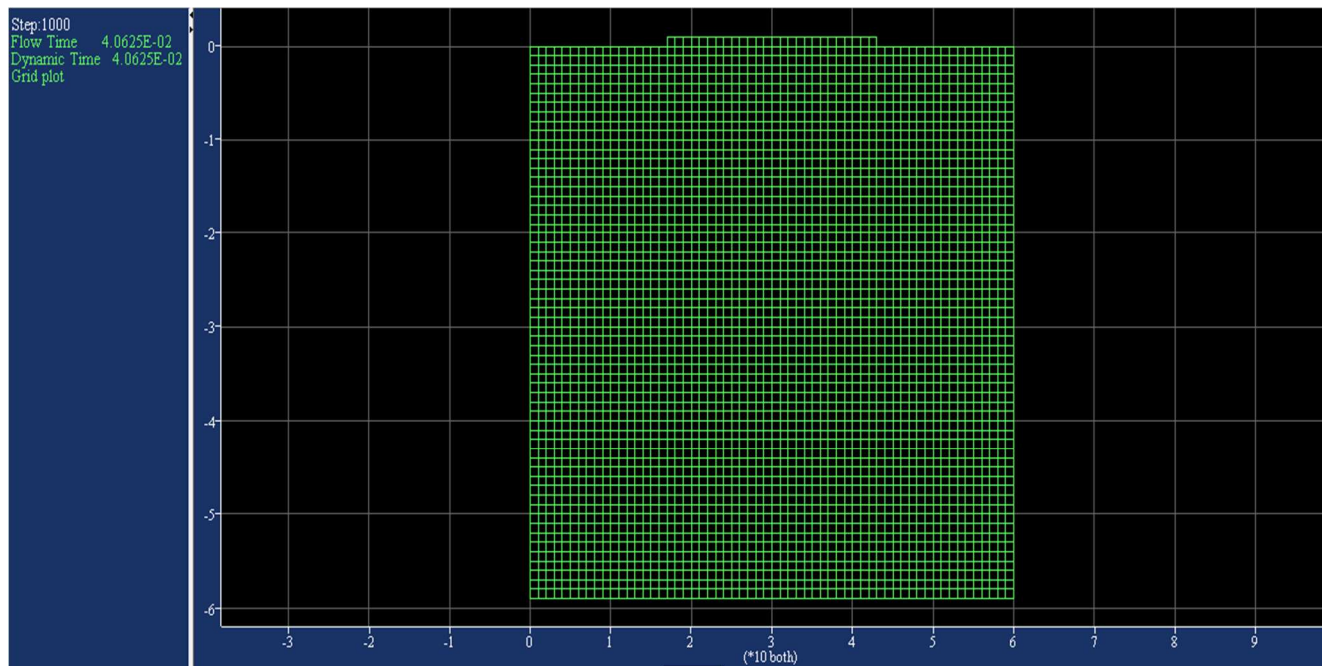


Figure IV-3 : Maillage utilisé pour la modélisation

IV.6.2. Définition des conditions aux limites et initiales

Les conditions initiales appliquées au modèle sont les contraintes présentes initialement dans le sol ; celles-ci se diffèrent selon le type du sol utilisé dans l'analyse. Elles sont calculées à partir des relations suivantes :

$$\sigma_{xx} = \rho gh \quad (\text{IV.11})$$

$$\sigma_{yy} = k_0 \sigma_{yy} \quad (\text{IV.12})$$

$$\sigma_{xx} = \sigma_{zz}$$

Avec

k_0 : Coefficient des terres aux repos

IV.6.3. Unité et convention de signe

L'unité choisie est Kg.m.s (kilogramme, mètre, seconde). Le signe négatif qui apparaît sur les courbes signifie que les contraintes et les déplacements sont inverses au repère considéré. La contrainte et le déplacement dans notre cas évolue dans le sens de la gravité.

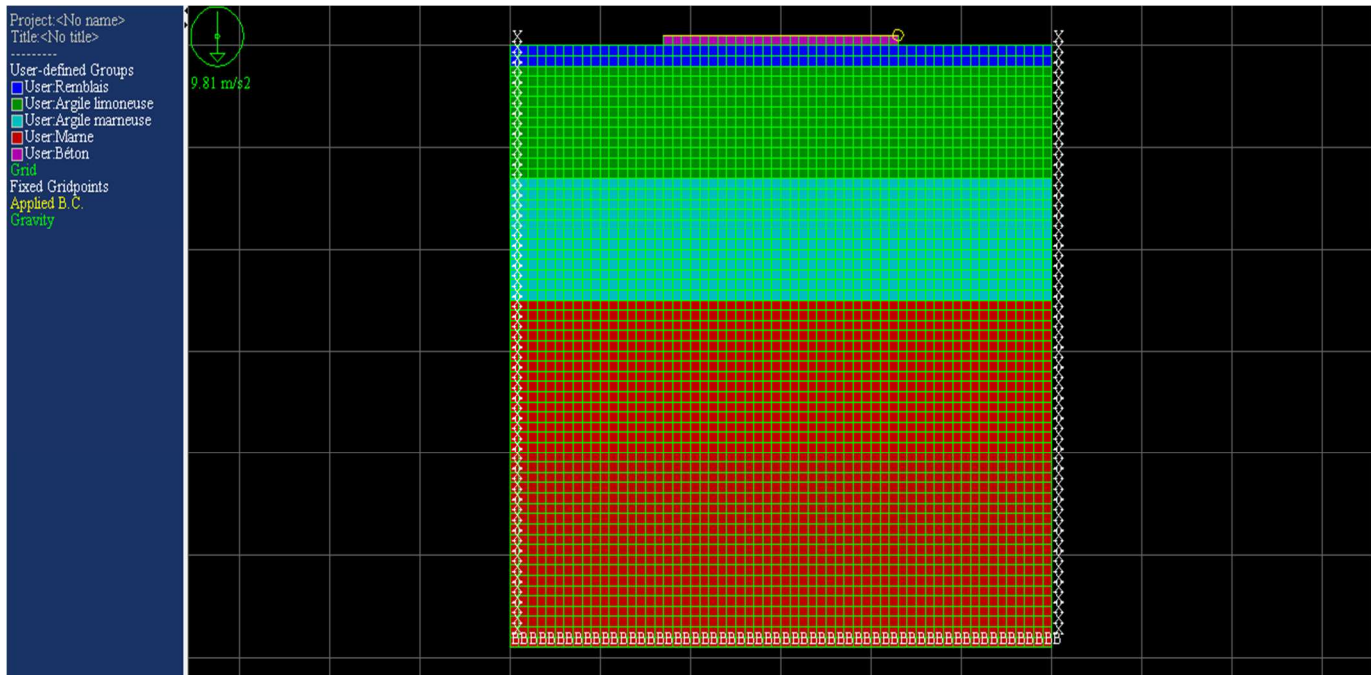


Figure IV.4 : Les différentes couches du modèle choisit

Après l'introduction du radier sur pieux figure VI.5

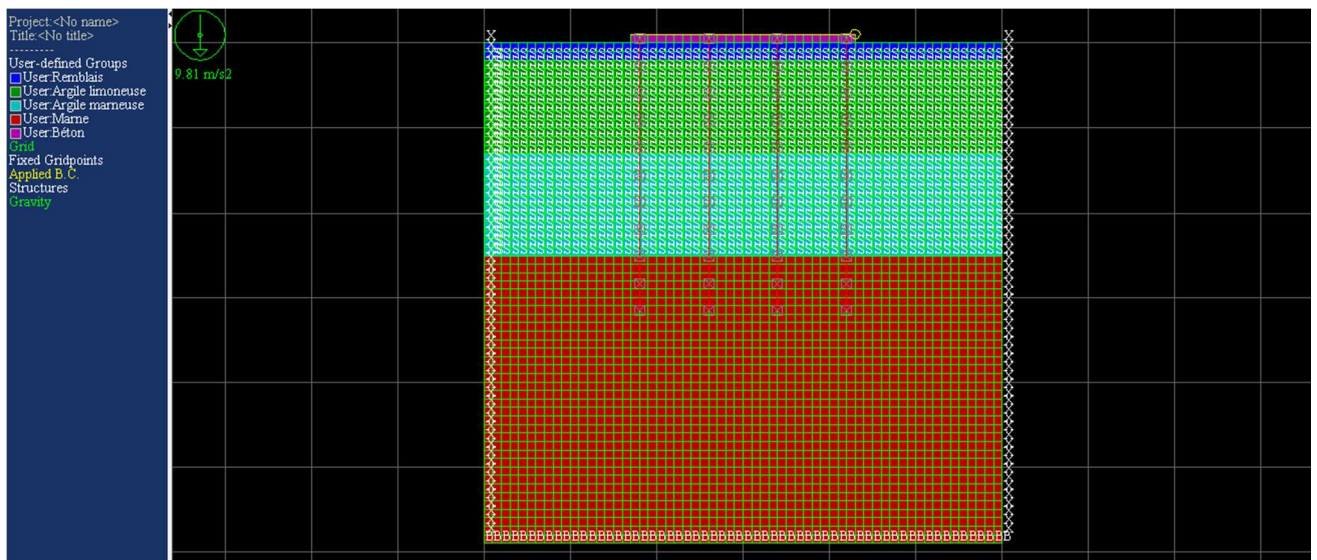


Figure IV.5 : Modèle à étudier

IV.7. Présentation et interprétation des résultats

Nous avons introduit le maillage du sol, les conditions initiales, le modèle de comportement ainsi que les propriétés à modéliser et la structure (les pieux et le radier) dans le code de calcul FLAC^{2D} qui procède la résolution des équations différentielles du système modélisé. Cela conduit à obtenir les résultats suivants :

- Déplacements des pieux et les contours déplacement du sol ;
- Les contraintes dans le sol ;
- Les moments des pieux ;
- Influence de la nappe phréatique sur le sol ;
- L'effet de la force sur le sol et les pieux après le chargement.

• Première cas : Sol sans nappe phréatique sans pieux et sans chargement.

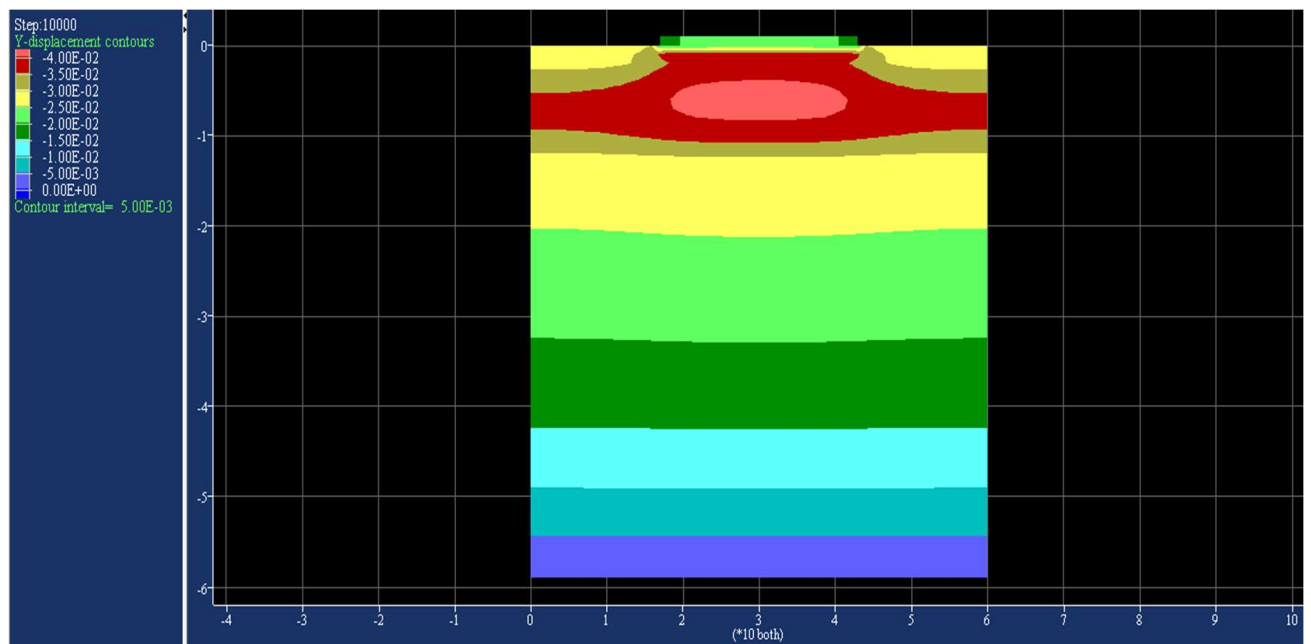


Figure IV.6 : Les valeurs du déplacement vertical du sol

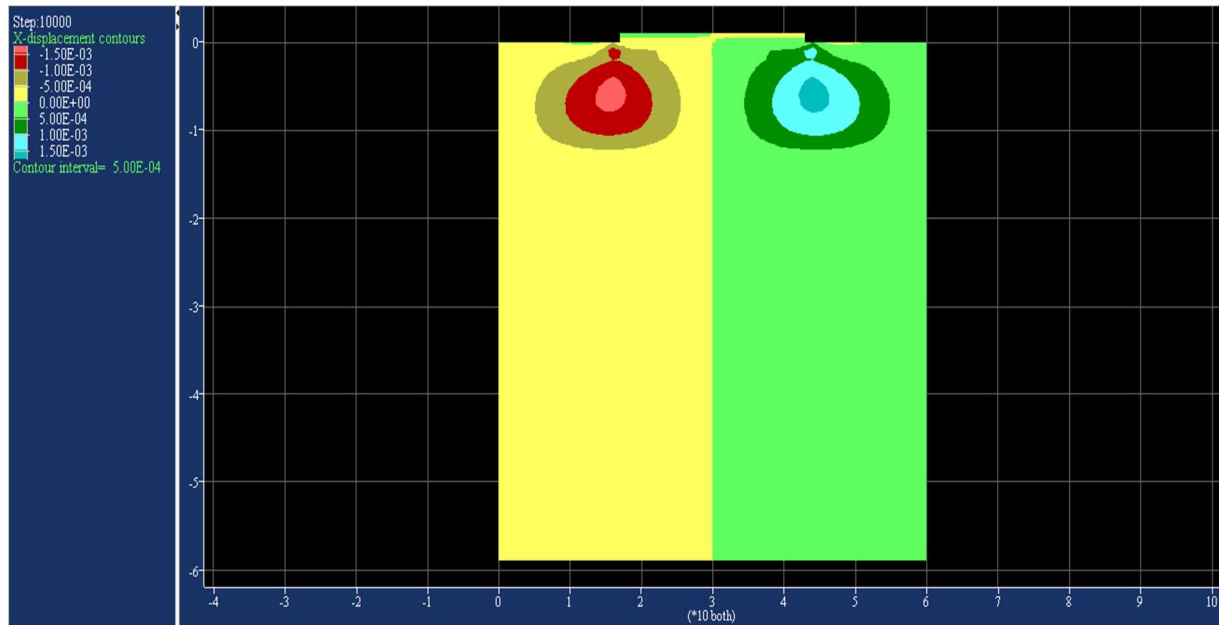


Figure IV.7 : Les valeurs du déplacement horizontal du sol

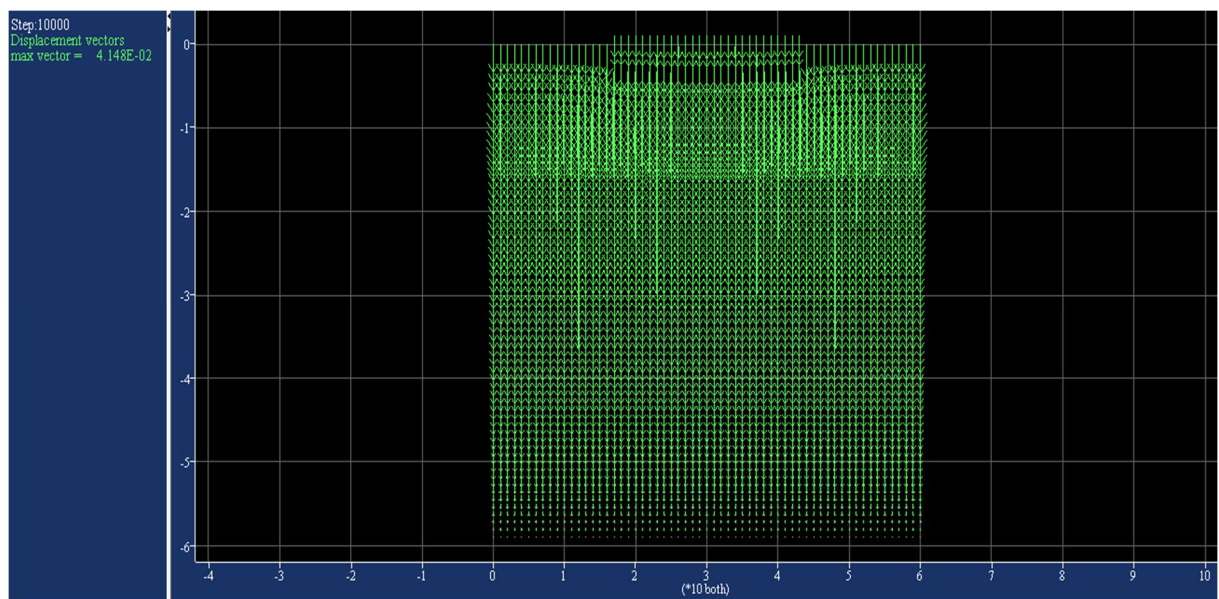


Figure IV.8 : Les vecteurs déplacements du sol

La figure IV.6 montre les valeurs des tassements. Le tassement calculé sous l'effet du poids propre du sol est de l'ordre de 4 cm pour la couche du remblai et de 0 mm à 5 mm pour la couche de la marne et entre 3.5 cm et 5 mm pour les autres couches (argile 3.5 cm et 1.5 cm à 2.5 pour l'argile marneuse). Pour le déplacement vertical dans ce cas, il est égale à 1.5 mm

- Deuxième cas : Sol sans nappe phréatique avec une force applique sur le radier

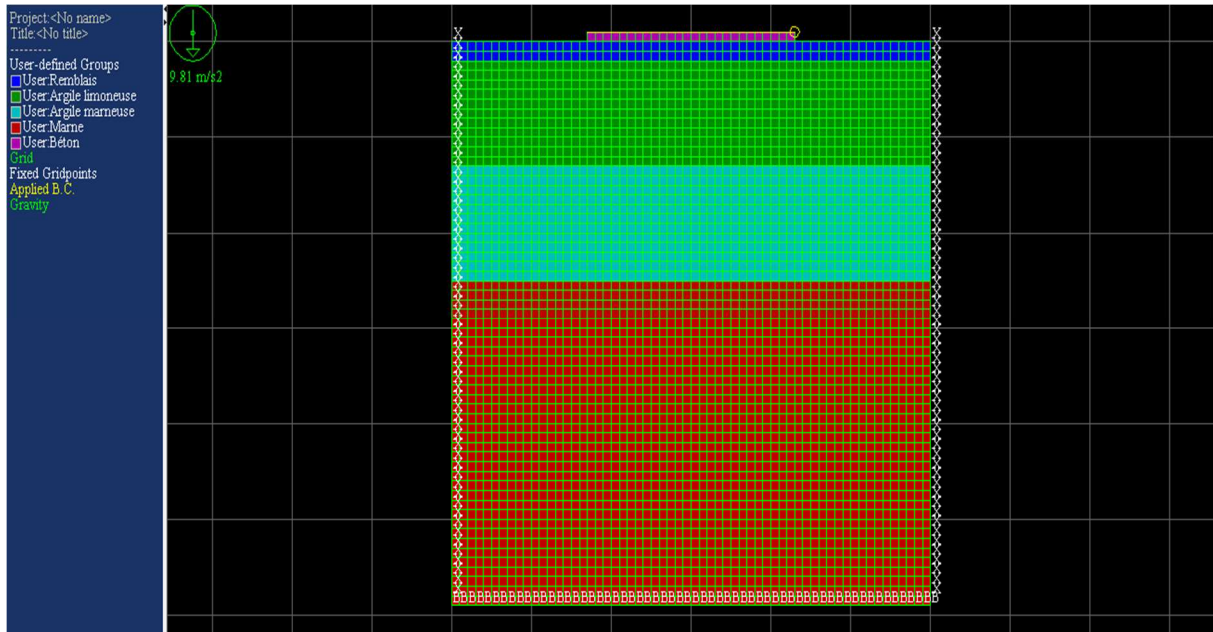


Figure IV.9 : Modèle du sol sans nappe phréatique avec une force appliqué selon FLAC

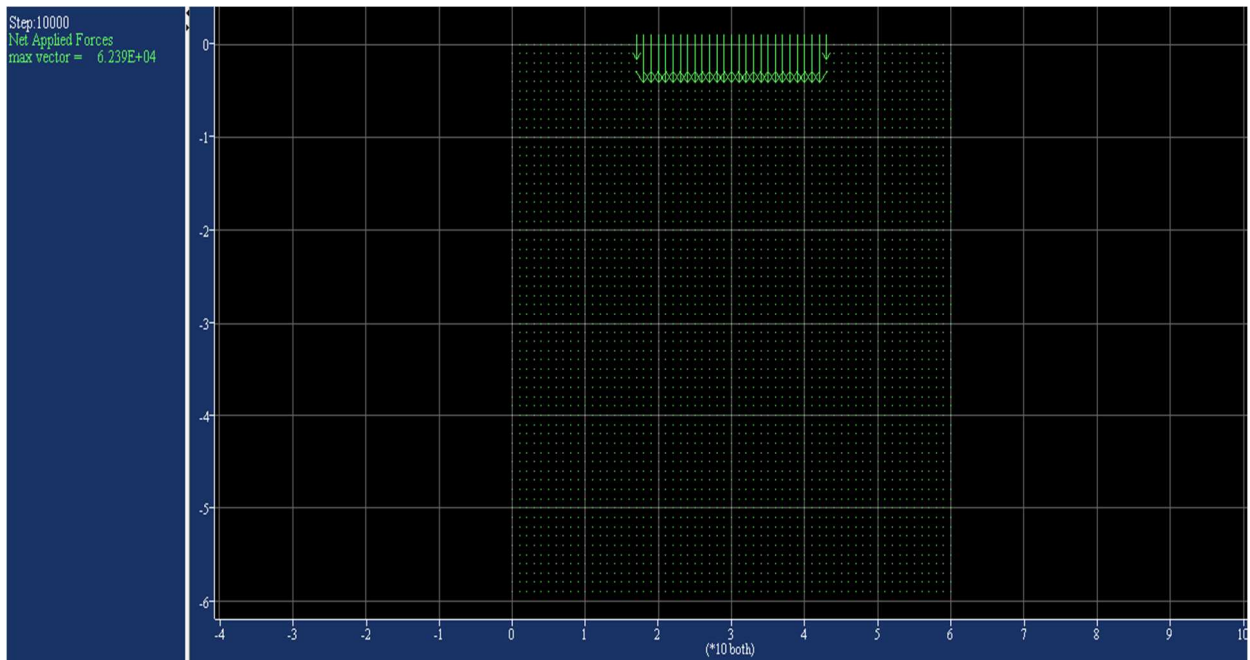


Figure IV.10 : Modèle retenu pour le chargement appliqué selon FLAC

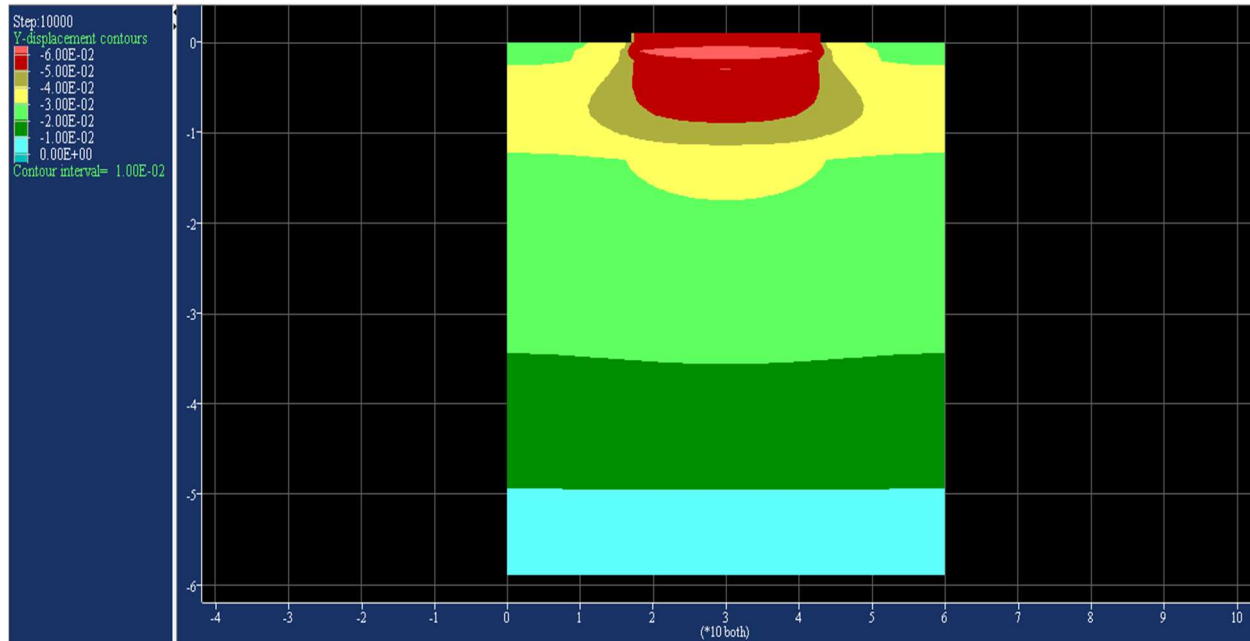


Figure IV.11 : Le déplacement vertical selon FLAC

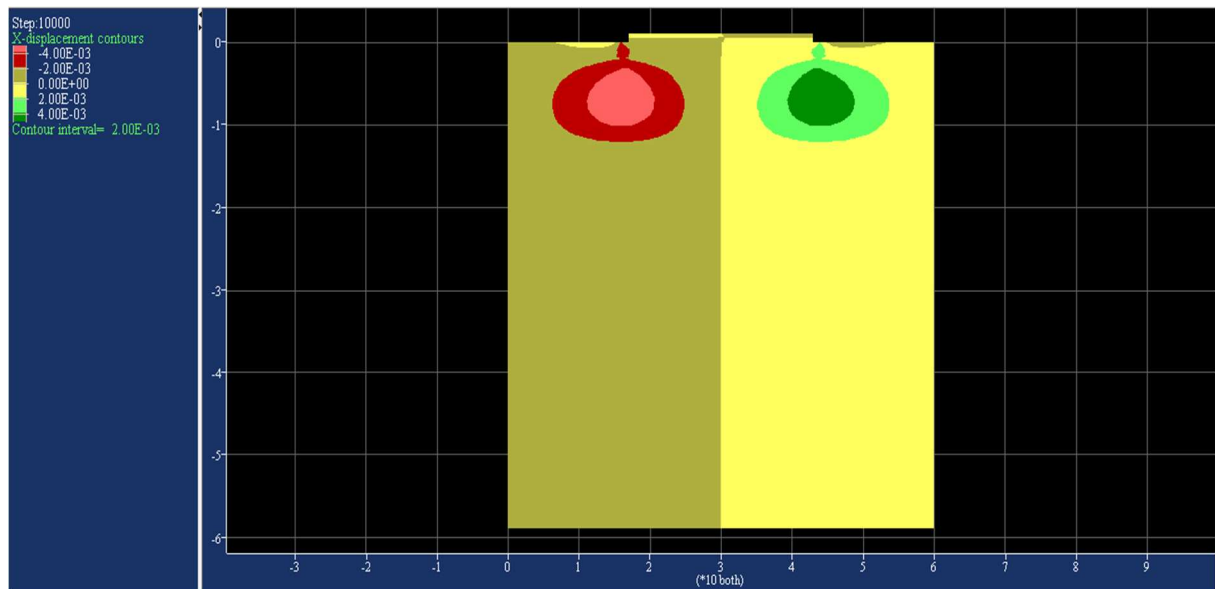


Figure IV.12 : Le déplacement horizontal selon FLAC

La figure IV.11 montre les valeurs des tassements pour un sol sans nappe et avec un chargement appliqué de $6,239 \cdot 10^4 \text{ Pa}$. Le tassement maximale selon FLAC est de l'ordre de 6 cm et on remarque que le tassement dans ce cas est important par rapport au premier cas (4cm). Pareillement, le déplacement horizontal ont augmenté à une valeur maximal de 4 mm. Ceci est due au chargement.

- Troisième cas : Sol avec introduction des pieux, sans nappe phréatique et sans force

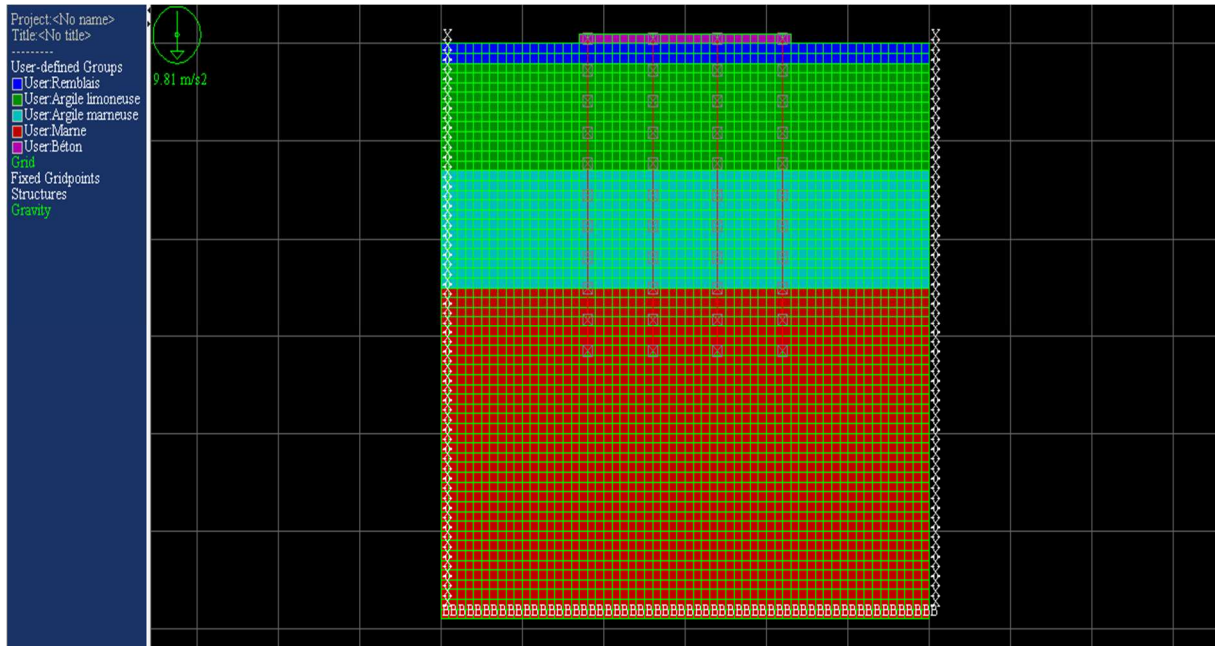


Figure IV.13 : Modèle du sol avec des fondations profondes (pieux)

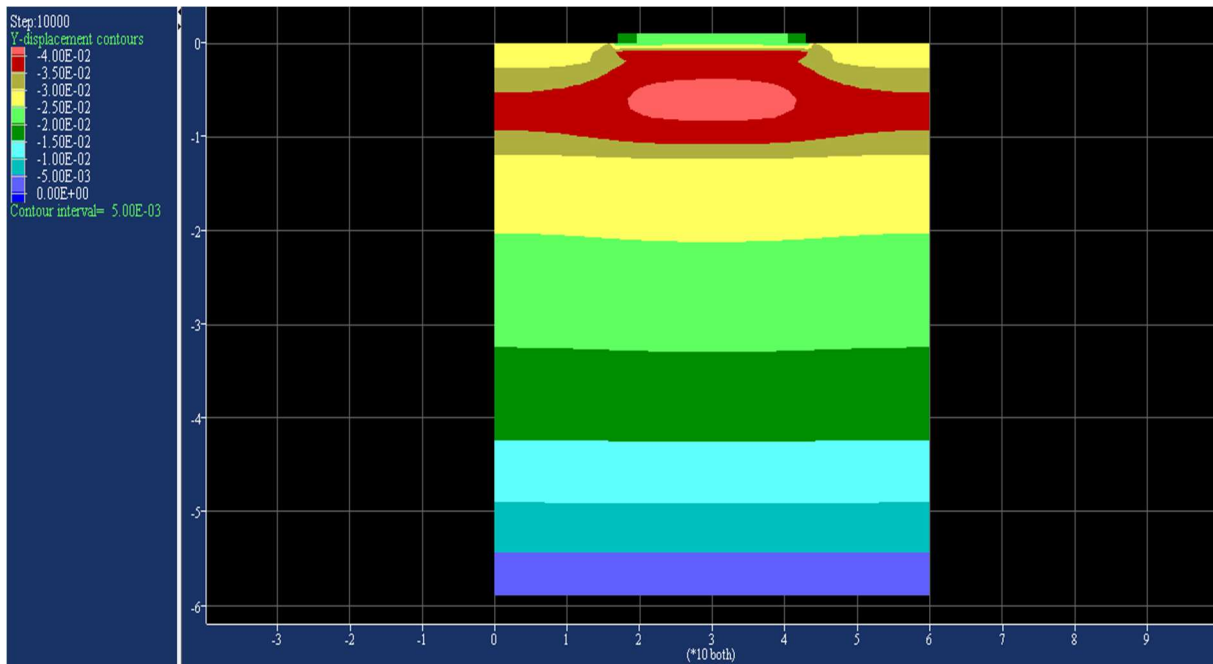


Figure IV.14 : Le déplacement vertical du sol avec pieux et charge selon FLAC

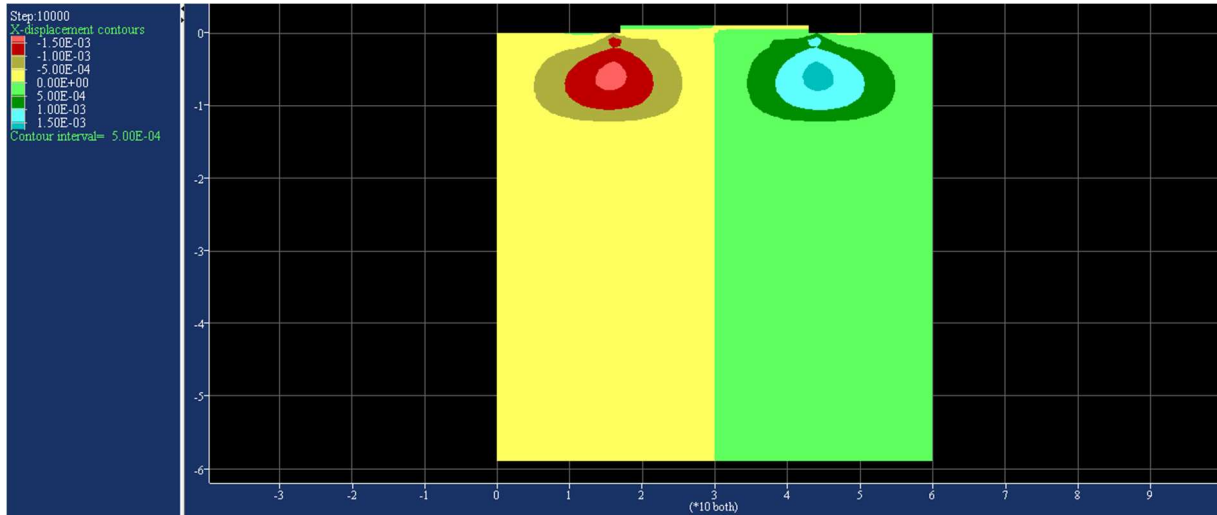


Figure IV.15 : Le déplacement horizontal du sol avec pieux et sans charge selon FLAC

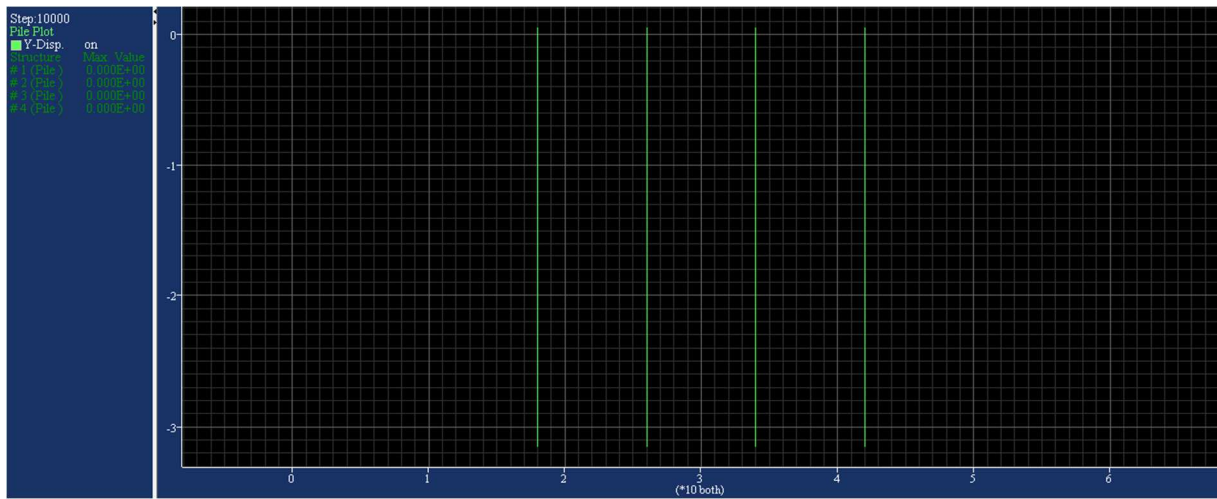


Figure IV.16 : Le déplacement vertical du pieu sans chargement selon FLAC

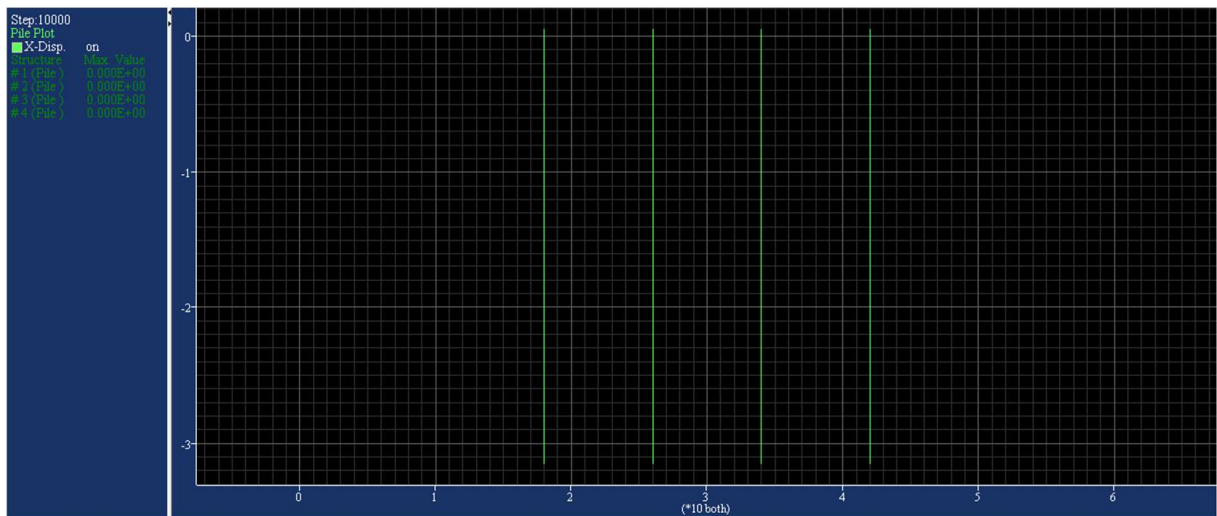


Figure IV.17 : Déplacement horizontal du pieu sans chargement selon FLAC

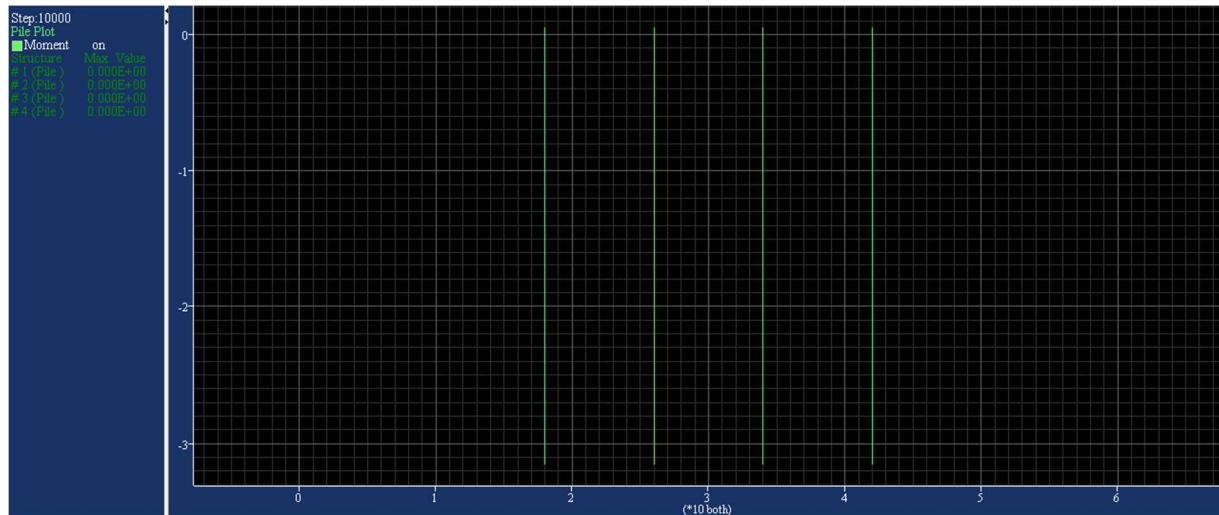


Figure IV.18 : Moment du pieu avant chargement selon FLAC

Si l'on compare les figures IV.14 et IV.15 de ce cas avec les figures du premier cas nous pouvons dire que c'est la même chose soit pour les déplacements du sol d'une manière verticale ou horizontale. Pour les pieux, il n'y a pas des déplacements dans les deux sens même pour les moments des pieux (pas de chargement).

- **Quatrième cas : Sol avec pieux sans nappe phréatique avec chargement**

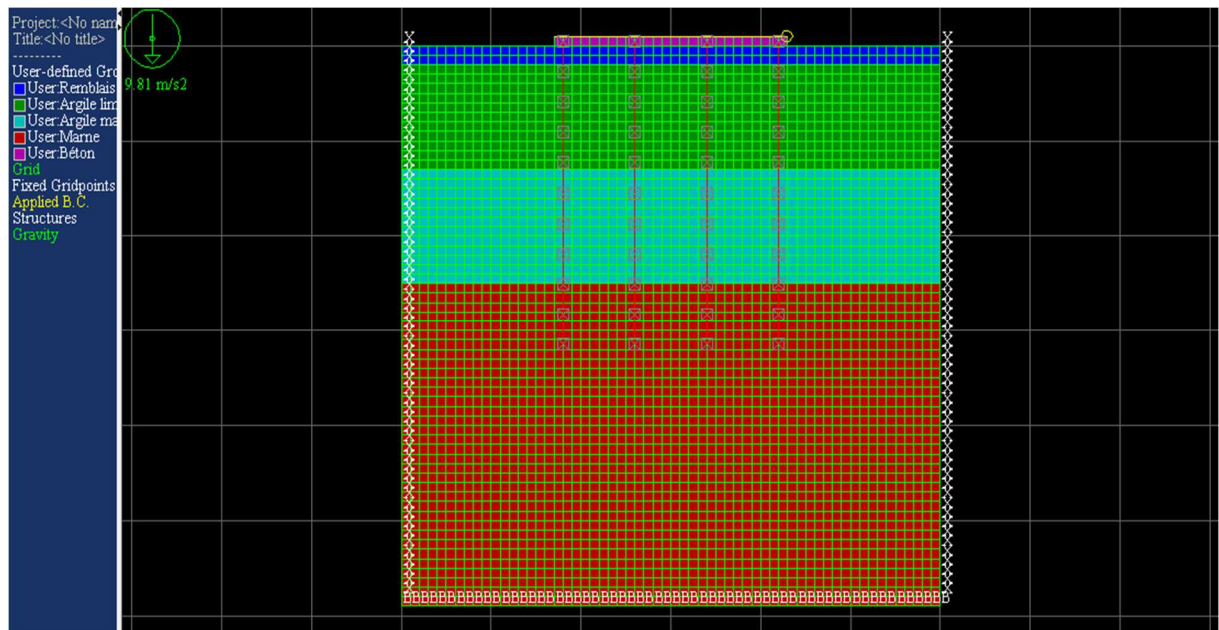


Figure IV.19 : Modèle du sol sans nappe phréatique avec chargement

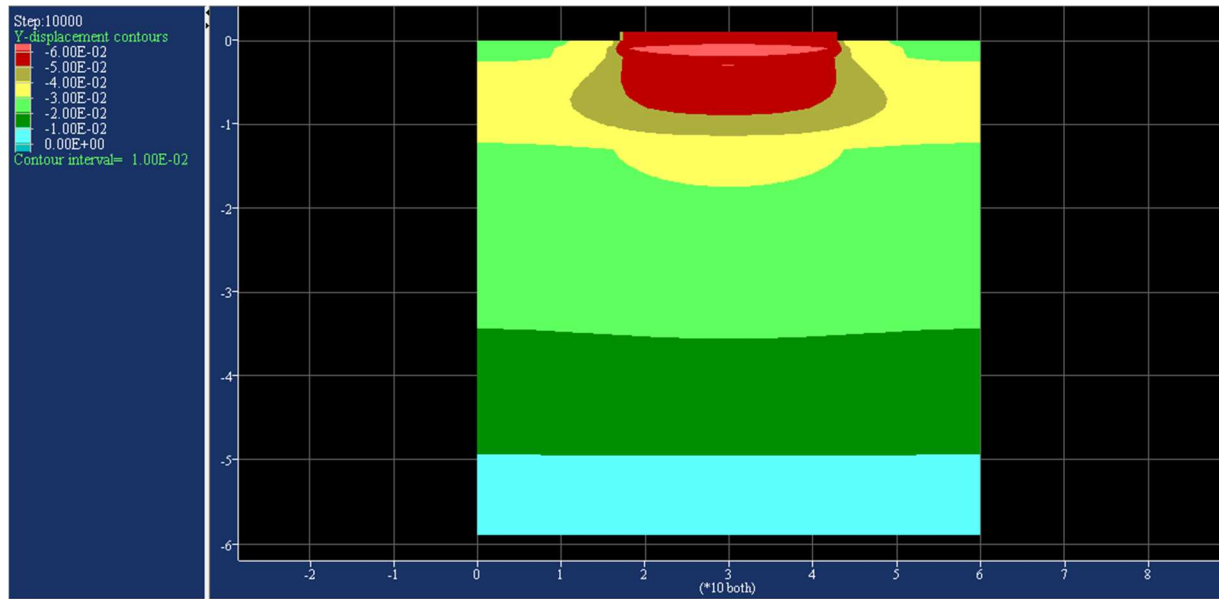


Figure IV.20 : Déplacement vertical sans nappe phréatique avec chargement selon FLAC

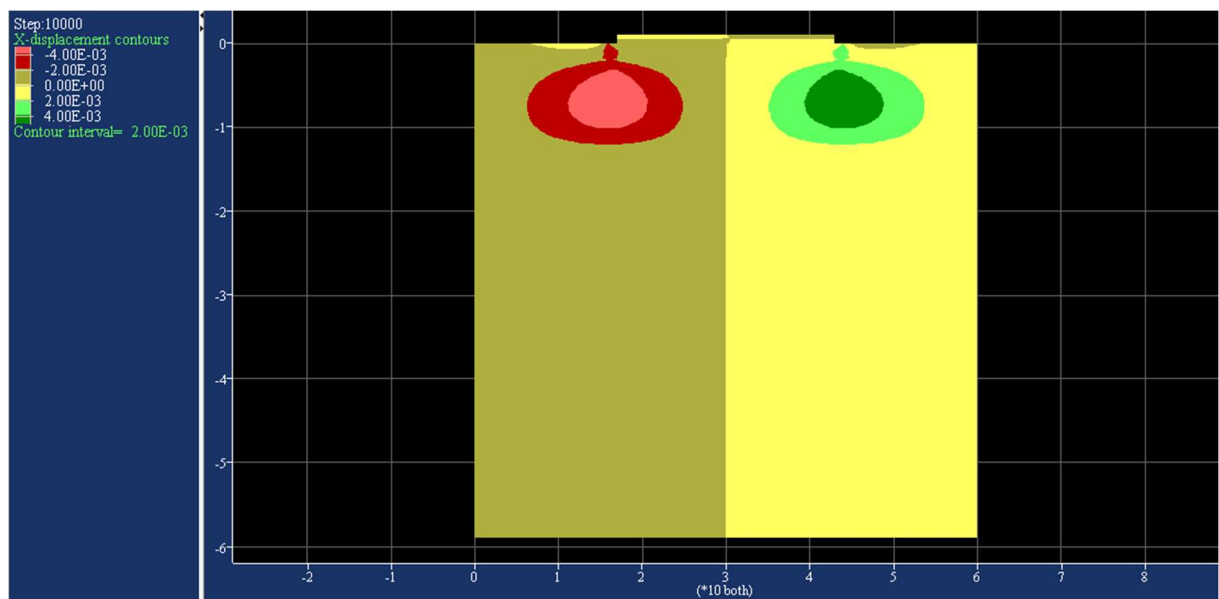


Figure IV.21 : Déplacement horizontale du sol sans nappe phréatique avec chargement selon FLAC

Les figures IV.20 et IV.21 montre que les déplacements verticaux et horizontaux du sol dans ce cas sont les mêmes que le deuxième cas, car nous avons appliqué le même chargement.

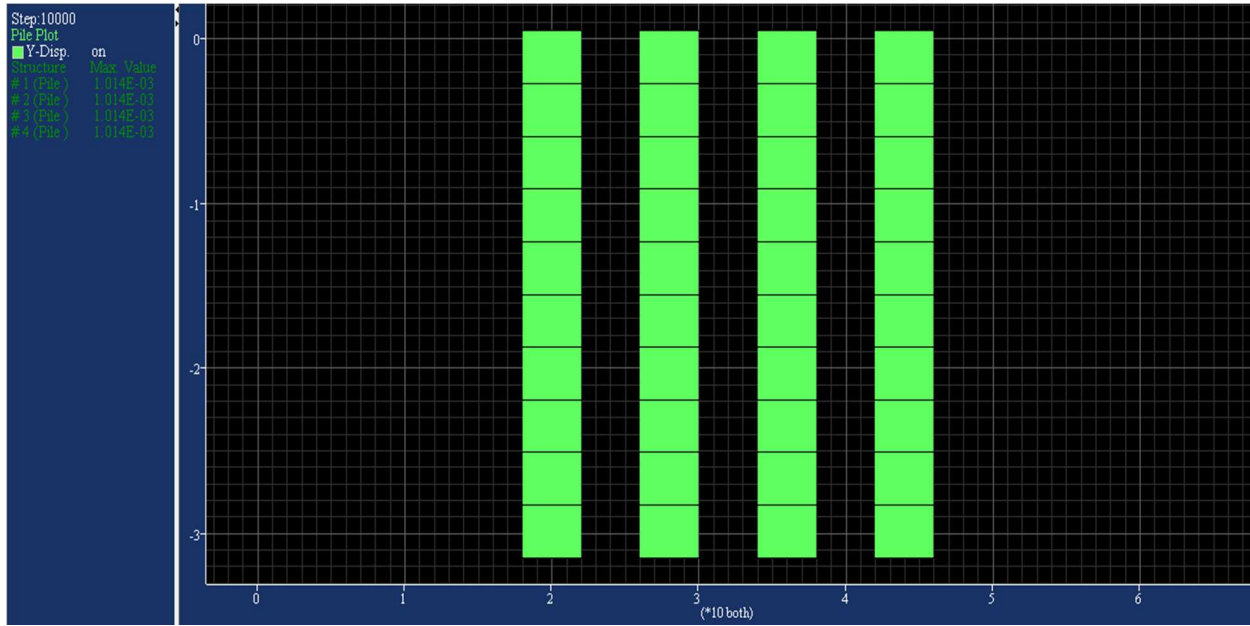


Figure IV.22 : Déplacement verticales des pieux sous un chargement selon FLAC

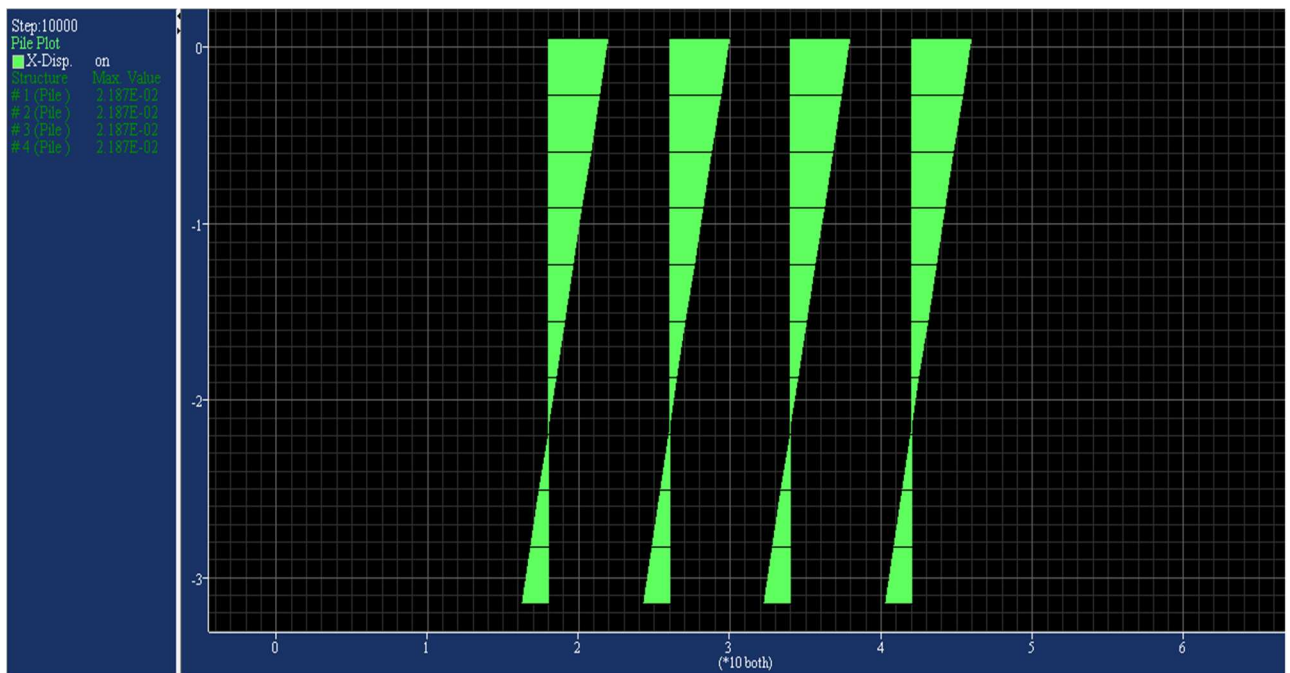


Figure IV.23 : Déplacement horizontale du pieu sous un chargement selon FLAC

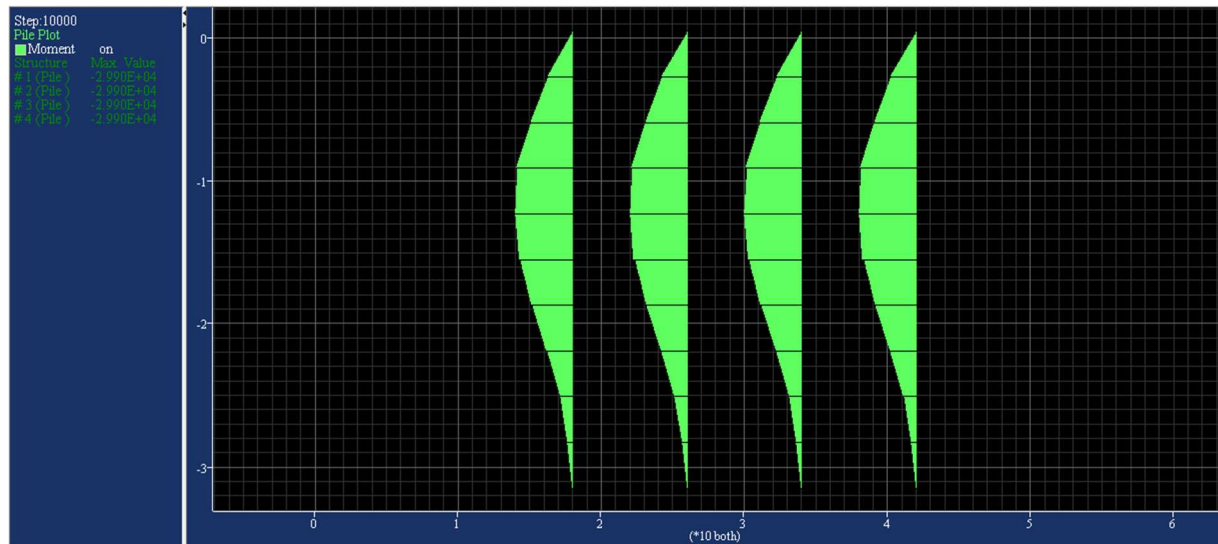


Figure IV.24 : Les moments fléchissant des pieux selon FLAC

Après le lancement du calcul, les figures IV.22 et IV.23 et IV.24 représentent respectivement le tassement des pieux, les déplacements horizontaux et les moments fléchissant. Après application d'une pression égale à 6.239 E4 Pa/m^2 , le tassement des pieux est égal à une valeur maximale de 1.01 mm. Pareillement pour les déplacements suivant la direction X, sont aussi important

- **Cinquième cas : Sol pieux avec une nappe phréatique à 0.6m de profondeur et sans force appliquée**

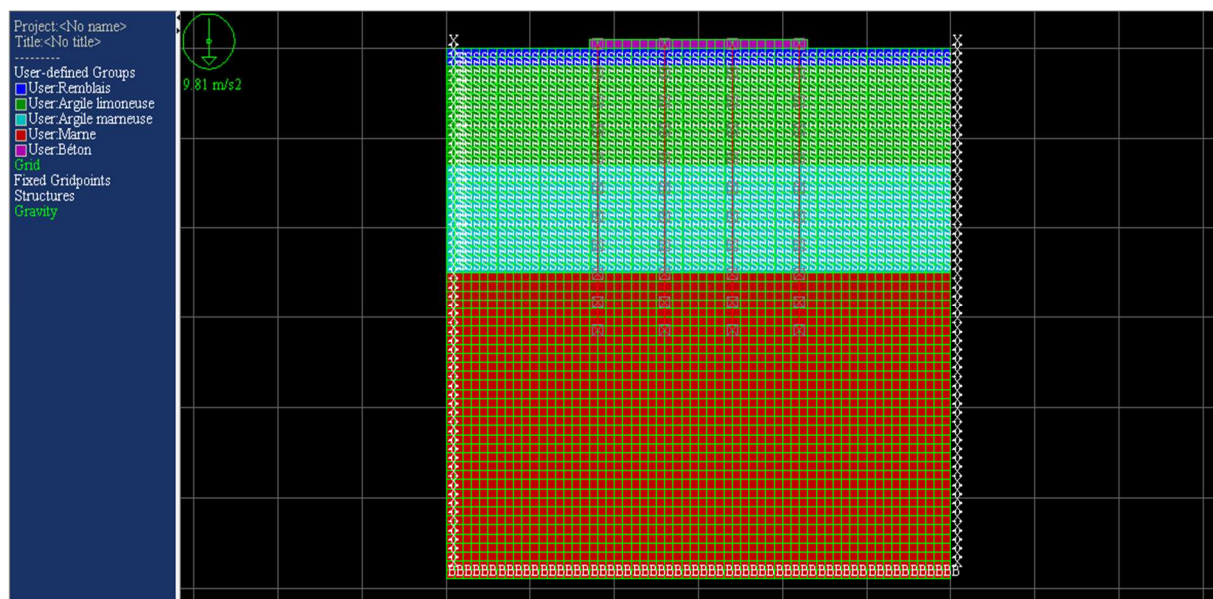


Figure IV.25 : Modèle localisation du la nappe à 0.6m

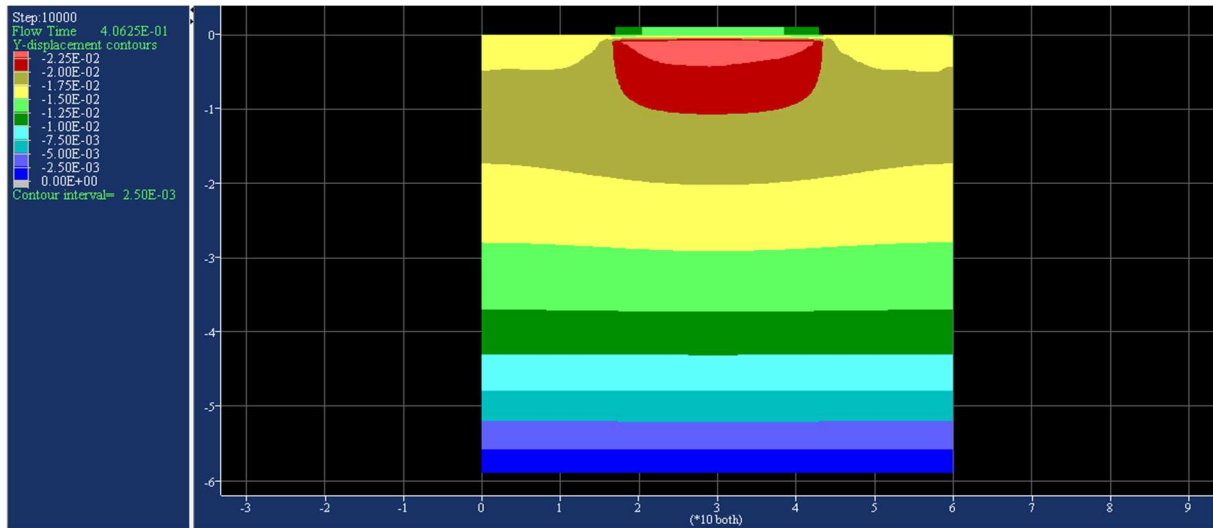


Figure IV.26 : Déplacements vertical du sol a la présence de nappe phréatique selon FLAC

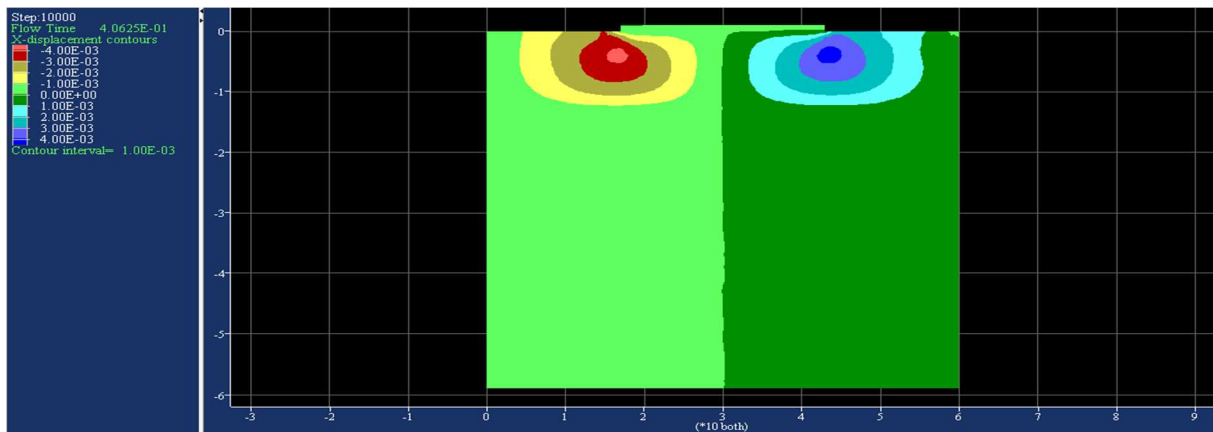


Figure IV.27: Déplacements horizontale du sol a la présence de nappe phréatique selon FLAC

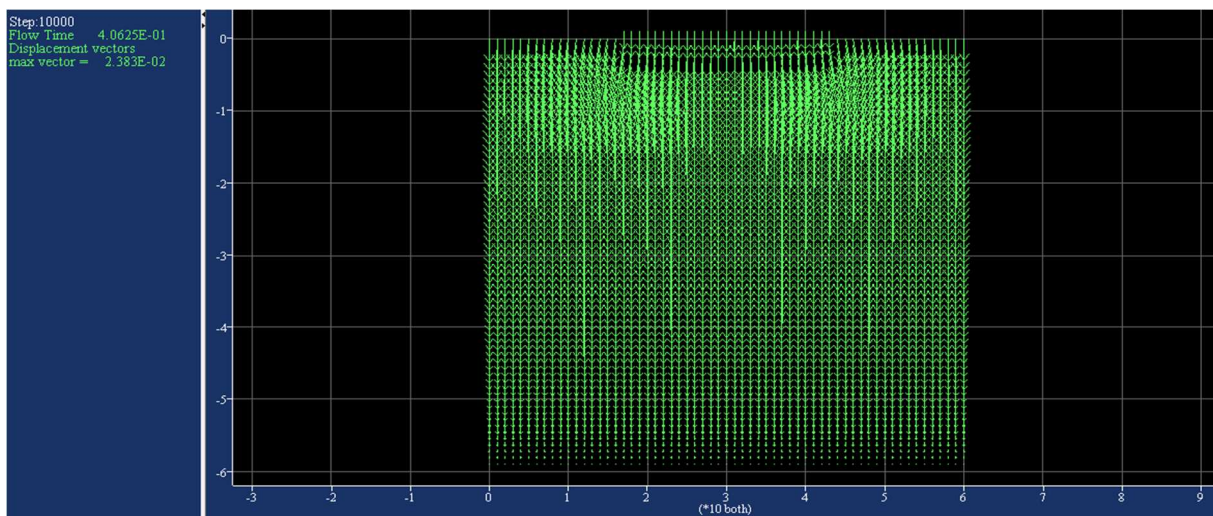


Figure IV.28 : Modèle vecteurs déplacement du sol a la présence de nappe phréatique selon FLAC

Dans ce cas, la figure IV.26 montre une valeur maximale de tassement du sol de 2.25 mm en présence d'une nappe qui se situe à 0.6 m de la profondeur.

Si l'on compare le 5^{ème} cas avec le premier cas dont la valeur maximal du tassement est égale à 4cm, nous déduisons que la nappe a une influence sur le sol et cette diminution est due à la présence d'eau entre les particules du sol (les vides sont remplis d'eau). Ce phénomène est dit pressions interstitielles.

Les déplacements horizontaux (valeurs maximale égale a 4mm), sont réduits à la présence d'eau dans le sol.

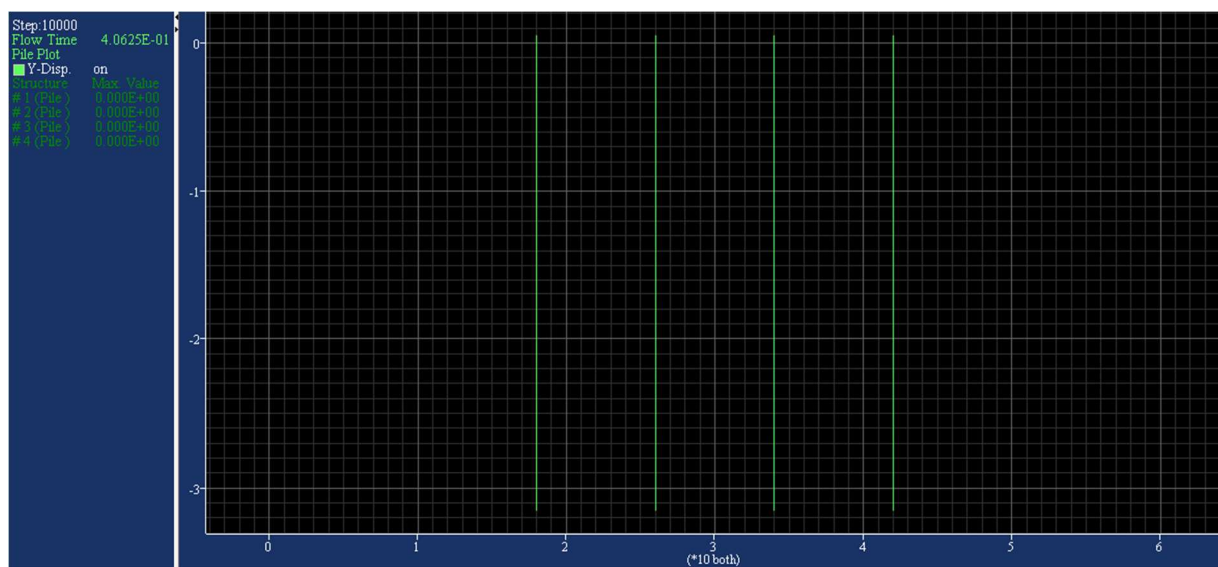


Figure IV.29: Valeurs du tassement des pieux avec présence d'eau dans le sol selon FLAC

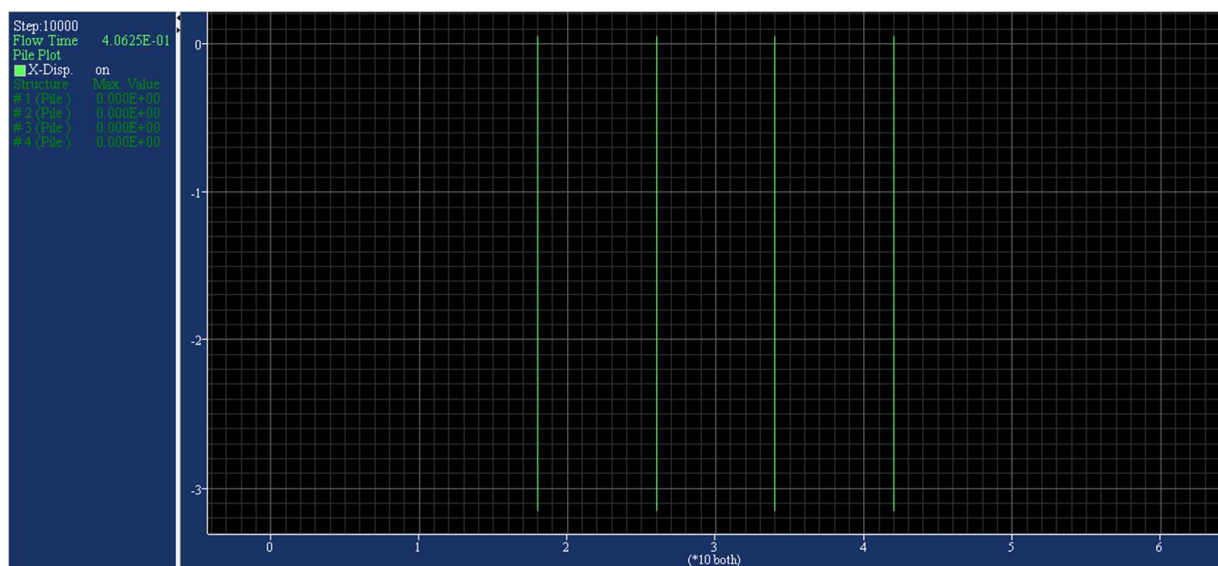


Figure IV.30: Valeurs de déplacement horizontal des pieux avec présence d'eau dans le sol selon FLAC

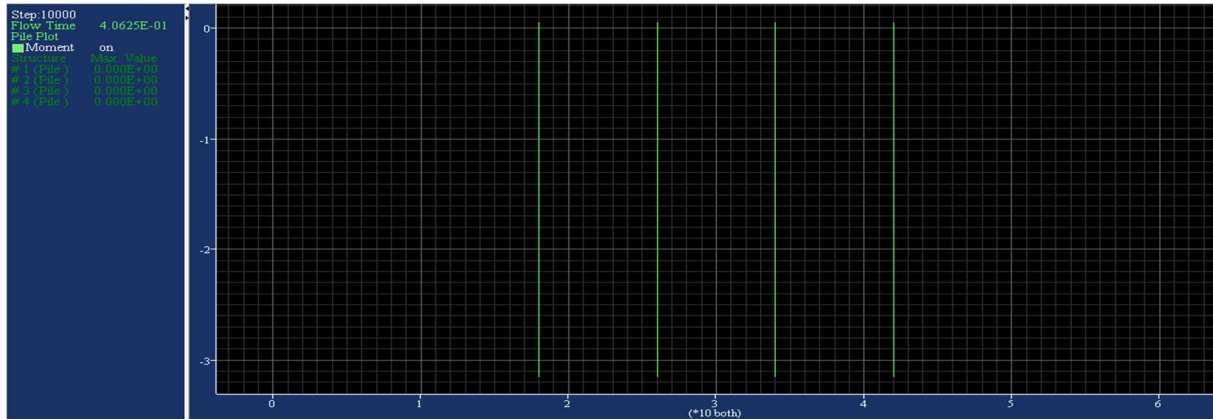


Figure IV.31: Valeurs de moment pieux à présence d'eau dans le sol selon FLAC

D'après les figures IV.29, IV.30 et IV.31 nous remarquons que l'influence de l'eau sur les pieux est négligeable.

- **Sixième cas : sol avec pieux, et une nappe phréatique à 0.6 m de profondeur sous un chargement dynamique et statique.**

En effet pour le calcul dynamique des ouvrages projetés, La wilaya de Tizi Ouzou qui est située dans la zone de moyenne sismicité II.a, (règlement parasismique algérien). Ce qui nous a poussés à modéliser le profil du sol avec une excitation sismique. Ce dernier a été appliqué à la base du modèle (figure IV.32)

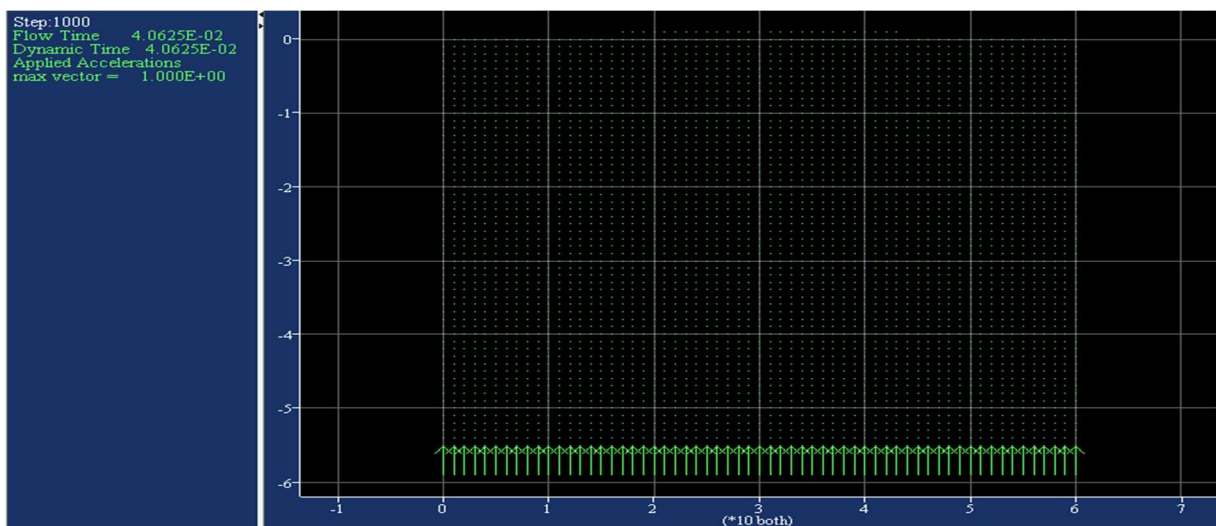


Figure IV.32 : Modèle d'application de l'accélération selon FLAC

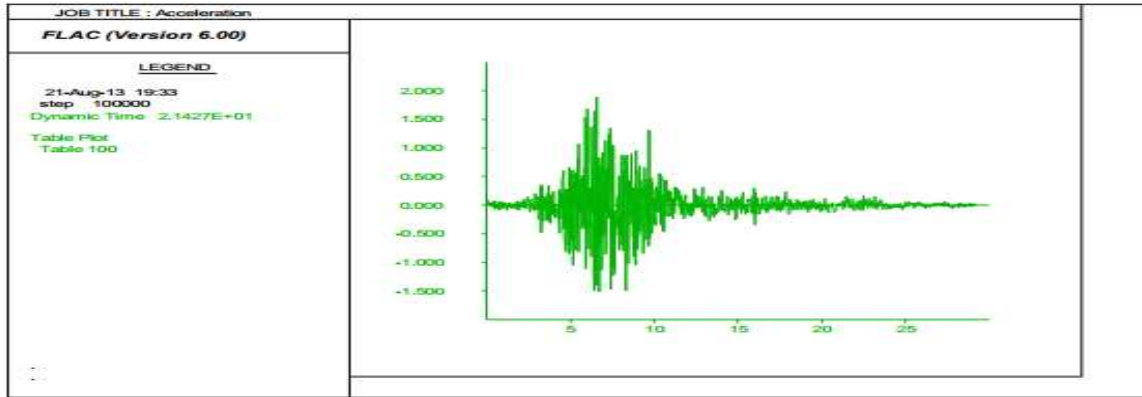


Figure IV.33: Schéma de l'excitation dynamique

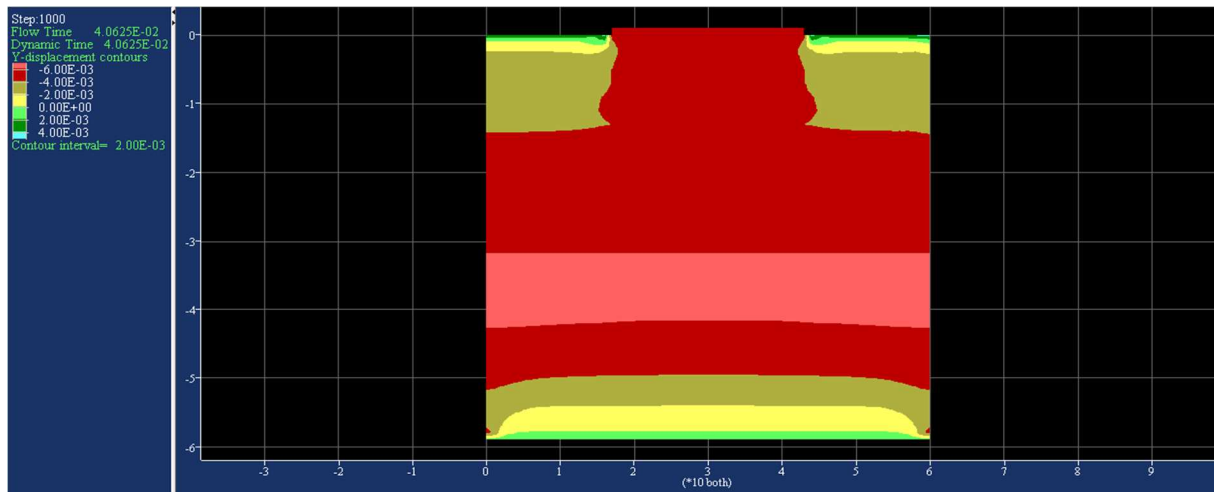


Figure IV.34: Déplacements verticaux du sol après chargement dynamique et statique selon FLAC

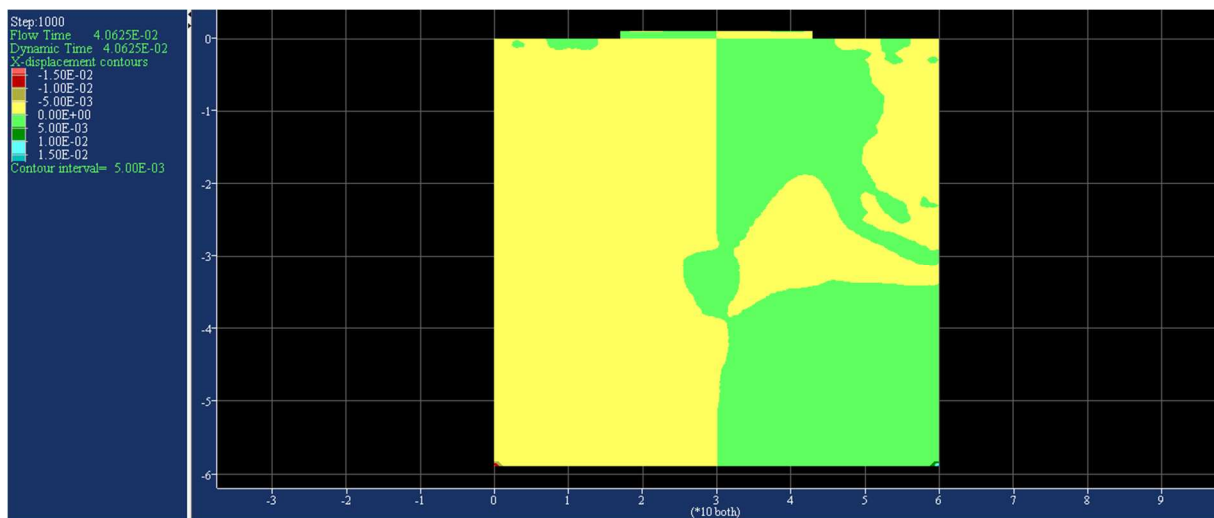


Figure IV.35 : Déplacements horizontaux du sol après un chargement dynamique et statique selon FLAC

-Les figures IV.32 et IV.34 montrent qu'il y a de déplacement important du sol dans les deux sens après le chargement dynamique et statique par des valeurs maximale suivant X égale à 1.5 mm et suivant Y égale à 7,89 mm. Les déplacements horizontaux et les moments fléchissant des pieux sont représenté respectivement dans les figures IV.36, IV37, IV38.

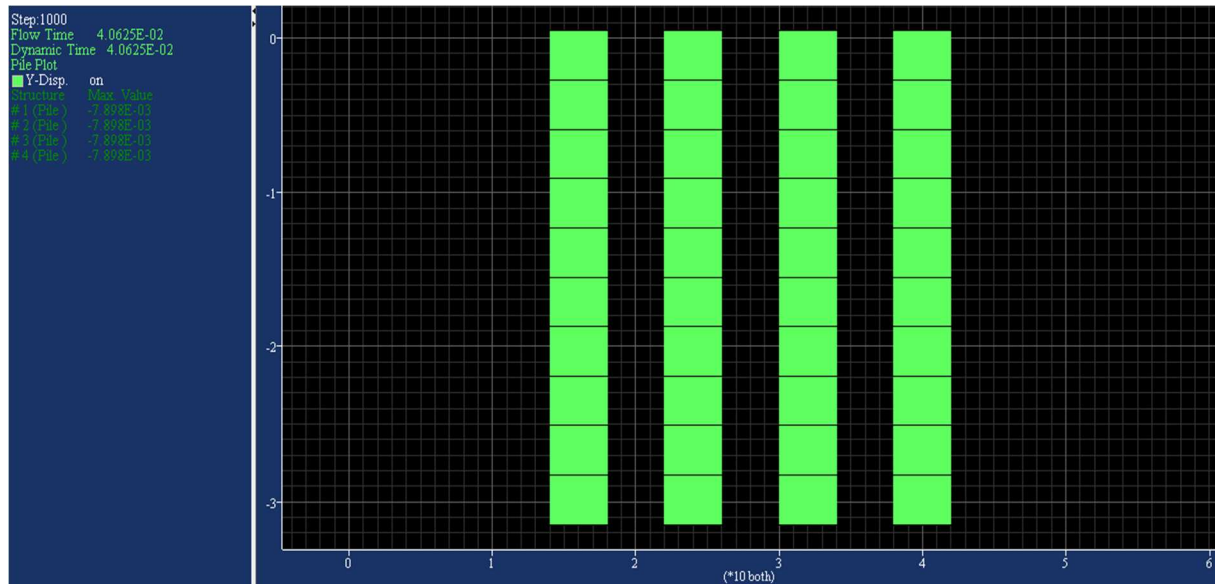


Figure IV.36: Tassement des pieux après un chargement dynamique et statique selon FLAC

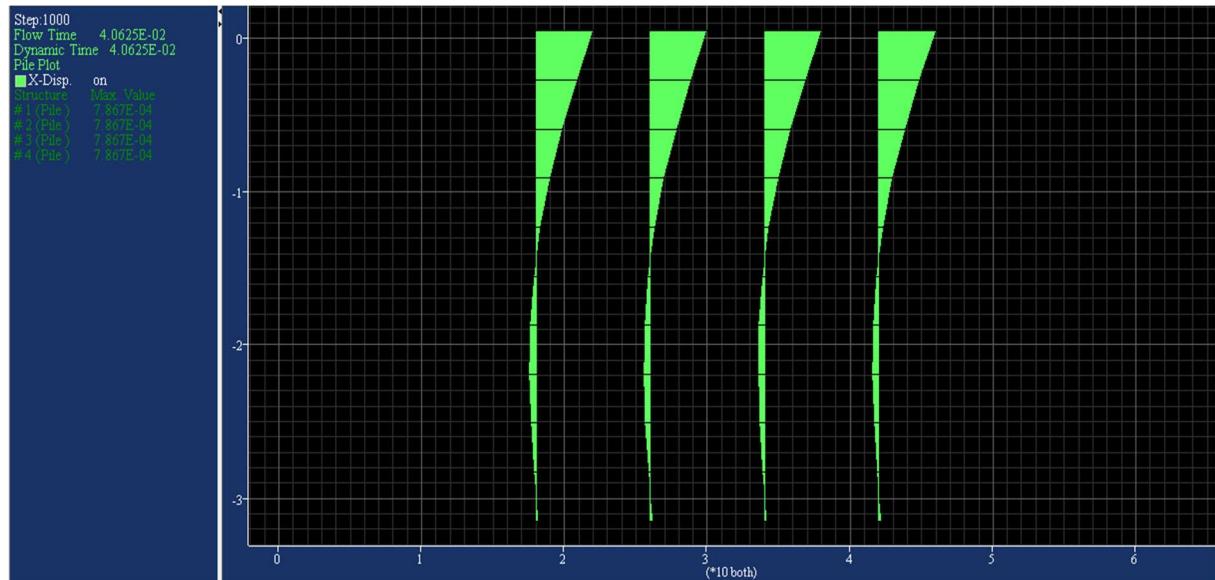


Figure IV.37 : Déplacement horizontal des pieux après un chargement dynamique et statique

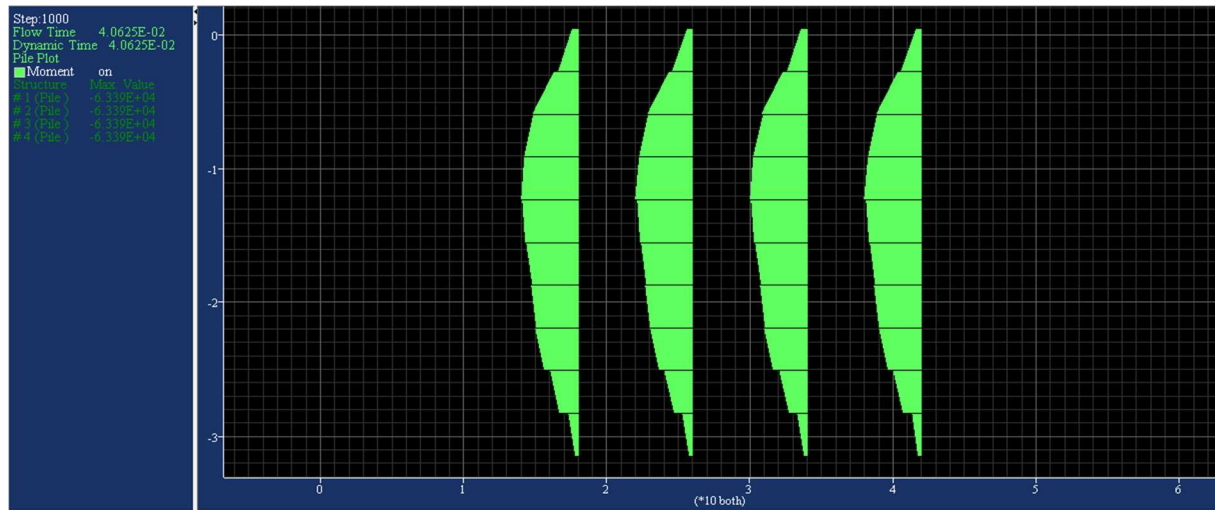


Figure IV.38 : Les moments fléchissant des pieux après un chargement dynamique et statique

Le tableau IV.01 regroupe tous les résultats précédentes qu'on a déduit de $FLAC^{2D}$ issus des différentes modélisations

Tableau IV.01 : tableau globales des résultats de déplacement vertical horizontal du sol et des pieux ainsi les moments sur pieux selon *FLAC^{2D}* issus des différentes modélisations

Paramètres introduits	Déplacement vertical max du sol (m).	Déplacement horizontal max du sol (m).	Déplacement du pieux		Moment fléchissant
			Selon le sens Y	Selon le sens X	
sol sans nappe phréatique sans pieux et sans force applicable	$4,00 \cdot 10^{-2}$	$1,50 \cdot 10^{-3}$	-	-	-
sol sans nappe phréatique avec une force applique sur le radie	$6,00 \cdot 10^{-2}$	$4,00 \cdot 10^{-3}$	-	-	-
sol avec introduction des pieux, sans nappe phréatique et sans force	$4,00 \cdot 10^{-2}$	$1,50 \cdot 10^{-3}$	0	0	0
sol pieux avec une nappe phréatique à 0.6m de profondeur et sans force appliquer	$2,25 \cdot 10^{-2}$	$4,00 \cdot 10^{-3}$	0	0	0
avec pieux sans nappe phréatique avec chargement	$6,00 \cdot 10^{-2}$	$4,00 \cdot 10^{-3}$	$1,01 \cdot 10^{-3}$	$2,18 \cdot 10^{-3}$	$2,99 \cdot 10^4$
sol avec pieux, et une nappe phréatique à 0.6 m de profondeur sous un chargement dynamique et statique	$6,00 \cdot 10^{-3}$	$1,50 \cdot 10^{-2}$	$7,89 \cdot 10^{-3}$	$7,86 \cdot 10^{-4}$	$6,33 \cdot 10^4$

IV.8. Interprétation générale

D'après les figures on a conclu :

- ✓ Le comportement du sol : les différents déplacements verticaux ou horizontaux sont influencés par la présence de la nappe d'eau, le tassement est important s'il n'y a pas de l'eau dans le sol autrement dit, le tassement est minoré par la présence d'eau entre les particules dite pression interstitiel et aussi le facteur des propriétés du sol tel que la cohésion, l'angle de frottement entre les particules et le module d'Young de sol tous ces paramètres ont une influence importante sur le comportement du sol
- ✓ Le comportement des pieux : il est influencé par les paramètres du pieu (la section, module d'élasticité, la fiche) et aussi les types de sollicitation dynamique et/ou statique.

IV.9. Conclusion

La modélisation par le code de calcul FLAC, a permis d'évaluer le comportement de sol et les déplacements des pieux dans les deux sens, nous dirons que :

- ✓ Le tassement du sol est important dans la partie supérieure due à la faible portance de la couche de remblai.
- ✓ La présence de la nappe d'eau décroît les déplacements (les vides son rempli d'eau).
- ✓ L'influence du chargement statique et/ou dynamique par majoration des valeurs de déplacement vertical et horizontal de l'ensemble sol-pieu-radier et les moments dans les pieux sont important.

CONCLUSION GENERALE

Toutes les structures du génie civil reposent sur le sol, Les fondations sont un moyen de transmission des forces de la structure vers le sol, il est donc important de bien les concevoir car malgré le bon dimensionnement des éléments structuraux une erreur au niveau des fondations peut entraîner la ruine de l'ouvrage.

Après avoir évalué les charges et les efforts de la structure, nous avons obtenues des tassements important avec le système de fondation conventionnel soit des fondations superficielles, de ce fait nous avons opté pour un système de fondation profondes de types pieux forés.

Le pré-dimensionnement des fondations profondes s'est fait selon les lois classiques de la mécanique des sols, les résultats obtenus après calcul donne une profondeur de 15m pour les pieux, avec un ancrage de 3.5m dans la couche marneuse (rocher). Le pieu travail donc plus en pointe qu'en frottement.

Les fondations subissent des déformations lors de l'application des chargements, l'analyse de ces déformations s'est faite avec le logiciel FLAC 2D. Les résultats obtenues après les descentes des charges sous fondations profondes révèlent des valeurs plus importantes en terme de capacité portante et moins importante en terme de tassement par une valeur de $1.01 \cdot 10^{-3}$ m avant excitation sismique et après le chargement dynamique est à l'ordre de $7.89 \cdot 10^{-3}$ m. Les déplacements horizontaux des pieux obtenus sont de l'ordre de $2,18710^{-2}$ m , cela implique que les déformations sont très petites et non préjudiciable au bon comportement des pieux par apport aux sol.

Références bibliographiques

- [1] Ali Bouafia (2003), Introduction au calcul des fondations, Ed société Algérienne BOUDAUD, Algérie
- [2]Ali Bouafia (2010), conception et calcul des ouvrages géotechniques, Ed, pages bleues. Algérie.
- [3] Ali Bouafia, calcul pratique des fondations et des soutènements. Ed, office des publications universitaires Algérie.
- [4]DTU 13.2 (1992), Fondations profondes pour le bâtiment, Norme AFNOR.
- [5] D. Gildas Sleeve MONTCHO (2005), fondation profondes dimensionnement et conception d'un programme de calcul, mémoire d'ingénieur en Génie Civil, université de CIIKIKH ANTA DIOP DE DAKAR.
- [6]Eurocode 7, Calcul géotechnique –Partie 1 : Règles générales, prEN 1997-1, novembre 2004, Comité Européen de Normalisation.
- [7]FASICULE 62- titre V (1993), Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie civil, CCGT applicable aux marchés publics de travaux, Ministère de l'Equipement.
- [8] Gérard Philipponnat, Bertrand Huber (2000), fondation et ouvrage en terre, ed, Eyrolles, Paris.
- [9] Gérard Degoutte et all (2009), Aide mémoire de la mécanique des sols, publications de l'ENGREF. Paris.
- [10]Hermime Tassadit, (2012) ; Etude de l'interaction du sol de fondation avec les ouvrages portuaires utilisant des pieux, Mémoire de magistère en génie civil, Option géotechnique et environnement, université Mouloud MAMMERI Tizi ousou, Algérie.
- [11] Itasca Consulting Group, Inc. (2005): « Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC), Command Reference ». Minneapolis; Itasca Consulting Group, Inc.
- [12] Itasca Consulting Group, Inc. (2005); « Fast Lagrangian Analysis of Continua(FLAC), User's Guide». Minneapolis; Itasca Consulting Group, Inc

- [13] Itasca Consulting Group, Inc. (2005); « Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC), Fish in FLAC ». Minneapolis; Itasca Consulting Group, Inc.
- [14] Itasca Consulting Group, Inc. (2005); « Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC), Theory and Background ». Minneapolis; Itasca Consulting Group, Inc.
- [15] Itasca Consulting Group, Inc. (2005); « Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC), GIIC Reference ». Minneapolis; Itasca Consulting Group, Inc.
- [16] Itasca Consulting Group, Inc. (2005); « Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC), Command and Fish Reference Summary ». Minneapolis; Itasca Consulting Group, Inc.
- [17] Itasca Consulting Group, Inc. (2005); « Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC), Example Applications ». Minneapolis; Itasca Consulting Group, Inc.
- [18] Jean Costet Guy Sanglerat (1981), Cours pratique de mécanique des sols, troisième édition, Ed, Dunod. Paris France.
- [19] Maouche Henia, (2010) ; Analyse numérique de la réponse non linéaire d'un pieu sous sollicitations latérales, Thèse de doctorat en génie civil, Option géotechnique, université de MENTOURI Constantine, algerie .
- [20] MERKITOU Abderrahmane (2009) ; Etat de contraintes et de déformations pour un ouvrage portuaire en caissons cylindriques, Mémoire de magister en génie civil, option géotechnique et environnement, université Mouloud MAMMERI Tizi Ouzou.
- [21] Roger Frank (2013), calcul des fondations superficielles et profondes, technique de l'ingénieur (TI), presse de l'Ecole national des ponts et chaussées, dépôt légal n°80728.
- [22] Robert D.Hotlz Wiliam D.Kvacs, traduit par Jean Lafleur (1991), Introduction à la Géotechnique, Ed, Ecole Polytechnique de Montréal, Canada.

[23] Redouane Mohammed Lakhdar (2012), Etude numérique de l'interaction Sol-Pieu, mémoire Magister en génie civil et hydraulique, Option Interaction Sol-Structure , Université Mohamed Khider Biskra

1- Description générale du logiciel FLAC-GIIC

1-1 Introduction

Le système FLAC est un progiciel, développé par le groupe américain ITASCA, destiné à modéliser et à analyser les problèmes de géo-mécanique en général et de mécanique des sols en particulier.

Il existe deux interfaces dans FLAC, la première qui se base sur l'introduction des données par commande ligne en utilisant le langage FISH, donc la modélisation et l'analyse sont réalisées grâce à un programme qu'il faut confectionner (vu au Chapitre IV). La deuxième interface est le GIIC « Graphical Interface for Itasca Codes », cette dernière est pilotée par des menus déroulants, des boîtes de dialogues et des barres d'outils développées pour aider les utilisateurs de FLAC. Parmi les caractéristiques de FLAC GIIC on peut citer :

- Définition du projet à modéliser en mode entièrement graphique.
- Possibilité de présentation graphique du domaine étudié et de la représentation à l'écran des différents types de résultats de calcul.
- Facilité d'effectuer une analyse statique et dynamique.
- Possibilité de composer librement les impressions.

Nous présentons dans ce qui suit un bref aperçu sur les composants de l'interface graphique de FLAC GIIC Version 5.0 utilisé pour préparer ce travail.

1-2 Le bureau de démarrage

Après avoir effectué l'installation du logiciel FLAC, une icône de démarrage apparaît sur le bureau de l'ordinateur. En cliquant dessus une fenêtre principale et une boîte de dialogue apparaissent sur l'écran comme indiqué sur la figure A1.1.

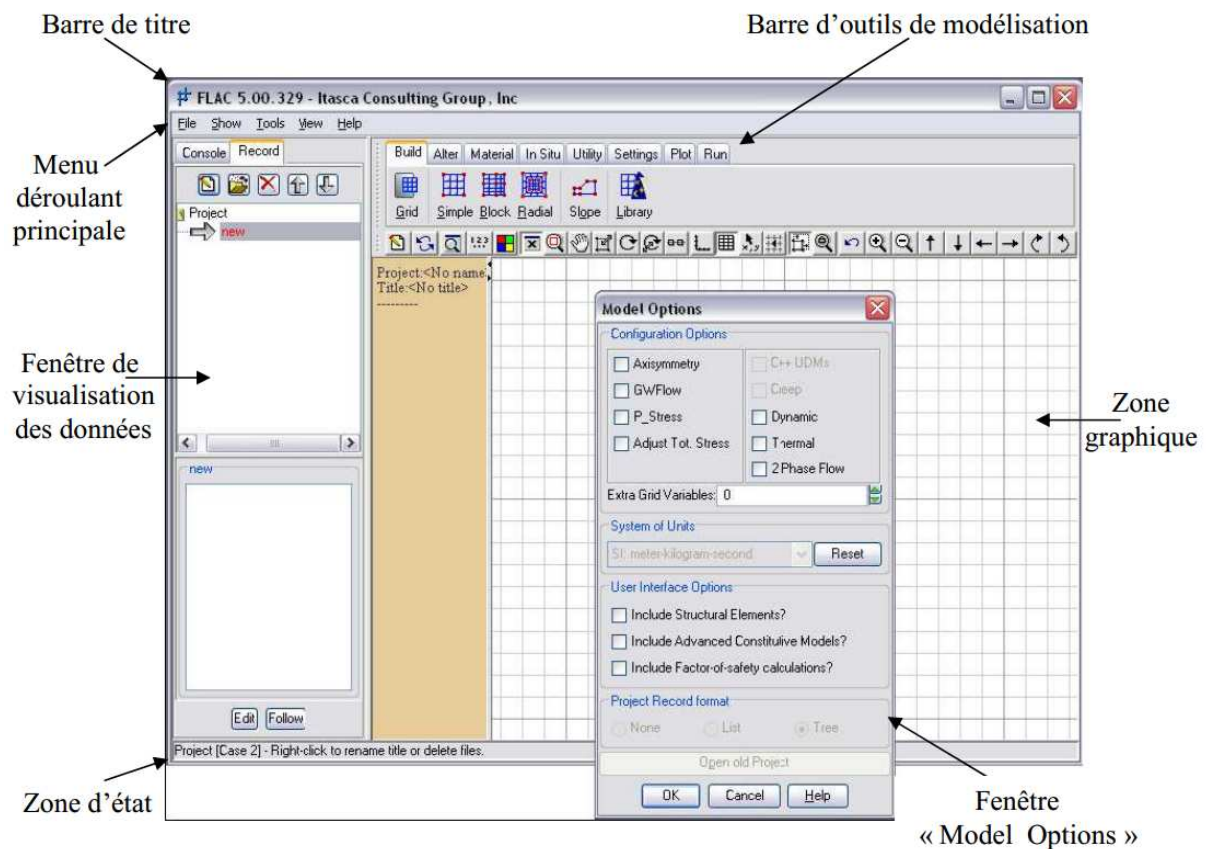


Figure A1-1: Le bureau de démarrage dans la configuration graphique de FLAC 2D.GIIC

1-2-2 Fenêtre principale

Les éléments importants de la fenêtre principale représentée sur la figure ci-dessus peuvent se résumer comme suit :

- Barre de titre: sur laquelle sont affichées les informations de base concernant le logiciel (nom, version ainsi que l'organisme qui a mis au point et développé ce logiciel.)
- Menu déroulant principal: grâce auquel on peut accéder à toutes les commandes de FLAC.
- Fenêtre de visualisation des données: elle sert à visualiser le déroulement des calculs lors de l'exécution.
- Zone d'état: se trouvant dans la partie inférieure de la fenêtre principale, affiche les informations suivantes; nom des fenêtres d'édition ouverte, coordonnées de la position du pointeur, unité utilisé...etc.

- Zone graphique: (fenêtre de l'éditeur graphique) qui sert à modéliser et visualiser le domaine discrétisé ainsi que tous les résultats de l'analyse.
- Barre d'outils: c'est un type de menu dans lequel toutes les options de modélisation sont représentées par des icônes, et grâce auxquelles on procède à la discrétisation et l'analyse du domaine à étudier.

1-2-3 Fenêtre de dialogue « Model Options »

La fenêtre de dialogue « Model Options » apparaît à chaque lancement du logiciel FLAC GIIC ou bien à chaque fois qu'on lance un nouveau projet, figure A1.2.

Cette fenêtre permet de choisir le mode et le type d'analyse selon le problème à résoudre (analyse dynamique, thermique, fluage, axisymétrique....etc.). On peut sélectionner aussi le système d'unité à utiliser tout au long de l'analyse, ainsi que les modèles de comportement définis dans FLAC GIIC. Des éléments structuraux peuvent être aussi inclus dans le modèle à analyser.

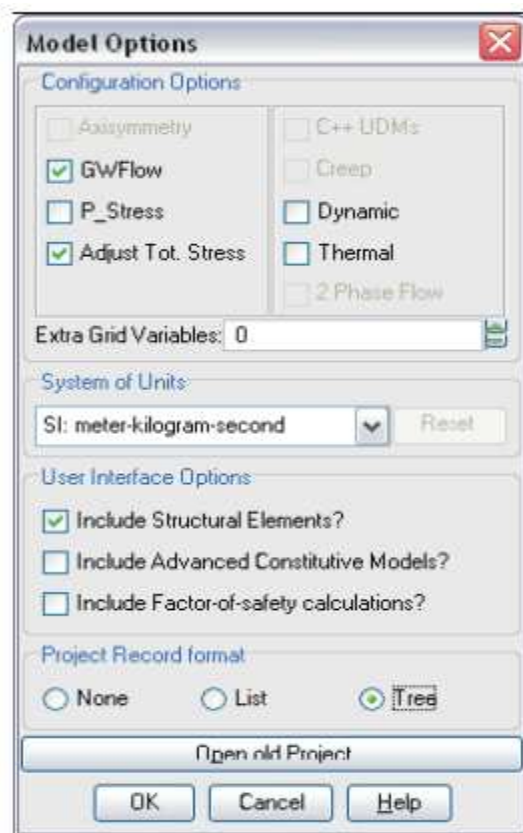


Figure A1-2: Fenêtre de dialogue « Model Options » dans la configuration graphique de
FLAC 2D GIIC

1-3 Menus déroulants et les barres d'outils

1-3-1 Menus déroulants

Le menu déroulant principal contient cinq composants, figure(A1.3), il donne accès à toutes les commandes de FLAC GIIC. On peut les résumer comme suit :



Figure A1-3: Menu déroulant principale dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

1-3-1-1 Menu File

Le menu déroulant File, figure A1.4, contient les composants suivants :

- Model options: il nous permet de retourner à la boîte de dialogue «Model Options Dialogue» pour choisir les options d'interfaces de l'élément à modéliser.
- Open Project: il nous permet d'ouvrir un projet enregistré au préalable. Le nom du projet est identifié par l'extension '.PRJ'.
- New Project: cet élément du menu lance un nouveau projet. En cliquant dessus, la boîte de dialogue « Model Options Dialog » s'ouvre pour entamer un nouveau projet après avoir fermé le projet déjà existant.
- Save Project: pour effectuer automatiquement toute mise à jour ou modification d'un fichier en extension '.PRJ', on enregistre le fichier avec la commande Save Project, sous une extension '.SAV'.
- Save Project As: enregistrer un nouveau fichier en extension '.SAV' ou donner un autre nom pour un fichier déjà existant.
- Import Record: importer des fichiers en extension '.PRJ' formant un seul programme d'un projet. Les commandes sont lus par FLAC mais pas exécuter automatiquement.
- Export Record: son rôle est d'exporter des fichiers en extension '.PRJ' après avoir effectué des modifications.

- Create Report: un fichier HTML sera créé lors de la lecture de tous les fichiers en extension '.PRJ' formant le programme du projet.
- Print Plot Setup: cette commande permet de choisir le format d'impression de l'élément modélisé dans la fenêtre de l'éditeur graphique.
- Print Plot: cette commande permet d'imprimer directement sur une imprimante l'élément se trouvant dans la fenêtre de l'éditeur graphique.
- Color Preference Settings: cette commande contrôle tout le graphisme du logiciel FLAC GIIC ainsi on peut personnaliser les couleurs de toutes les fenêtres graphiques.
- Preference Settings: ce composant du menu nous permet de personnaliser le contrôle de quelques commandes de FLAC GIIC.
- Save Preferences: cette commande permet de sauvegarder toutes les modifications effectuées grâce aux deux dernières commandes citée ci-dessus.
- Customer Title Information: permet d'inscrire le nom de l'acquéreur du logiciel FLAC afin qu'il puisse apparaître dans tous les traçages imprimés.
- Exit GIIC: quitter le mode graphique de FLAC GIIC pour revenir au mode de commande ligne de FLAC.
- Quit: sortir du logiciel FLAC.



Figure A1-4: Menu File dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

1-3-1-2 Menu Show

La fenêtre principale de FLAC GIIC est divisée en six composantes d'affichage : Main menu, Toolbar, Resources, Viewsbar, Statusbar et Fish Editor. Elles sont rassemblées dans le menu Show, figure A1.5, dans lequel on peut activer ou désactiver l'une des six composantes.



Figure A1-5: Menu Show dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Le menu Show contient les composants suivants :

- Tools: Cet élément permet aux outils de modélisation d'être visualisés dans une barre d'outils ou comme élément de menu. En outre, ils peuvent être présentés en tant que graphismes ou texte ou tous les deux. (Voir Menu Tools ci-dessous)
- Viewbar: Ses éléments peuvent être montrés comme un menu déroulant ou bien comme une barre d'outil qui peut être affichée ou cachée. (Voir Menu View ci-dessous)
- Resources: la zone de données de source peut être affichée ou cachée avec ces éléments.
- Views: la zone graphique peut être affichée ou cachée avec ces éléments.
- Statusbar: la zone d'état peut être affichée ou cachée avec ces éléments.
- Fish Editor: la fenêtre de Fish Editor peut être activée ou désactivée avec ces éléments.

1-3-1-3 Menu Tools

Le menu Tools contient toutes les commandes pour modéliser l'élément à étudier. Le menu Tools peut être sous une forme déroulante comme l'indique la figure A1.6, on peut aussi y accéder grâce à des barres d'outils, qu'on décrira dans la suite de cette annexe.



Figure A1-6: Menu Tools dans la configuration graphique de FLAC-GIIC.

1-3-1-4 Menu View

Le menu View contient tous les outils de traçage et de vues utilisées dans le logiciel FLAC. Le menu View peut être sous une forme déroulante comme l'indique la figure A1.7, on peut aussi y accéder grâce à une barre d'outils, comme le montre la figure A1.8.

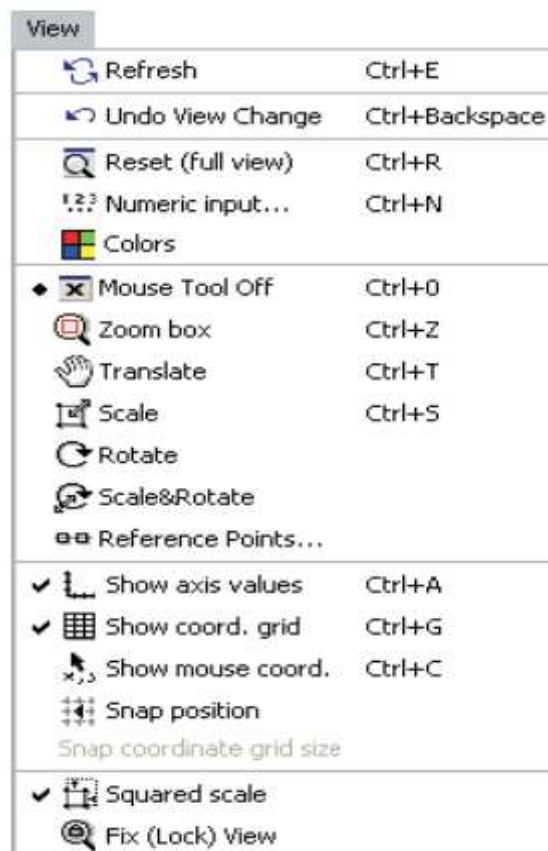


Figure A1-7: Menu View dans la configuration graphique de FLAC GIIC.



Figure A1.8: Menu View sous une forme de barre d'outils.

1.3.1.5 Menu Help

Le menu Help(Aide), figure A1.9, permet d'accéder aux instructions et aux questions fréquemment posées au sujet de l'interface graphique du logiciel FLAC« GIIC ».



Figure A1-9:Menu Help dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Le menu Help contient les composantes suivantes :

- Overview: Vues d'ensemble sur le fonctionnement et les composants de FLAC GIIC.
- Components: contient des descriptions de toutes les commandes les barres d'outils ainsi que de tous les menus utilisés par FLAC.
- FAQ: liste des questions fréquemment posées.
- Index: Contient un recueil de tous les fichiers d'aide.
- PDF documentation: Ouvre la documentation en format PDF indiquée dans des configurations de préférence.
- About Itasca: Contient l'adresse d'Itasca Consulting Group, Inc.
- About FLAC: Indique les références et la version du logiciel FLAC

1-3-2 Barres d'outils

Pour effectuer une analyse complète d'un problème avec le logiciel FLAC GIIC, un ensemble de commandes ont été élaborées afin de faciliter à l'utilisateur la modélisation et l'analyse d'un modèle. Ces commandes sont assemblées dans une barre d'outils, figure A2.10, avec un ordre progressif et logique afin de résoudre le problème. On peut les résumer comme suit :

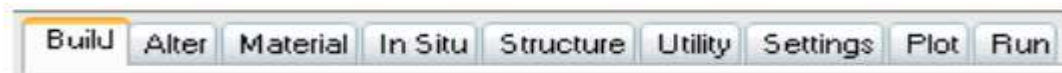


Figure A1-10 :Barre d'outils dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

1-3-2-1 Barre d'outils BUILD

Les outils de la commande BUILD permettent de donner une première forme générale du domaine à étudier. On peut trouver aussi des modèles déjà prédéfinis auxquels on fait appel.

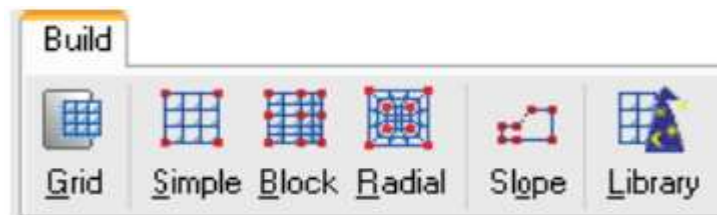


Figure A1-11:Barre d'outils BUILD dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

1-3-2-2 Barre d'outils ALTER

Après avoir fait une modélisation approximative du domaine à étudier, on peut ajuster ce dernier pour le rapprocher de la réalité et ce la en effectuant des modifications grâce aux commandes de la barre d'outils ALTER, avec lesquelles on peut par exemple subdiviser notre domaine en plusieurs régions, créer d'autres régions, élaborer une excavation, modéliser les surfaces de contact ou bien raffiner le maillage dans des régions où on juge que c'est nécessaire, figure A1.12.

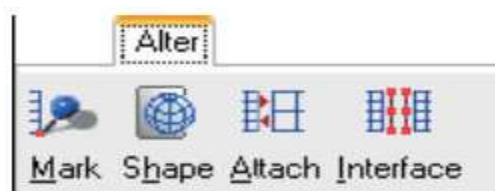


Figure A1-12:Barre d'outils ALTER dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

1-3-2-3 Barre d'outils MATERIAL

Les lois de comportement (Modèles de comportement), ainsi que les propriétés des matériaux utilisées sont introduites dans la modélisation à l'aide de la barre d'outils MATERIAL. Parmi les lois de comportement qu'on trouve dans le logiciel FLAC on cite principalement: Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Strain Softening/Hardening, Double Yield et beaucoup d'autres; ajouter à cela la possibilité d'introduire de nouvelles lois de comportement programmé avec le langage FISH qui est un langage inclus dans le logiciel FLAC à base du C++



Figure A1-13: Barre d'outils MATERIAL dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

1-3-2-4 Barre d'outils IN SITU

En utilisant les commandes de la barre d'outils IN SITU, figure A1.14, on déclare les conditions initiales et les conditions aux limites de notre modèle à étudier.



Figure A1-14: Barre d'outils IN SITU dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

1-3-2-5 Barre d'outils STRUCTURE

Grâce aux commandes de la barre d'outils STRUCTURE, on peut modéliser n'importe quelle géométrie d'une structure qu'elles soient des poutres, des poteaux, des pieux, des câbles de précontrainte...etc. Comme l'indique la figure A1.15.



Figure A1-15: Barre d'outils STRUCTURE dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

1-3-2-6 Barre d'outils UTILITY

Les commandes de la barre d'outils UTILITY permettent d'accéder aux utilitaires dans FLAC qui facilitent la génération, la surveillance et le contrôle du modèle. On peut aussi accéder aux variables du modèle afin de surveiller leur influence pendant les cycles de calcul.

L'utilisateur peut introduire directement de nouvelles fonctions ou variables programmées par le langage FISH, inclus dans FLAC à base du C++ afin de compléter la modélisation du problème à résoudre ou enrichir la bibliothèque de FLAC GIIC.



Figure A1-16: Barre d'outils SETTINGS dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

1-3-2-7 Barre d'outils SETTINGS

Pour effectuer des changements ou bien introduire des données afin de compléter la modélisation du problème à résoudre, on utilise les barres de commande fournies dans la barre d'outils SETTINGS. Grâce à ces dernières, on peut introduire la gravité, l'état de grandes ou petites déformations, les caractéristiques mécaniques de l'eau, le pas de calcul ainsi que les différents paramètres caractérisant une étude dynamique, de fluage ou bien thermique, figure A1-17.



Figure A1-17: Barre d'outils SETTINGS dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

1-3-2-8 Barre d'outils PLOT

Les barres de commande fournies dans la barre d'outils PLOT, sont associées au traçage de tous les résultats obtenus après la résolution du problème modélisé. On peut ainsi obtenir toutes les courbes selon les besoins du problème.



Figure A1-18: Barre d'outils PLOT dans la configuration graphique de FLAC GIIC

1-3-2-9 Barre d'outils RUN

Les barres de commande fournies dans la barre d'outils RUN, sont associées à la phase de résolution des problèmes modélisés avec FLAC, figure A1.19.



Figure A1-19: Barre d'outils RUN dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

ORDRES DE GRANDEUR DES TASSEMENTS ADMISSIBLES

Il convient de vérifier le critère de déformabilité ou de tassements admissibles. Ce tassement admissible peut être de l'ordre de quelques millimètres pour certains bâtiments et atteindre plusieurs dizaines de centimètres pour certains réservoirs.

Exemples de tassements admissibles

Type d'ouvrage	Tassement différentiel pour deux points distants de 10 m	Distorsion
Bâtiments d'habitation :		
- normaux	3 à 6 mm	3/10 000 à 6/10 000
- fragiles	3 mm	3/10 000
- souples	7 mm	7/10 000
Constructions industrielles :		
- traditionnelles (charpente métallique ou béton)	10 mm	1/1 000
- traditionnelles avec remplissage fragile	8 mm	0,8/1 000
- traditionnelles sans remplissage	15 mm	1,5/1 000

Le D.T.U. 13.1 – Règles de calcul des fondations superficielles – mentionne : Les tassements maxima et les tassements différentiels doivent être réduits aux valeurs permettant de satisfaire aux conditions suivantes :

- l'ouvrage ne doit pas subir de désordres de structures nuisibles,
- les tassements ne doivent provoquer aucun désordre dans les ouvrages voisins liés ou non à l'ouvrage intéressé,
- ils ne doivent pas perturber le fonctionnement des services utilisateurs.

Recommandations du 4^{ème} congrès international de Mécanique des Sols (Londres 1956)

Type de mouvement	Le tassement doit être limité pour assurer :	Tassement maximal
Tassement total	le drainage	15 à 30 cm
	la facilité d'accès	30 à 60 cm
	une certaine uniformité du tassement	
	- murs en maçonnerie	2 à 5 cm
	- poutraison	5 à 10 cm
	- silos, cheminées, radiers	8 à 30 cm
Tassements différentiels	stabilité au renversement des cheminées et tours	0,004 B
	circulation d'engins	0,01 L
	stabilité des empilages de marchandises	0,01 L
	fonctionnement des machines lourdes (avec possibilité de réglage ultérieur)	0,003 L à 0,0002 L
	fonctionnement des grues sur rail	0,003 L
	écoulement de l'eau dans les canalisations (attention de ne pas modifier les conditions de l'écoulement)	0,01 L à 0,02 L
	la sécurité à l'égard de la fissuration	
	- grands murs de briques	0,0005 à 0,001 L
	- poutres en B.A.	0,0025 à 0,004 L
	- voiles en B.A.	0,003 L
- poutres continues en acier	0,002 L	
- poutres sur appuis simples en acier	0,005 L	

B : diamètre de la fondation,

L : distance entre deux poteaux voisins ou entre deux points soumis aux tassements différentiels.

Nota : Ces valeurs sont des ordres de grandeur. Des conditions particulières peuvent imposer des valeurs de tassements admissibles différentes.

Avril 2006

III.1. Type et calcul de la fondation

Il y a trois types de sollicitations sur un pieu :

- 1- L'effort normal dû aux sollicitations verticales
- 2- Sollicitations dus au sol en contact avec la fondation (frottement, poussées horizontales des terres)
- 3- Forces sismiques

Nous exploiterons les essais pressiométriques fournis par le rapport d'études géotechnique du L.C.T.P pour dimensionner les pieux.

III.2. Résistance on pointe

On suppose le diamètre du pieu $B=1.00\text{m}$

Fiche du pieu $D=12.00\text{m}$

Charge verticale limite en pointe du pieu :

$$Q_P = S \cdot q_L$$

Avec S : Aire de la section droite d'un pieu

$$S = \pi \cdot \frac{B^2}{4}$$

B : Diamètre du pieu

$$q_L = k_p \cdot P_{le}$$

q_l : Pression verticale limite ou résistance en pointe

k_p : Facteur de portance pressiométriques pour un pieu

$$k_p = 1.20$$

P_{le}^* : Pression limite équivalente nette

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

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

$$b = \min \{a; h\}$$

h : hauteur de la couche résistante dans laquelle la pointe est encastrée

D'après le rapport d'étude géotechnique, nous avons :

$$P_{Le}^* = 22bar = 2.20Mpa = 2200 \frac{KN}{m^2}$$

$$k_p = 1,20$$

On aura donc :

$$Q_p = S \cdot (k_p \cdot P_{Le}^*) = \frac{\pi \cdot B^2}{4} \cdot (k_p \cdot P_{Le}^*) = \frac{\pi \times 1.00^2}{4} \times (1.20 \times 2200)$$

$$Q_p = 2073.45 \text{ KN}$$

III.3. Calcul de la charge limite du frottement

$$Q_f = \pi \cdot B \cdot \sum q_{fi} \cdot h_i$$

Le rapport de sol nous donne des valeurs de q_f et Q_f pour un pieu isolé de 1.20m.

Pour un pieu isolé de 1.00m de diamètre nous aurons les valeurs suivantes :

- De ± 0.00 à $-7.00m$: $q_{f1} = 0.15bar = 1.53 \frac{t}{m^2}$

$$Q_{f1} = 28.725t$$

- De -7.00 à $-12.00m$: $q_{f1} = 0.70bar = 7.138 \frac{t}{m^2}$

$$Q_{f1} = 30.60t$$

$$Q_f = Q_{f1} + Q_{f2} = 28.725 + 30.60 = 59.325t$$

La charge nominale d'un pieu isolé de 1.00m de diamètre est :

$$Q = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_f}{2} = \frac{211.433}{3} + \frac{59.325}{2}$$

$$Q = 100.14t$$

III.4. Détermination du nombre de pieux

Dans notre cas on a opté pour un radier sur pieux.

On a opté pour un diamètre de 1.00m pour les pieux et on déterminera le nombre de pieux nécessaire sous le radier en fonction de l'effort normal provenant de la structure.

$$n \geq \frac{\sum N_i}{Q}$$

Avec $\sum N_i$: Somme des efforts normaux de l'ensemble des blocs 1 et 2

Q : Charge nominale d'un pieu isolé de 1.00m de diamètre

Les efforts normaux les plus défavorables ont pour valeurs :

- Pour le bloc .1 : $N_1 = 4845.47t$
- Pour le bloc .2 : $N_2 = 2510.51t$

$$n \geq \frac{\sum N_i}{Q} = \frac{(4845.47 + 2510.51)}{100.14} = \frac{7355.98}{100.14} = 73.46 \text{ pieux}$$

Pour des raisons pratiques sur chantier on a opté pour **83** pieux.

III.5. Ferrailage du pieu

$$F_{(x,y)} = \frac{\text{effort tranchant à la base}}{\text{nombre de pieux}}$$

On calculera $F_{(x,y)}$ pour chaque bloc indépendamment et on prendra ensuite l'effort le plus défavorable.

Bloc 2:

$$F_x = 1289.23 \text{ KN}$$

$$F_y = 1318.58 \text{ KN}$$

On a 32 pieux sous le bloc 2, donc on aura :

$$F = \frac{1318.58}{32} = 41.20 \text{ KN}$$

Bloc 1:

$$F_x = 7847.89 \text{ KN}$$

$$F_y = 4799.54 \text{ KN}$$

On a 56 pieux sous le bloc 1, donc on aura :

$$F = \frac{7847.89}{56} = 140.14 \text{ KN}$$

On calculera le ferrailage du pieu avec les efforts engendrés par le bloc 1 et on l'adoptera pour le bloc 2.

Le pieu se ferraille en flexion composée avec un moment dû aux forces sismiques

$$M = F \cdot L_e$$

Le : Longueur élastique ($L_e = L$ pour simplifier)

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot B'}}$$

K : Module de réaction horizontal du sol

$$K = 500 \text{ t/m}^3 \text{ (mauvais sol)}$$

$$I : \text{inertie du pieu } I = \frac{\pi \cdot B^4}{64}$$

$$B' = 1.5 \cdot B$$

$$E = 3.2 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Surface du pieu } S = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 1,13 \text{ m}^2$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3.2 \times 10^6 \times \phi^4}{500 \times 1.5 \times \phi \times 64}} \text{ Avec } \Phi = 1.00 \text{ m}$$

$$L_e = 5.387 \text{ m}$$

$$D'où M = F \cdot L_e = 140.14 \text{ kN} \times 5.387 \text{ m} = 754.93 \text{ kN.m}$$

Et un effort normal N qui est égal à :

$$N = \frac{\text{effort normal total à l'ELU}}{\text{nombre de pieux}} = \frac{4814 \cdot 28 t}{56} = 85 \cdot 969 t = 843 \cdot 07 \text{ KN} \quad \text{Données}$$

du ferrailage :

$$N=843.07 \text{ kN}$$

$$M=84.974 \text{ KN.m}$$

$$\Phi = 1.00 \text{ m}$$

$$I = 0.101736 \text{ m}^4$$

Béton 25 Mpa ; acier FeE400 ; enrobage = 7.00 cm

$$\text{D'où } A_s = 32.49 \text{ cm}^2$$

On optera pour **12 T 20 = 37.70 cm²**

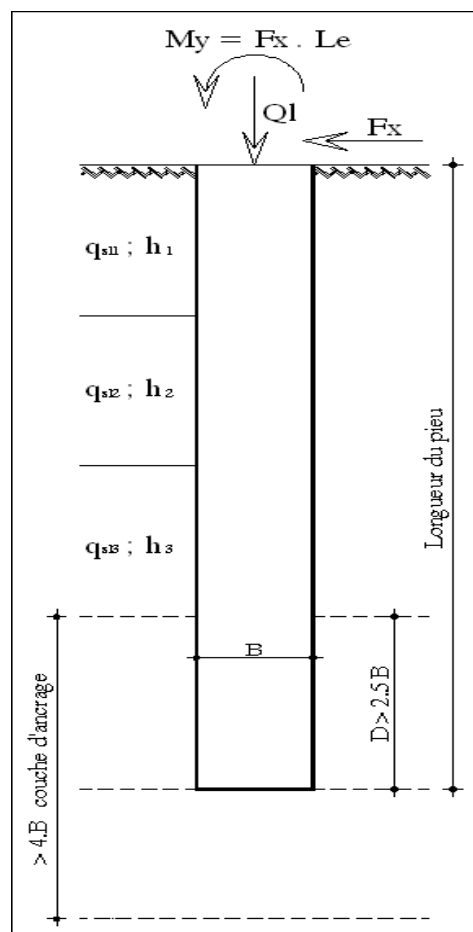


Figure III.1 : Schéma représentatif du pieu encastré dans le sol (SAZA 2009)



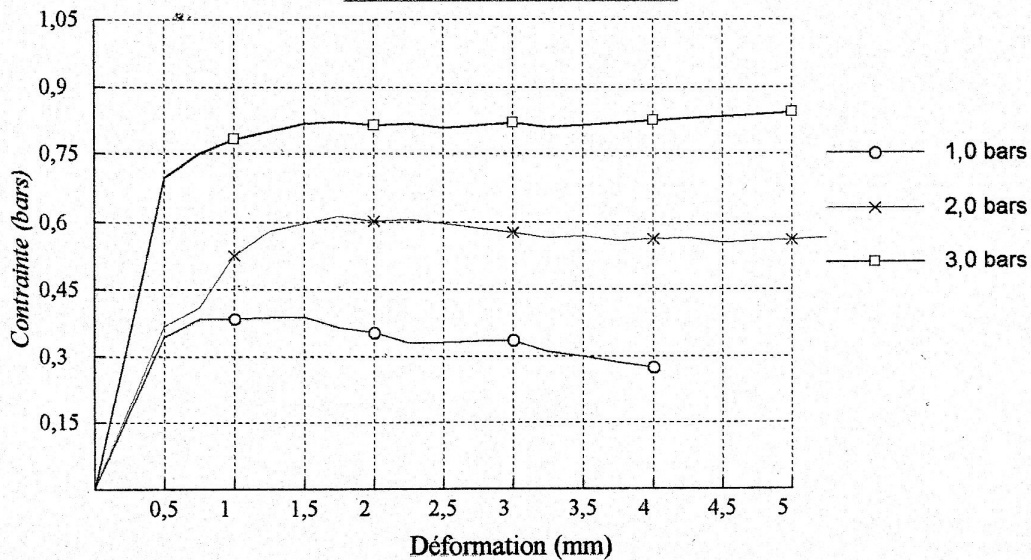
RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

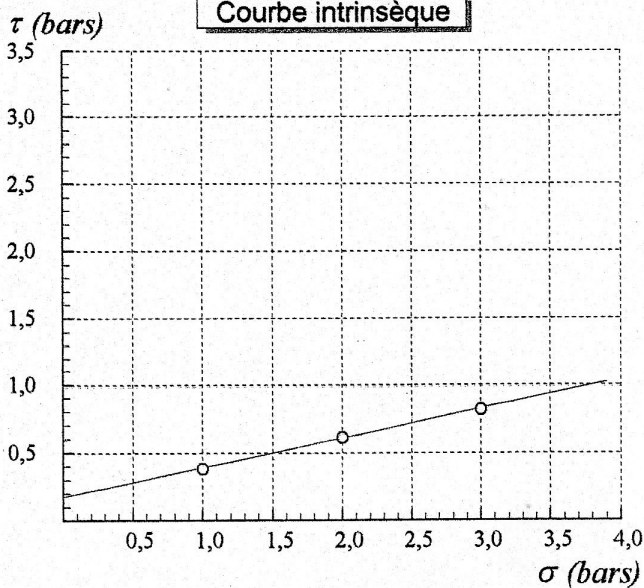
Etude : Laboratoire de recherche
Dossier N° : 41-09-1018
N° Sond : SC3
Prof : 0.70/1.00
Nature sol : Remblai argilo-limoneux

Type d'essai : UU
Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
Date début essais :
Date fin essais :

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,17 bars
Frottement = 12,24 degrés

$$\sigma_1 = 1,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_1 = 0,38$$

$$\sigma_2 = 2,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_2 = 0,61$$

$$\sigma_3 = 3,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_3 = 0,82$$



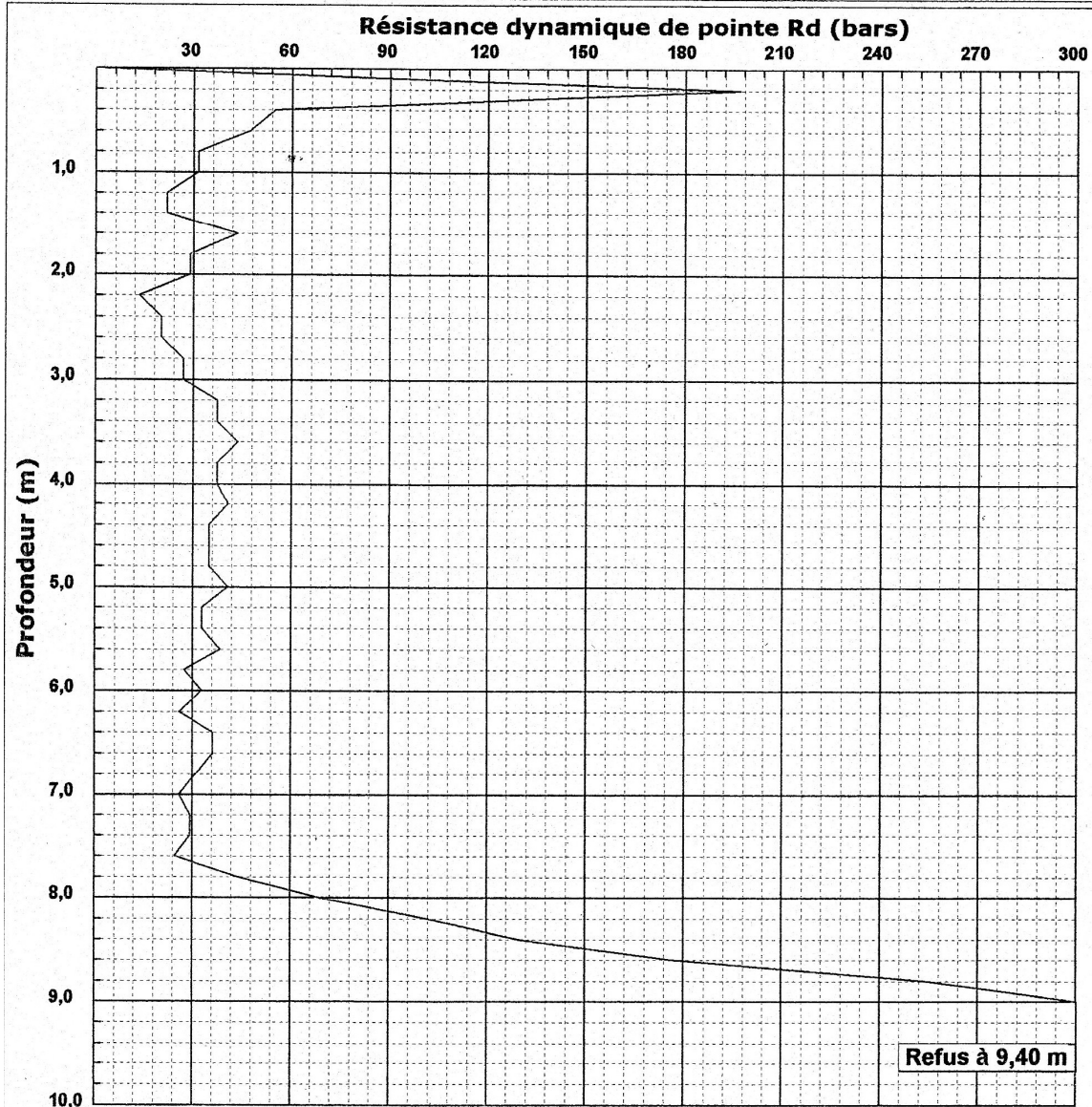
المختبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS

INTITULE : Laboratoire de recherche
N°DOSSIER : 41-09-1018
LIEU : Université Hasnaoua II/Tizi-Ouzou
CLIENT : Université Mouloud Mammeri
DATE ESSAIS : 17/03/2009 au 18/03/2009

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB

Norme : NF P94 - 114

Essai N°: SP3



Caractéristiques du pénétromètre dynamique PDB

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
Masse du Mouton (m) : 64 kg
Hauteur de chute (H) : 0.75 m
Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 8,5 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$



المختبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS

RAPPORT DE FORAGE Sondage N°: SC3

ETUDE : Laboratoire de recherche
LIEU : Hasnaoua II/Tizi-Ouzou
CLIENT : Université Mouloud Mammeri

DATE DEBUT : 17/04/2009

PROFONDEUR TOTALE : 10 ML

BOUE DE FORAGE :

DATE FIN : 18/04/2009

COORDONNEES : X = Y =

TYPE FORAGE : carotté

NIVEAU NAPPE : m

Z =

TYPE DE MACHINE :

Prof (m)	Récupération 0 25 50 75 100	S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant	Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Cu Bar	φ _u (°)	W _n %	γ _d T/m ³	I _p %	Class. LPC	Type Essai
0,5									remblai en TVO							
1,0									remblai argilo-limoneux à inclusions diverses							
1,5																
2,0									argile limoneuse							
2,5																
3,0	100 %															
3,5																
4,0									mame argileuse à plaquettes dures							
4,5																
5,0																
5,5																
6,0																
6,5																
7,0																
7,5	66 %								mame grise à niveaux relativement durs et niveaux friables							
8,0																
8,5																
9,0																
9,5	100 %															
10,0																

Programme: Soltests 2007 ©

- h = hauteur de la couche d'ancrage du pieu
- a = B/2 = 0,6 m
- b = min {a, h} = 0,6 m
- D = hauteur contenue dans le sol

2 - Calcul de la charge limite du frottement :

$$Q_f = \pi \cdot B \sum q_{fi} \cdot h_i$$

q_{fi} est le frottement latéral unitaire, il est donné par la figure 1 et le tableau II de l'annexe C3 (en fonction de la nature du sol de la couche traversée et de la pression limite) des règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil Fascicule N° 62

L'effort total mobilisé par le frottement Q_f est calculé sur toute la hauteur du pieu à l'exception de l'extrémité inférieure sur une hauteur de $3 B$ et de l'extrémité supérieure sur $B/2 + 30$ cm

La charge nominale des pieux Q_N sera calculée pour un pieu isolé de 1.20 m de diamètre (B) et pour une longueur (L) de 15.00 m. Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous.

Application numérique :

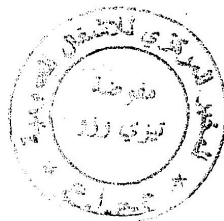
Pieu $\Phi=1.20m$	TERME DE POINTE					TERME DE FROTTEMENT				QN (tonne)	
	Ple* (bars)	kp	qp=kp.Ple* (bars)	Qp (tonne)	Qp/3 (tonne)	Couches	Ple (bar)	qf (bar)	Qf (tonne)		Qf/2 (tonne)
L = 15 m	40	1.30	52	587.80	195.93	- 0.00 à - 7.00m	2	0.15	34.47		
						- 7.00 à - 15.00m	18	0.70	116.05	75.26	271.19
							total		150.52		

Nb : pour des mesures de sécurité, le calcul de la charge nominale est basé sur les paramètres les plus défavorables.

Nous rappelons que notre avis n'est donné qu'à titre de conseil et de recommandation. Il appartient au bureau d'études, chargé de la conception et en possession de toutes les données de l'ouvrage, de procéder au calcul et au dimensionnement de l'ouvrage à construire ainsi que les dispositions constructives adéquates au projet à réaliser.

Le Chargé de l'Etude

S. LOUMI

Le Chef d'Antenne

M. MOUFFOK



2/2