République Algerienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Superieur et de la Recherche Scientifique
Universite Dr YAHIA FARES De MEDEA
Faculté des sciences et de technologie
Département de Génie de la Matière
Master 2 Génie Géotechnique

Modélisation d'un Pieu isolé sous chargement axial -Etude paramétrique- effet des paramètres élastiques

Proposé et dirigé par :

*** M^me^ MIR Mouna**

Préparés par :

***TABANI Malika**
***DOUMI Samia**

Promotion 2012-2013

REMERCIEMENT

Au terme de se travail nous tenons à faire lauange à « Dieu » qui nous a donné la force d'achever cette réalisation .

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice M^{me} MIR Mouna pour ses conseils et son aide précieuse.

Nos sincères remerciments vont également à tous les enseignants du faculté de sciences et de la technologie surtout Monsieur MENAA , Monsieur AMAR BOUZID, Monsieur TALLAH et M^{me} MDJETNA qui nous offre tout ce savoir

RESUME

Le présent travail à caractère théorique et numérique étudie le comportement d'un pieu isolé sous charges axial.

Le comportement du pieu qui est une fois en béton est une autre en acier est étudier dans deux types de sol, à savoir, Argile et Sable à travers une étude paramétrique.

Le modèle sol/pieu est modélisé par le logiciel Plaxis v8.1.

La loi élastique est attribuée à l'élément pieu et celle de Mohr-Coulomb pour le sol. La modélisation se fait en 2D.

Mots-clés :

Pieu isolé, Argile, Sable, Etude paramétrique, Plaxis, courbe de chargement, déplacement, Module d'élasticité et coefficient de poisson.

ملخص:

هذا العمل ذو الطبيعة النظرية و الرقمية يدرس سلوك خازق معزول تحت تأثير حمولات محورية سلوك هذا الخازق المعزول و المصنوع مرة بالخرسان و مرة بالحديد مدروس في نوعين من التربة و هما التربة الطينية و التربة الرملية و هذا من خلال دراسة معلمية.

النموذج تربة- خازوق مطبق مع برنامج Plaxis

نموذج المرونة في الخازوق يتم بواسطة قانون Mohr-coulomb بالنسبة للتربة و يتم وضعها بواسطة نموذج ثنائي الأبعاد

الكلمات الأساسية :

خازوق معزول, طين , رمل , دراسة معلمية , Plaxis , منحنى الحمولات , Module d'élasticité et coefficient de poisson.

Abstract :

The theoretical and numerical study of the behaviour of the single piles under axial loads

The exercise of the pile that is once concrete is another steel is studied in two soil types, namely, clay and sand through a parametric study.

The soil / model pile is modeled by the Plaxis v8.1 software.

The elastic model is attributed to the pile element and the Mohr-Coulomb soil. The modeling is done by 2D.

Keywords:

single pile, Clay, Sand, parametric study, Plaxis, loading curve, displacement, modulus and Poisson's ratio.

Liste des figures :

Figure. I.1 : Modélisation du système sol-pieu……2

Figure II.1.1: Définition de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique……..4

Figure II.1.2 : Résistance des pieux……..6

Figure II.3.1 : Pieu isolé soumis à une charge verticale……...11

Figure II. 4.1 : a et b présentes le Mécanisme de transfert de charge sur un pieu……....14

Figure II.4 .2 : variation de q_c avec L/D (sol homogène)……..15

Figure II.4.3 : (Lb /D) cr et coefficient de capacité portante pour différente angles de frottement φ (Meyerhof, 1976)……....16

Figure II.4.4 : variation de q_c avec L/D (sol hétérogène…….....16

Figure II.4.5 résistance de frottement unitaire pour un sol homogène……...20

Figure II.4.6 application de la méthode λ à un sol hétérogène……....22

Figure II.4.7 variation de λ avec la profondeur L (Mc Clelland, 1974)……....23

Figure II.4.8 variation de α avec cohésion non drainée Cu……..23

Figure II.4.9 variation de N_q^* avec L/D (Coyle et Castello, 1981) ……...25

Figure II.4.10 variation de K avec L/D (Coyle et Castello, 1981) ……...25

Figure II.4.11 définition de l'encastrement équivalent……...32

Figure II.4.12 résistance de pointe équivalente……33

Figure II.4.13 définition de la pression limite équivalente au pressiomètre Ménard……..37

Figure II.4.14 comparaison des sollicitations du sol……..38

Figure II.4.15 courbes de frottement latéral……....39

Figure II.4.16.a- droite et courbes de fluage des $2^{ème}$,$5^{ème}$,$7^{ème}$, et $9^{ème}$ palier……..40

Figure II.4.16.b : détermination de la charge critique de fluage Q_{ce} (vitesse de fluage et calcul de Q_{ce})……....40

Figure II.4.17 Courbe effort-déplacement en tête d'un essai de chargement de pieu……....41

Figure II.4.18.a- loi de mobilisation simplifiée du Frottement latéral unitaire q……...42

Figure II.1.18.b loi de mobilisation simplifiée de la résistance de pointe qu…….....42

Figure II.4.19 Evolution de la résistance de pointe qu en fonction de la profondeur D'enfoncement du pieu……43

Figure III.1: la boîte de dialogue de projet (create /open Project)……..52

Figure .III.2 : Fenêtre de réglages généraux (onglet Project)……52

Figure .II.3.Fenêtre de réglages généraux (onglet Dimensions)……53

Figure III. 4 : Modèle de référence utilisé pour le calcul d'un pieu isolé sous charges axiale……..54

Figure III. 6: Fenêtre des propriétés des sols et interfaces (onglet General)...56

Figure II. 7: Fenêtre des propriétés des sols et les interfaces (Onglet Paramètres du Modèle Mohr-Coulomb)……..57

Figure II. 8: Fenêtre des propriétés des sols et les interfaces (onglet Interfaces) (argile)……...57

Figure III .9: Génération du maillage (argile)……..60

Figure III.10 : Fenêtre de génération des pressions hydrauliques (Water pressure génération) (argile)……61

Figure II.11 : Fenêtre de génération des contraintes initiales (procédure K0) ……...62

Figure III. 12 : le champ des contraintes Initiales dans la géométrie (argile)..63

Figure III.13 : Fenêtre principale du programme de calcul……...64

Figure III .14 : réactivation de l'interface et la charge (argile)……..65

Figure II.15: La fenêtre permet la sélection des points……66

Figure III. 16 : représentation du maillage déformé sous 500kpa (argile)……67

Figure III.17:courbe charge-tassement du pieu(Argile)……68

Figure III.18: Fenêtre des propriétés des sols et interfaces (onglet General)..68

Figure III.19: Fenêtre des propriétés des sols et les interfaces (Onglet Paramètres du Modèle Mohr-Coulomb (sable)……..69

Figure III.20 : Fenêtre des propriétés des sols et les interfaces (onglet Interfaces (sable)……69

Figure III .21: Génération du maillage (sable)……..70

Figure III.22: le champ des contraintes Initiales dans la géométrie (sable)…71

Figure III.23: Fenêtre principale du programme de calcul (sable)……72

Figure III.24 : réactivation de l'interface et la charge (sable)……73

Figure III.25: La fenêtre permet la sélection des points (sable)……73

Figure III.26: représentation du maillage déformé sous 200 kpa (sable)……74

Figure III.27 : courbe charge-tassement du pieu (sable)……75

Figure –IV.6 - Influence du maillage sur la courbe charge-déplacement du pieu (argile)……...76

Figure –IV.7 - Influence des dimensions du modèle sur la courbe charge déplacement du pieu (argile)……77

Figure –IV.8 - Influence des modules E_{ref} sur la courbe charge-déplacement du pieu (argile)……78

Figure – IV.9- Influence du coefficient de poisson sur la courbe charge-déplacement du pieu (argile)……79

Figure –IV.10. Influence les constituions d'un pieu sur le courbe chargement déplacement (argile)……..80

Figure –IV.1 - Influence du maillage sur la courbe charge-déplacement du pieu (sable) ……..80

Figure – IV.2- Influence des dimensions du modèle sur la courbe charge-déplacement du pieu (sable)……81

Figure –IV.3 - Influence des modules E_{ref} sur la courbe charge-déplacement du pieu (sable)……82

Figure – IV.4- Influence du coefficient de poisson sur la courbe charge-déplacement du pieu (sable)……83

Figure –IV.5- Influence les constituions d'un pieu sur le courbe charge-déplacement (sable)……..84

Liste des tableaux

Tableau II.2.1 : Choix du type de pieux selon la nature du sol……..9

Tableau II.4.1 : coefficient de capacité portante pour fondations profondes N'_c (Dessus) et N_σ' (Dessous)……20

Tableau II.4.2 : valeurs de coefficient Ir pour différents types de sols……...21

Tableau II.4.3 valeur de k_c selon le fascicule 62……....34

Tableau II.4.4 valeur de β et qs_{max} selon le fascicule 62……..36

Tableau II.4.5 valeurs de k_p selon le fascicule 62……..38

Tableau I.4.6 choix de la courbe de frottement latéral……..40

Tableau III.1 : valeurs des différents paramètres d'argile……58

Tableau IV .2: Caractéristiques mécaniques du pieu pour le sol……....79

Remerciements.....i

Résumé..... ii

Liste des figures..... iii

Liste des tableaux.....vi

I. Introduction générale 01

I.1 Généralités 01

I.2 Présentation du sujet..... 02

II.1. Généralités sur les pieux.....04

II.1.1. Définition 05

II.1.2. Historique 06

II.1.3. Rôle des pieux 07

II.2. Facteurs influant sur le comportement d'une fondation profonde..... 07

II.2.1. Paramètres de sol pour le dimensionnement des pieux 09

II.2.2. Pieu isolé sous charges axiales 10

II.3. FONDATION PROFONDE SOUS CHARGE AXIALE.....10

II.3.1. Introduction.....10

II.3.2. Charge ultime (Critère de rupture)..... 10

II.3.3. Capacité portante des pieux sous charge axiale..... 11

II.3.3.1. Formules classiques.....11

II .4 .Méthode de calcul des pieux isolés.....12

II.4.1. Détermination de la capacité portante basée sur le comportement rigide-plastique du sol.....12

II.4.2. Détermination de la capacité portante à partir de méthode statique.....14

II. 4.2.1. Capacité portante de pointe Q_p.....15

II.4.2.1.1. Méthode de Meyerhof (1976).....16

a) les sols sableux 16

b) argile saturées condition ($\phi_u = 0$).....18

c) argiles partiellement saturée avec $c \neq 0$ *et* $\emptyset \neq 0$ *(en contraintes effectives)*.....18

II.4.2.1.2. Méthode de Vesic (1977).....19
II.4.2.1.2.1. Résistance au frottement Q_s.....21
II.4.2.1.2.1.1. Résistance au frottement des pieux dans le sable.....21
II.4.2.1.2.1.1.2. Résistance au frottement des pieux dans les argiles.....23
II.4.2.1.3.Méthode Coyle et Castello.....26
II.4.3.détermination de capacité portante à partir de Méthodes dynamiques.....27
II.4.3.1. Méthode Engineering News Record (E.N.R).....28
II.4.3.2. Méthode des Hollandais.....29
II.4.3.3. Méthode de Crandall.....29
II.4.3.4. Méthode Engineering News Record (E.N.R) modifiée.....29
II.4.3.5. Méthode Michigan State Highway.....30
II.4.3.6. Méthode Danoise.....30
II.4.3.7. Pacific Coast Uniform Bulding Code.....30
II.4.3.8. Méthode de JANBU.....31
II.4.4.Détermination de la capacité portante à partir des Méthodes pratiques.....31
II.4.4.1.La capacité portante d'un pieu isolé à l'aide d'essai au pénétromètre statique.....32
II.4.4.1.1. Contrainte limite de pointe.....33
II.4.4.1.2. Frottement latéral unitaire limite.....35
II.4.4.2.La capacité portante d'un pieu isolé à l'aide d'essai pressiométrique.....36
I.4.4.2.1.Contrainte limite de pointe.....37
II.4.4.2.2. Frottement latéral unitaire limite.....37
II.4.4.3.La capacité portante d'un pieu isolé à l'aide d'essai de chargement statique.....41
II.4.4.3.1.Evolution de la résistance de pointe q_u en fonction de la profondeur.....44
III-1-Introduction.....47
III.2. le code de calcul Plaxis.....47

III-3-Les modèles des matériaux 48

III-3-1-Modèle élastique linéaire..... 48

III-3-2-Modèle de Mohr-Coulomb.....49

II-3-3-Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model).....49

III-3-4-Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model) 49

III-3-5-Modèle pour les sols mous (Soft Soil model).....49

III-3-6-Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil creep model)..... 49

III-3-7-Modèle défini par l'utilisateur 49

III-4-Les types de comportement des matériaux (Material type).....50

III-4.1-Comportement drainé (Drained behaviour) 50

III-4-2-Comportement non drainé (Undrained behaviour).....50

III-4-3-Le comportement non poreux (Non-porous behaviour).....50

III-5-la méthode des éléments finis.....51

III-5-1-Introduction 51

III-5-2- Méthodes de résolution 51

III-5-3-Intérêt des méthodes numériques 53

III.6.*les paramètres* 52

III.7 : Le type de modèle (Model) et Les éléments 55

III.7.1.Gravité et accélération 55

III.7.2.Les unités 55

III.8 : la géométrie.....55

III .9 : Les propriétés des matériaux.....57

III.10: Le Maillage..... 60

III.10.1:Génération du maillage 60

III.10.2 : Recommandations pour la génération d'un maillage 61

III.11 : Les conditions initiales 62

III.11.1: Conditions hydrauliques.....62

III.11.2 : Génération des pressions hydrauliques 62

III .11.3 : Configuration de la géométrie initiale.....63

III.12: Caractéristiques générales des calculs 64

III.12.1 : Phase 64
III.12.2 : Type de Calcul 65
III.12. 3 : Les phases de calcul 65
III.13 : Sélection de points témoins pour les courbes 66
III.14. Premiers résultats 67
b) SABLE 68
III.15 : Les paramètres d'un matériau 68
III.16. Le Maillage 69
III.17. Conditions initiales 70
III.18. Les phases de calcul 71
III.19 : Sélection de points témoins pour courbes 72
III.20. les Premiers résultats 73
III.21.Conclusion 74
IV.1.Introduction 76
IV.2.Effet des paramètres de modélisation 76
IV.2.1Argile 76
IV.2.1.1.Le maillage 76
IV.2.1.2.Dimensions du modèle de référence 77
IV.2.1.3.Effet des paramètres géotechniques 77
IV.2.1.3.1.Effet des paramètres du so 77
a) influence de module E_{ref} 78
b) influence du coefficient de poisson ν (nu) 78
IV.2.1.3.2.Influence les constituions d'un pieu 79
IV.2.2. Sable 80
IV.2.2.1.Le maillage 80
IV.2.2.2.Dimensions du modèle de référence 81
IV.2.2.3.Effet des paramètres géotechniques 81
IV.2.2.3.1.*.Effet des paramètres du sol* 81
a) influence de module E_{ref} 82
b) influence du coefficient de poisson ν (nu) 82
IV.2.2.3.2.Influence les constituions d'un pieu 83

V. Conclusion générale *..... 86*

Chapitre 1

Introduction générale

Introduction générale :

Généralités :

La bonne conception des fondations constitue un des éléments très important 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, soit parce que sa résistance est faible, soit que les tassements résultants sont préjudiciables à la construction, on utilise les fondations sur pieux. Beaucoup d'ouvrages importants sont généralement fondés sur des pieux tels que : les ponts, les centrales nucléaires, les structures off-shore, les tours à grandes hauteurs, les fondations pour machines…etc.

Les conceptions actuelles permettent de plus en plus des constructions plus importantes pour lesquelles la réponse du sol n'est pas toujours une fonction linéaire du déplacement de la structure. L'analyse efficace de ce problème exige de prendre en considération la réponse non linéaire du sol de fondation pour l'étude du comportement des pieux de fondation.

Comme tout autre type de fondation, les pieux peuvent être soumis à des chargements très variés et complexes, monotones, cycliques, verticaux, horizontaux, et se pose alors le problème de la prédiction de leurs réponses à ces sollicitations. La prédiction de la réponse en interaction sol-pieu devient difficile à évaluer analytiquement. Afin de décrire ce système complexe on fait appel alors soit aux méthodes expérimentales (semi empirique Méthode p-y ou essais sur pieux), soit aux méthodes numériques. Nous citons particulièrement la Méthode des Eléments Finis et la Méthode des Eléments Discrets

La méthode des éléments finis a été le premier outil numérique utilisé dans les problèmes d'interaction sol-pieu. Cette méthode tire sa puissance de son adaptation facile aux problèmes de géométries complexes et de fortes hétérogénéités.

A cause de la nature infinie du sol, pour l'application de la méthode pour ce type de problème on doit utiliser des frontières appropriées, avec les conditions aux limites correspondantes.

Présentation du sujet

Dans cette thèse, on utilise une modélisation en plaxis pour étudier le comportement d'un pieu isolé soumise à une charge axiale dans deux types de sol (Argile , sable)

Le pieu est supposé en béton armé de poids unitaire γ_p de section carrée de la longueur L et diamètre ou de coté D. Le comportement du pieu est considéré élastique linéaire impliquant deux paramètres élastiques, à savoir Ep module de Young et le coefficient de Poisson ν_p. Le comportement non-linéaire du sol, est modélisé par le modèle élastoplastique de Mohr Coulomb. Ce modèle est bien connu, il est basé sur les paramètres du sol à savoir : un module de Young Es, un coefficient de Poisson ν, la cohésion C, un angle de frottement, φ et un angle de dilatance, ψ. Pour le modèle linéaire de référence, le sol est modélisé comme milieu élastique homogène.

Ce travail est divisé en quatre chapitres qui sont organisés comme suite :

Le chapitre I est consacré à une introduction générale

Le chapitre II est consacré à un aperçu bibliographique qui passe en en revue des références connues des ce domaine consacré au pieu chargé verticalement et leur comportement

Le chapitre III qu'a été consacré à l'initiation au code de calcul Plaxis qui est l'outil de modélisation utiliser et la mise au point du modèle

Le chapitre IV dans le quel une étude paramétrée que a été fait entre différents paramètres élastique du sol a fin d'analyser l'effet de ces dernières sur le comportement du pieu

En fin le chapitre V qui a été consacré à une conclusion générale.

Chapitre V

Aperçu bibliographique

II.1. Généralités sur les pieux :

II.1.1. Définition :

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

Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes. Les 3 parties principales d'un pieu sont : la tête, la pointe et le fût compris entre les deux.

La longueur d'ancrage h est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes.

D'un point de vue mécanique, on distingue la longueur D du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique 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 traversés par le pieu. (Figure II.1.1)

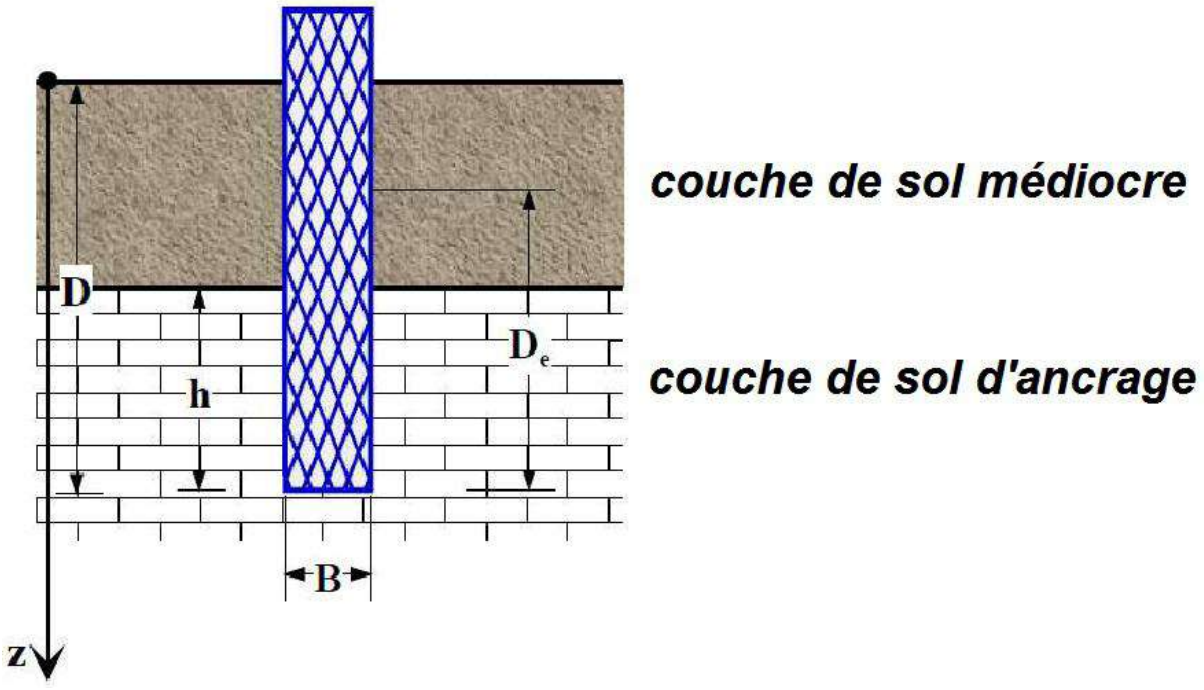


Figure II.1.1: Définition de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique [1]

On considère qu'un élément de fondation est de type profond lorsque sa hauteur d'encastrement relatif D_e /B est supérieure à 5.

Pour le calcul, les deux types de fondations (profondes et superficielles) se différencient essentiellement par la prise en compte d'un frottement sur les parois latérales de la fondation.

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

Entre les deux extrêmes, fondations superficielles et fondations profondes, on trouve les fondations semi-profondes, dont la base se situe au-dessus de la profondeur critique, mais pour lesquelles le frottement latéral ne peut être négligé : il s'agit des pieux ou parois de faible longueur et de tous les types de caissons. Il n'y a pas de méthode de calcul propre à cette catégorie de fondations qui ne constituent que des cas particuliers ; il faudra adapter, suivant les cas, les méthodes retenues pour les fondations superficielles ou pour les fondations profondes.

II.1.2. Historique :

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

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

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

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

II.1.3. Rôle des pieux :

Lorsque le sol situé immédiatement sous les ouvrages ne présente pas des qualités de portance suffisantes, les pieux constituent une solution de fondations profondes. La figure (II.1.2) montre les différents cas de résistance des pieux.

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

Ils sont utilisés également pour résister à :

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

Dans ces derniers cas, il est préférable de les incliner dans la direction des efforts

Résultants pour réduire les effets de flexion auxquels, par leur forme élancée, ils résistent mal.

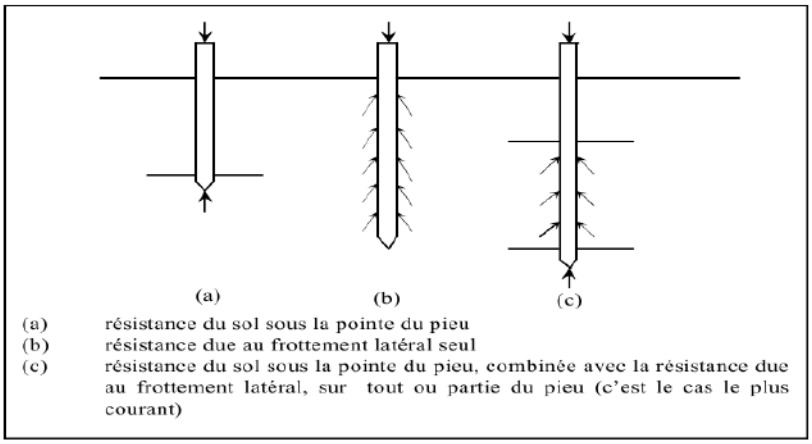


Figure II.1.2 : Résistance des pieux.[ ]

II.2. Facteurs influant sur le comportement d'une fondation profonde :

Des bâtiments, des ponts, des structures offshores ou encore des murs de soutènement sont souvent construits sur des fondations profondes,

généralement en béton armé. Leur comportement est alors lié aux aspects suivants :

- Les caractéristiques géométriques des pieux (élancement, section, surface latérale, rugosité) et, éventuellement, du chevêtre qui les relie les uns aux autres ;
- La méthode d'installation des pieux (battage, méthode vibratoire, vissage, fonçage, forage puis moulage en place, etc.) ;
- Les forces, moments ou pressions appliqués et transmis aux pieux (compression, traction, sollicitations inclinées ou excentrées, sollicitations latérales, monotones ou cycliques, dynamiques) ;
- Le comportement non linéaire de chaque pieu (écrasement, allongement, flexion, torsion, cisaillement voire flambement) ;
- L'état de l'interface entre le sol et chaque pieu (glissement et frottement du sol le long du fût) ;
- Le comportement non linéaire du sol au voisinage immédiat du fût des pieux.
- Généralement, le fût est relativement rugueux et donc le frottement latéral représente en partie le cisaillement du sol sur une certaine épaisseur (très localisée) ;
- Le comportement non linéaire du sol près de la pointe de

Trois différentes non-linéarités, liées respectivement au sol, au pieu et à leur interaction, doivent être considérées pour modéliser le comportement d'un pieu dans un massif de sol. Ce comportement dépend également pour beaucoup de la technique de construction utilisée ; en effet, selon celle-ci :

- L'ordre de grandeur de la capacité portante (charge maximale supportable par le sol) peut être affecté, de même que la distribution de la charge dans le pieu ;
- Les contraintes dans le sol au voisinage du pieu et l'état même du sol (densité, propriétés mécaniques) sont souvent fortement modifiées. Ces contraintes dépendent du champ initial dans le massif de sol non

perturbé, du poids du pieu, de l'interaction sol pieu et de la reconsolidation du sol qui se produit après la mise en place de la structure ou à la fin de la construction de l'ouvrage ;

- Les contraintes résiduelles dans le pieu sont plus ou moins importantes. Généralement, les effets de l'installation d'un pieu ne se font pas sentir au-delà de 10 à 15 fois son diamètre.

II.2.1. Paramètres de sol pour le dimensionnement des pieux :

Les dimensions et le type de pieux sont déterminés selon la nature du sol (tableau II.2.1). Pour les pieux construits sur place ou préfabriqués, ils sont généralement déterminés à partir de considérations économiques et pratiques. Le choix du type de pieux est également dicté par l'importance de la structure à supporter.

Nature du sol	***Type de pieux***	***Références***
Sol pulvérulent lâche	*Pieu conique pour augmenter le frottement latéral*	*Hannigan et al.1998*
Dépôt d'argile molle profonde	*Pieu en béton à surface rugueuse pour augmenter l'adhésion et la vitesse de dissipation de la pression interstitielle*	*Hannigan et al.1998*
Sable lâche profond ou moyen dense	*Section métallique type H- pieu*	Tomlinson, 1987
	Pieu en béton précontraint dans le cas d'un battage prévu difficile. Section métallique type H-Pet tubulaire à base ouverte sont utilisés mais souvent avec des longueurs plus grandes	*Hannigan et al.1988*

Tableau II.2.1 : Choix du type de pieux selon la nature du sol.[1]

Les pieux sont généralement dimensionnés soit sur la base de méthodes empiriques, soit sur la base d'essais in situ. Les deux principaux paramètres du sol pour le calcul de pieux sont la cohésion (c) et l'angle de

frottement interne (φ). De plus, dans le cas des charges latérales, la valeur du module de réaction du sol Es est nécessaire pour le dimensionnement des pieux (Bowles, 1977 et Frank, 1995).

II.2.2. Pieu isolé sous charges axiales :

Pour le calcul des pieux sous charges axiales, on distingue 2 types de charge limite :

- la charge limite de pointe Q_{pl}qui représente, le poinçonnement du sol sous la base du pieu
- la charge limite Q_{sl} mobilisable par frottement entre le fût du pieu et le sol.

  La charge limite Q_l du pieu qui correspond à la rupture du sol est la somme de ces 2 charges limites

II.3. FONDATION PROFONDE SOUS CHARGE AXIALE :

II.3.1. Introduction :

Quand le sol en surface est mou et compressible et les tassements sont considérables sous la charge de la superstructure, cette charge ne peut pas être reprise par l'intermédiaire des fondations superficielles. On a alors recours aux fondations profondes. La différence majeure entre ces deux types de fondations est la prise en compte de frottement latérale le long du fût pour le cas de fondations profondes et leur mécanisme de rupture qui est totalement différent.

II.3.2. Charge ultime (Critère de rupture) :

Il y a plusieurs interprétations discordantes qui ont été émises quant à l'évaluation de la charge ultime. On peut citer par exemple l'essai de pénétration standard (SPT) et celui d'essai de pénétration au cône (CPT). Chaque essai a sa propre définition de la charge ultime. Ceci peut rendre les interprétations des essais erronées si on ne prend pas en compte ces considérations.

La définition la plus utilisée est basée sur l'enfoncement de tête de pieu comme suit: si un pieu est chargé axialement par Q, et se déplace en tête de s, alors la charge ultime est définie comme la charge correspondant à s

=10% du diamètre du pieu (b). Ce critère est applicable pour tous types de pieux, c'est-à-dire les pieux subissant des grands déplacements, des petits déplacements, ainsi que ceux ne subissent pas des déplacements.

Autrement dit pour le calcul des pieux, il faut que le déplacement relatif s/b ≤ 10% pour que la charge ultime ne soit pas atteinte, et que l'on reste dans le domaine de serviceabilité.

À la rupture la charge ultime est équilibrée par la force en pointe Q_p et par la force de frottement Q_f II est important à noter que Reese et O'Neill (1988) prennent pour la charge ultime un déplacement relatif s/b< 5%

II.3.3. Capacité portante des pieux sous charge axiale :

II.3.3.1. Formules classiques :

La capacité totale du pieu dépend principalement des propriétés du sol (densité et résistance au cisaillement) et des caractéristiques des pieux. D'une façon générale, la capacité portante peut s'écrire (MCIF, 2006) :

Cas de la compression :

$$Q = Q_P + Q_f - W$$

$$Q_p = A_p . q_p$$

$$Q_f = \sum q_{fi} A_{fi} \ (1 < i < n)$$

Cas de l'arrachement :

$$Q = Q_f + W$$

Où : Q = capacité portante de pieu; Q_p = résistance en pointe; Q_f = résistance par frottement latéral le long de fût; W = poids propre de pieu; $q^{\wedge} -$ résistance unitaire en pointe; q_{fi} = résistance unitaire de frottement; A_p= section de pointe; A_f,= aire latérale le long de pieu; et i représente la couche de sol.

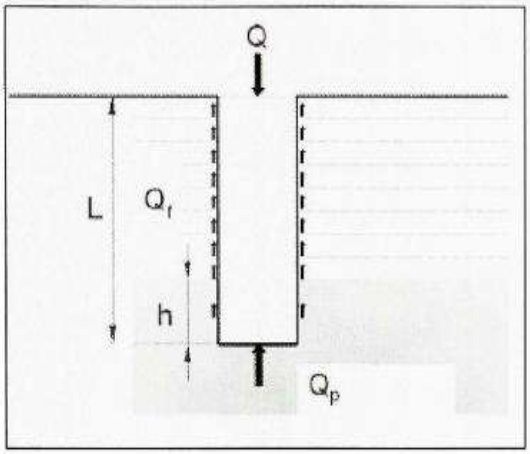


Figure II.3.1 : Pieu isolé soumis à une charge verticale [3]

Avant de développer les équations on va d'abord passer en revue les paramètres influençant la capacité portante. Parmi ces paramètres on s'intéresse en particulier à l'effet de battage, l'effet du temps après le battage et l'influence du diamètre.

II.4 .Méthode de calcul des pieus isolés

II.4.1. Détermination de la capacité portante basée sur le comportement rigide-plastique du sol :

La méthode de calcul de la charge axiale d'un pieu reposant sur l'hypothèse du comportement rigide - plastique du sol considère une certaine zone du sol au voisinage du pieu en état de rupture. Dans cette théorie, les résistances unitaires (résistance de pointe limite (q_{pL}), frottement latéral limite (q_{FL})) ne dépendent que des paramètres de rupture du sol

A. Sables :

Résistance de pointe :

L'expression générale de la capacité portante utilisée en fondation superficielle donnée par (Meyerhof, 1963; Brinch-Hansen, 1970; Vesic, 1973) peut être utile pour le calcul de la résistance unitaire limite en pointe pour les pieux. En effet, les termes de cohésion (c = 0, N_c) et de profondeur (diamètre << longueur de pieu) sont nuls ou négligés respectivement, et il reste seulement le terme de surcharge. L'équation devient alors :

$$q_{pl} = s_q \, d_q \, q_0 \, N_q$$

où : S_q, d_q et N_q, sont des coefficients de forme, de profondeur et de capacité portante respectivement, et q_0 la contrainte effective en pointe de pieu. L'équation est applicable uniquement pour les pieux verticaux sous charges axiales. En remplaçant le produit S_q d_q N_q par N_{qL} et q_0, par σ_v' , l'équation devient :

$$q_{pl} = \sigma_v' \, N_{ql}$$

Cette équation est applicable uniquement pour le calcul de la résistance unitaire limite de pointe. Des analyses ainsi que des essais montrent que la valeur de q_{pL} est presque égale à la résistance de pénétration au cône (q_c). Si on utilise la définition de la charge ultime l'équation devient :

$$q_{pl.ult} = \sigma_v^{'} \, N_{ql.ult}$$

ou q_c(=q_{pl}) peut etre ewprimé en terme de la densité relative D_r et de la contrainte laterale effective σ'_v. Si on désingne le rapport de $(\frac{q_{p.ult}}{q_p})$ par cp, il s'en suit :

$$q_{p.ult} = c_p \; x \; q_{pl}$$

B.Argiles :

Résistance de pointe :

L'équation générale de la capacité portante de fondation superficielle à court terme quand ϕ= 0, peut s'écrire (voir Bowles, 1996) :

$$q_{pl} = \; 5.14(s_{cu} \; x \; d_{cu}) \; c_u \; + \; q_0$$

L'équation est valable seulement quand le rapport profondeur par largeur est inférieur ou égal à 2.5.

L'équation peut s'écrire en terme de la charge nette avec des valeurs maximales des

Coefficients de forme et de profondeur (s_{cu}=1.2d_{cu}=1.5) respectivement comme suit :

$$q_{pl}^{net} = 9.25c_u$$

Meyerhof (1951) a trouvé que le rapport ($\frac{q_{pl}^{net}}{c_u}$) varie entre 9.3 et 9.7. Pour le calcul des pieux, on utilise la charge ultime (section 3.2). Hu et Randolph (2002) ont obtenu des valeurs moyennes entre 9.3 et 9.9 pour les fondations pre-installées. On peut donc prendre La moyenne des deux valeurs pour les pieux qui ne refoulent pas le sol QI pour les pieux refoulant le sol la valeur moyenne est comprise entre 10 et 12 (Salgado, 2008).

II.4.2. Détermination de la capacité portante à partir de méthode statique

Les formules dites statiques constituent une adaptation aux fondations sur pieux des méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles. Ainsi, la charge ultime Q_u d'un pieu est la somme de la charge supportée par la pointe du pieu Q_p et la résistance du frottement totale de la surface latérale du pieu en contact avec le sol adjacent Q_s :

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

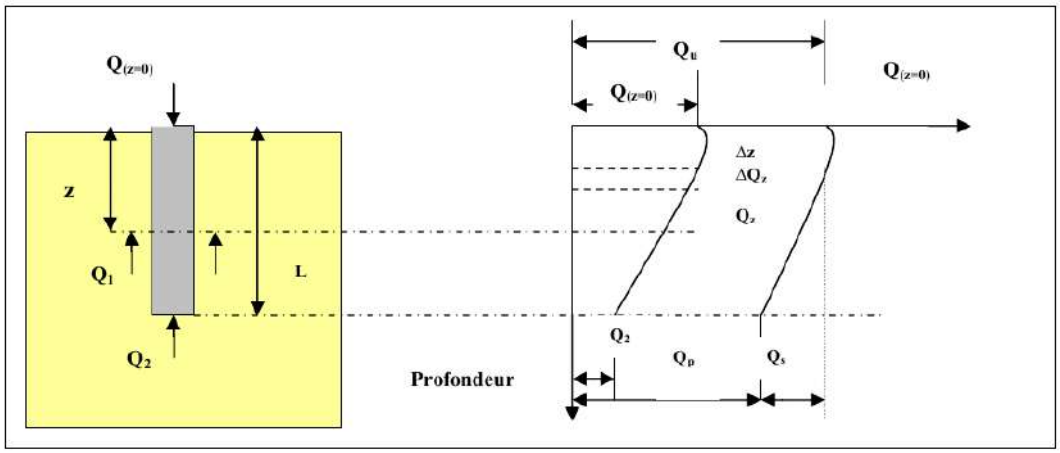
Avec :

Q_u : Capacité portante globale ultime du pieu ;

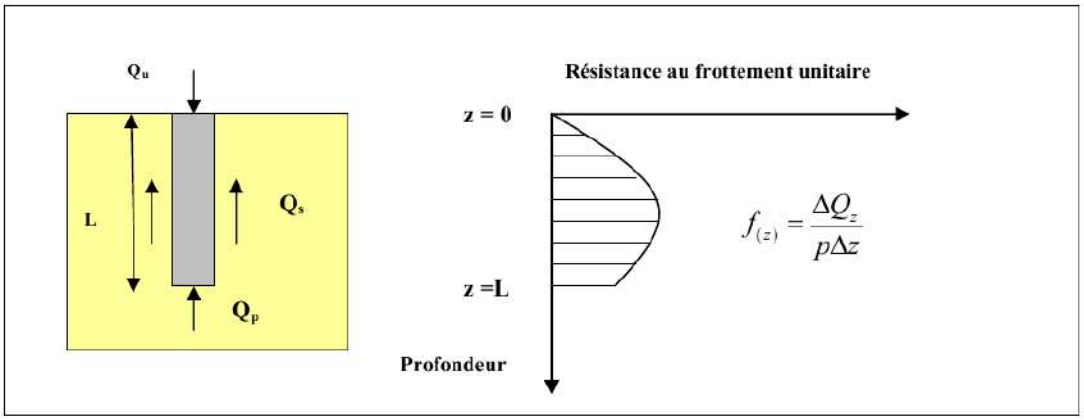
Q_p: Capacité portante globale de la pointe du pieu ;

Q_s: Résistance au frottement de la surface latérale du pieu.

Une infinité de méthodes ont été publiées pour l'évaluation de Q_p et Q_s par Braja, Das (1984)



(a)



(b)

Figure II. 4.1 : a et b présentes le Mécanisme de transfert de charge sur un pieu

II. 4.2.1. Capacité portante de pointe Q_p:

La capacité portante ultime à la pointe peut s'exprimer par :

$$q_u = q_p = cN_c^* + qN_q^* + \gamma DN_\gamma^*$$

N_c^*, N_q^*, N_γ^* sont les coefficients de capacité portante qui tiennent compte de la forme et la profondeur de la fondation. Comme le diamètre du pieu est relativement petit alors le terme $D\gamma N_\gamma^*$ devient nul et l'équation de la capacité portante devient :

$$q_p = cN_c^* + q'N_q^*$$

Le terme q est remplacé par la contrainte effective q' pour prendre en compte l'effet d'une éventuelle nappe phréatique. D'où la charge sur la pointe du pieu est :

$$Q_P = A_P . q_P = A_p . (cN_c^* + q' N_q^*)$$

A_P :surface tronsversale du pieu

C : cohésion du sol de fondation

q_p : capacité portante unitaire à la pointe

q' :contrainte effective au niveau de la pointe

Plusieurs méthodes pour évaluer les coefficients de capacité portante ont été proposées dont :

(a)la méthode de Meyerhof,

(b) la méthode de Vesic,

(c)la méthode de Coyle et Castello.

II.4.2.1.1. Méthode de Meyerhof (1976)

a - les sols sableux :

La capacité portante unitaire q_p d'un pieu dans le sable généralement augmente avec le ratio de la longueur d'ancrage dans la couche portante au diamètre du pieu $Lb\ /D$ figure (II. 4.2).

Cette capacité portante q_p atteint une valeur maximale à un rapport

$Lb/D = (Lb/D)cri$

$(Lb/D)\,cri.$ Au-delà de cette valeur critique, la capacité portante unitaire q_p reste constante. Elle est dite limite :

$$q_p = q_l$$

Le ratio critique varie d'un sol à un autre comme le montre la figure (II.4.3) pour différentes valeurs de ϕ. Basé sur cette dernière, Meyerhof suggère la procédure suivante pour l'évaluation de la capacité portante de pointe d'un pieu dans un sol pulvérulent:

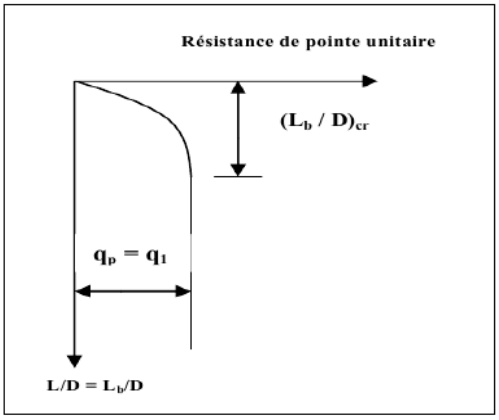


Figure II.4 .2 : variation de q_c avec L/D (sol homogène)

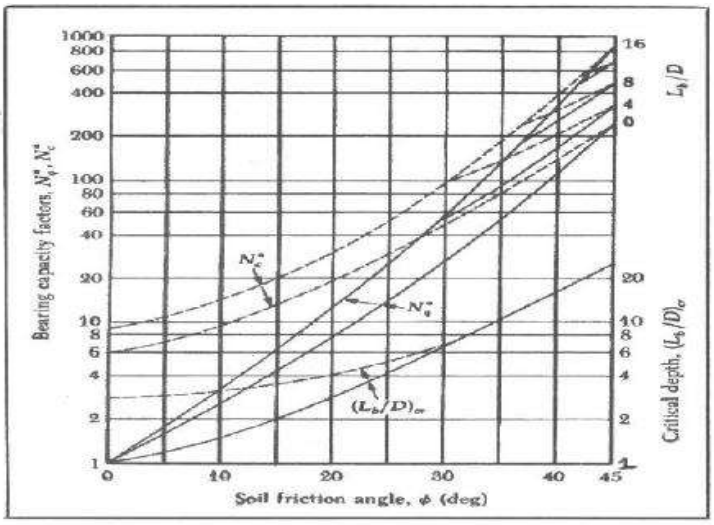


Figure II.4.3 : (Lb /D)$_{cr}$ et coefficient de capacité portante pour différente angles de frottement ∅ (Meyerhof , 1976).

Suite à des observations pratiques, Meyerhof calcule la capacité portante de pointe dans un sol homogène (L_b=L) avec l'équation suivante :

$$q_p(KN/m^2) = 40\ N.L/D\ \leq 400N$$

N: étant la résistance de pénétration standard moyen près du pieu à environ 10D au-dessus et 4D au-dessous de la pointe du pieu.

Dans plusieurs situations, un pieu pénètre une couche de sable lâche puis une autre couche de sol pulvérulent dense figuré (II.4.4) pour un tel cas la capacité portante est :

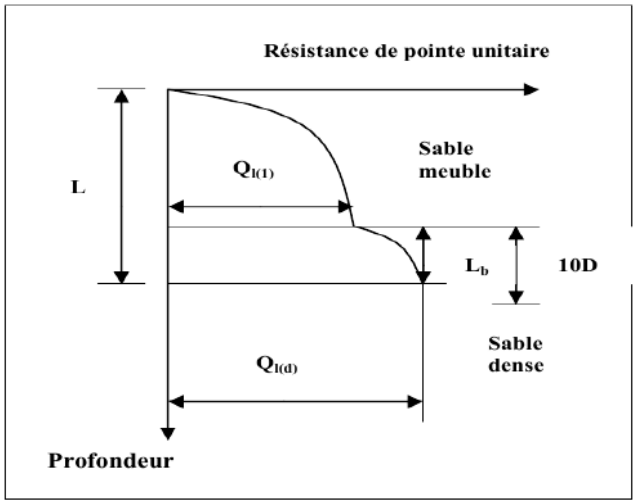


Figure II.4.4 : variation de q_c avec L/D (sol hétérogène).

$$q_P = q_{l_{(l)}} \frac{(q_{l_{(l)}} - q_{l_{(d)}}) l_b}{10D} \leq q_{l_{(d)}}$$

$q_{l_{(l)}}$: Résistance de pointe limite dans le sable lâche calculée par q_l(KN/m^2)=50N^*_qtanϕ ou N^*_q et ϕ sont les paramètres du sable lâche.

$q_{l_{(d)}}$: Résistance de pointe limite dans le sable dense calculée par

q_{l}(KN/m^2)=50N^*_q tanϕ ou N*$_q$ et ϕ sont les paramètres du sable dense.

L_b : Longueur d'encrage dans le sable dense.

b) argile saturées condition (ϕ_u= 0) :

La capacité portante de la pointe est donnée par la formule :

$$Q_P = A_P\, c_u\, N_c^* = 9 c_u\, A_P$$

c_u: Cohésion non drainée du sol sous la pointe du pieu.

c) argiles partiellement saturée avec c ≠ 0 et ∅ ≠ 0 (en contraintes effectives) :

$$Q_P = A_P q_P = A_p(c' N_c^* + q' N_q^*)$$

La plupart des calculs, l'angle de frottement ∅ est supposé inférieur à 30°. Pour un tel cas la procédure suivante est utilisée pour évaluer les coefficients N_c^* et N_q^* à partir de la figure(II.4.3).

II.4.2.1.2. Méthode de Vesic (1977) :

Vesic (1977) propose une autre méthode de calcul en fonction des contraintes effectives, la capacité portante de pointe est donnée par l'équation :

$$Q_P = A_P\, q_P = A_P\,(cN_c^* + \sigma_0' N_\sigma^*)$$

Où $\sigma_0^{'}$ est la contrainte effective normale moyenne au niveau de la pointe du pieu exprimée par la formule :

$$\sigma_0^{'} = (\frac{1+2K_0}{3})q^{'}$$

K_0 : Coefficient des poussées des terres au repos de JAKY

N_c^*, N_q^* : Coefficients de capacité portante

$$Ko = 1 - sin\,\emptyset$$

$$N_c^* = (N_q^* - 1)\,cot\,\phi$$

$$N_\sigma^* = \frac{3N_q^*}{(1+2K0)}$$

Selon la théorie de Vesic le coefficient N_σ^* est fonction de l'indice de rigidité réduit du sol I_{rr} donné par :

$$I_{rr} = \frac{I_r}{(1+I_r\Delta)}$$

I_r : indice de rigidité calculée par l'équation suivante :

$$I_r = \frac{E_s}{2(1+\upsilon s)(c+q'tan\Phi)} = \frac{G_s}{(c+q^{'}tan\emptyset)}$$

Es : module de Young du sol ;

vs : coefficient de poisson;

Gs : module de cisaillement du sol ;

Δ: déformation volumique moyenne dans la zone plastique sous la pointe du pieu. Pour les conditions volumiques moyennes dans la zone plastique (argile saturée, sable dense), la valeur de Δ est nulle d'où :

$$Irr = Ir$$

Le tableau (II.4.1) donne les valeurs de N_c^* et N_σ^* pour différentes valeurs de ϕ et I_{rr}.
Pour $\emptyset_u = 0$, le coefficient N_c^* est calculé par l'équation :

$$N_C^* = \frac{3}{4}(logIrr + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Le coefficient Ir est évalué au laboratoire lors d'un essai de consolidation à l'odomètre ou au triaxial. Cependant, pour des études préliminaires les valeurs du tableau (II.4.1) peuvent être utilisées.

	I_{rr}									
ϕ	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
0	6.97	7.90	8.82	9.39	9.75	10.04	10.97	11.51	11.89	12.19
	1 .00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
10	11.55	14.08	16.97	18.86	20.29	21.46	25.43	28.02	29.99	31.59
	3 .04	3.84	3.99	4.32	4.58	4.78	5.48	5.94	6.29	6.57
20	18.83	24.56	31.81	36.92	40.99	44.43	56.97	65.79	72.82	78.78
	7.85	9.94	12.58	14.44	15.99	17.17	21.73	24.94	27.51	29.67
30	30.03	41.49	57.08	68.69	78.30	86.64	118.53	142.27	16191	17898
	18.24	24.95	33.95	40.66	46.21	51.02	69.43	83.14	94.48	104.33
40	47.03	68.04	98.21	12.162	141.51	159.13	228.97	283.19	329.24	370.04
	40.47	58.10	83.40	103.05	119.74	134.52	193.13	238.62	227.26	311.50
50	73.19	109.70	164.21	207.83	245.60	279.55	417.82	528.46	624.28	710.39
	88.23	131.73	196.70	248 .68	293.70	334.15	498.94	630.80	744.99	847.61

Tableau II.4.1 : coefficient de capacité portante pour fondations profondes N_c^* (dessus) et N_σ^* (dessous)

Type de sol	I_r
Sable	70-50
Limon et argile (conditions drainées)	50-100
Argile (conditions non drainées)	100-200

Tableau II.4.2 : valeurs de coefficient Ir pour différents types de sols [ ]

II.4.2.1.2.1. Résistance au frottement Q_s :

La résistance au frottement d'un pieu donnée par l'équation :

$$Qs = \sum P.\Delta L.f$$

Avec :

P : périmètre de la section transversale du pieu.

ΔL : longueur du pieu (figure II.4.5).

f : résistance au frottement unitaire à la profondeur (z).

II.4.2.1.2.1.1. Résistance au frottement des pieux dans le sable :

La résistance au frottement unitaire d'un pieu à une profondeur donnée (z) est :

$$f = K\ \sigma_v'\ tan\ \delta$$

Avec

K : coefficient des poussées des terres ;

σ_v': Contrainte effective verticale à la profondeur en considération (z) ;

δ : Angle de frottement (interaction) sol-pieu.

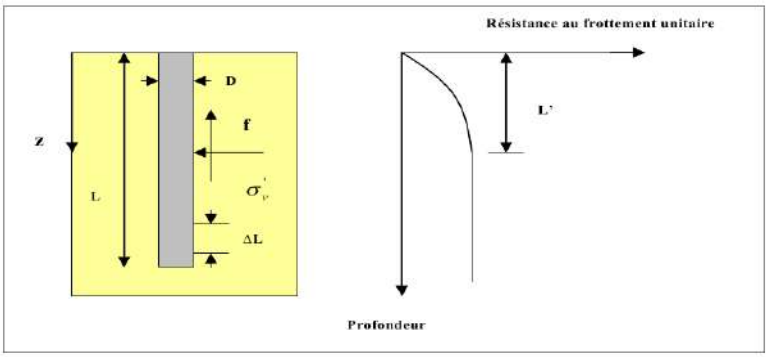


Figure II.4.5 résistance de frottement unitaire pour un sol homogène

La valeur numérique du coefficient des poussées des terres K est fonction de la profondeur z. ce coefficient est égal au coefficient des poussées des terres passives (K= K_p) au sommet du pieu et il est inférieur au coefficient des poussées des terres au repos (K ≤ Ko) à la base du pieu. K dépend aussi de la nature de l'installation du pieu. Basée sur les résultats disponibles de nos jours BRAJA (1984) recommande l'utilisation des coefficients suivants :

- pour les pieux forés :

$$K = Ko = 1 - sin\emptyset$$

- pour les pieux battus à petits déplacements

$$Ko \leq K \leq 1.4\,Ko$$

- pour les pieux battus à grands déplacements

$$Ko \leq K \leq 1.8\,Ko$$

Comme déjà indiqué sur la figure(II.2.5) la résistance au frottement unitaire augmente jusqu'à une valeur maximale à une profondeur de 15-20D et reste constante.

La longueur critique L' dépend de plusieurs facteurs dont l'angle de frottement interne ∅ , la densité relative RD et la compressibilité du sol. Lors des calculs la valeur de L'= 15D est prise comme valeur approximative. L'angle de frottement d'interaction sol-pieu est pris dans l'intervalle :

$$0.5\emptyset \leq \delta \leq 0.8\emptyset$$

Meyerhof (1976) indique la moyenne de résistance au frottement unitaire f_{av} peut être obtenue à partir de l'essai pénétromètrique (SPT).

-Pour les pieux battus à grands déplacements :

$$f_{av}\,(KN/m^2) = 2\,\bar{N}$$

- pour les pieux battus à petits déplacements :

$$f_{av}\ (\mathrm{KN/m^2}) = \bar{\mathrm{N}}$$

Où $\bar{\mathrm{N}}$ est la valeur SPT moyenne. D'où la résistance au frottement est :

$$Qs = p.L.f_{av}$$

II.4.2.1.2.1.1.2. Résistance au frottement des pieux dans les argiles :

Il y a plusieurs méthodes qui permettent d'estimer la résistance au frottement d'un pieu dans l'argile. Ci-dessous sont deux méthodes largement acceptées dans la conception des pieux.

a) méthode λ :

Cette méthode a été proposée par Viayavergia et Focht (1972). Elle suppose que le déplacement du sol du à la pénétration du pieu, entraîne une pression latérale passive sur toute la profondeur, d'où la résistance au frottement moyenne peut s'écrire :

$$f_{av} = \lambda\,(\overline{\sigma_v^{'}} + 2c_u)$$

$\overline{\sigma_v^{'}}$: La contrainte effective moyenne pour la longueur d'ancrage ;

c_u : résistance au cisaillement moyenne (concept $\emptyset u = 0$) ;

La valeur de λ varie avec la profondeur de pénétration du pieu figure (II.2.7) d'où :

$$Qs = \mathrm{P}.L.fav$$

Dans le cas d'un sol hétérogène, les paramètres c_u et sont des valeurs moyennes leur calcul est expliquée par la figure(III.4.6)

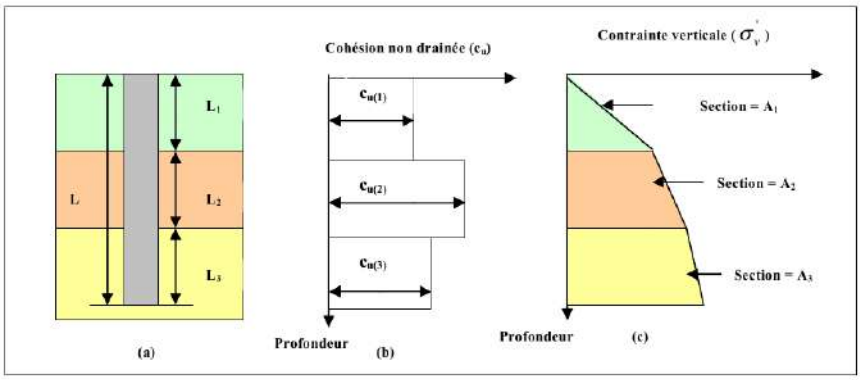


Figure II.4.6 application de la méthode λ à un sol hétérogène

$$C_u = \frac{C_{u1}L_1 + C_{u2}L_2 + \cdots}{L}$$

$$\overline{\sigma'_v} = \frac{A1 + A2 + A3 + \cdots}{L}$$

A1, A2, A3 : surface des diagrammes des contraintes effectives.

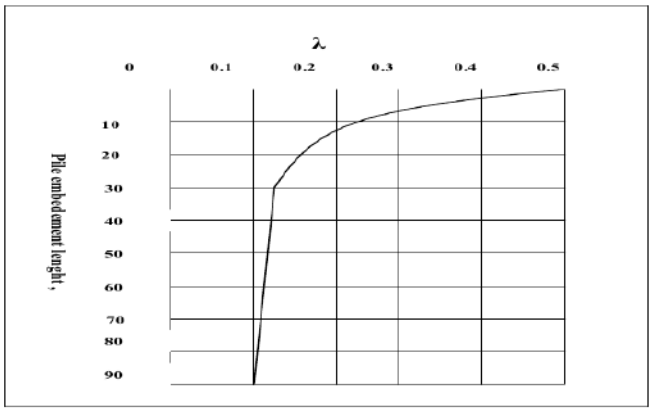


Figure II.4.7 variation de λ avec la profondeur L (Mc Clelland, 1974) [10]

B) Méthode α :

Selon la méthode α, la résistance au frottement unitaire dans un sol argileux est :

$$f = \alpha \,.\, cu$$

α est un coefficient empirique d'adhésion, ses valeurs approximatives en fonction de la résistance au cisaillement c_u du sol sont données par la figure

(II.2.8) Pour les argiles normalement consolidées avec c_u ≤ 50 KN/m^2 le coefficient α = 1 d'où :

$$Q_s = \sum P\Delta L f = \sum \alpha cu \, P\Delta L$$

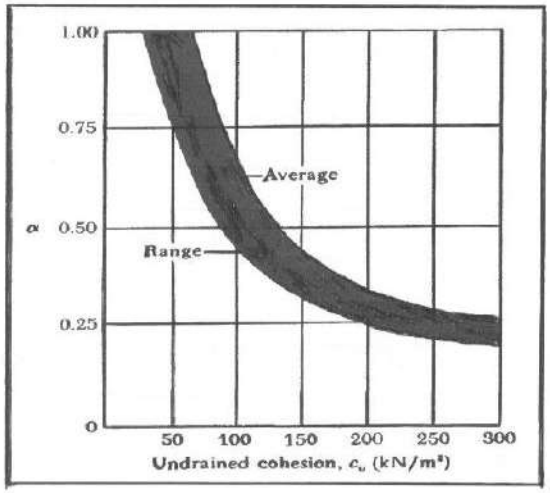


Figure II.4.8 variation de α avec cohésion non drainée cu

c) méthode β :

Lorsque le pieu est enfoncé dans un sol argileux saturé, la pression interstitielle dans le sol adjacent au pieu augmente. Cet excès de pression interstitielle dans une argile normalement consolidée peut atteindre la valeur de 4 à 5 fois la cohésion non drainé c_u. Cependant, après un certain temps (un mois environ) il y aura une dissipation de cette pression interstitielle (Δu →0). Ainsi, la résistance au frottement unitaire en toute profondeur (z) pour un pieu est déterminée en fonction des contraintes effectives de l'argile remaniée (c_u = 0).

$$f = \beta \sigma'_v$$

Avec :

σ'_v: Contrainte effective en tout profon

$$\beta = K tan \emptyset_R$$

$\emptyset_R$: Angle de frottement interne de l'argile remaniée.

K : coefficient des poussées des terres. Cette valeur peut être prise égale à Ko ou bien à :

$K = 1 - sin\,\emptyset_R$ Argile normalement consolidée

$K = (1 - sin\,\emptyset_R)\sqrt{OCR}$ Argile sur- consolidée

Ainsi la résistance au frottement unitaire f est calculée par :

$f = (1 - sin\emptyset_R)\, tan\emptyset_R$ *Argile normalement consolidée*

$f = (1 - sin\emptyset_R)\sqrt{OCR}\, tan\emptyset_R \sigma'_v$ *Argile sur consolidée*

Une fois la valeur de f déterminée, la résistance au frottement totale sera calculée comme suit :

$$Q_s = \sum P\Delta Lf$$

II.4.2.1.3.Méthode Coyle et Castello :

Coyle et Castello (1981) ont fait beaucoup d'études expérimentales sur des pieux à échelles réelles sur chantiers, enfoncées dans des sols sableux. Dans cette méthode, la charge ultime d'un pieu peut être donnée par l'équation :

$$Q_u = Q_p + Q_s = q' N^*_q A_p + f_{av} P_l$$

Avec :

q' : contrainte effective verticale à la pointe du pieu ;

f_{av}: Résistance au frottement moyenne sur la longueur (L) du pieu ;

$$f = K\,\overline{\sigma'_v}\, tan\delta$$

N^*_q: Coefficient de capacité portante donné par figure (II. 4.9) ;

K : coefficient des poussées des terres dont la valeur est fonction du rapport (L/D) et l'angle de frottement interne ∅ (figure II.4.10) ;

$\overline{\sigma'_v}$: Contrainte effective due au poids propre du sol sur toute la longueur (L).

δ : Angle de frottement sol-pieu pris égal à 0.8∅ .

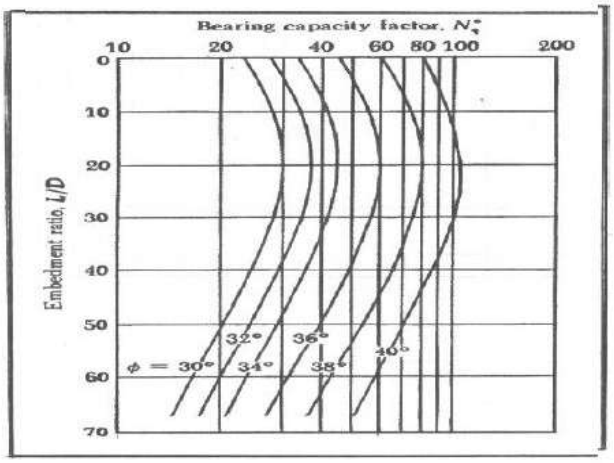


Figure II.4.9 variation de N_q^* avec L/D (Coyle et Castello, 1981)

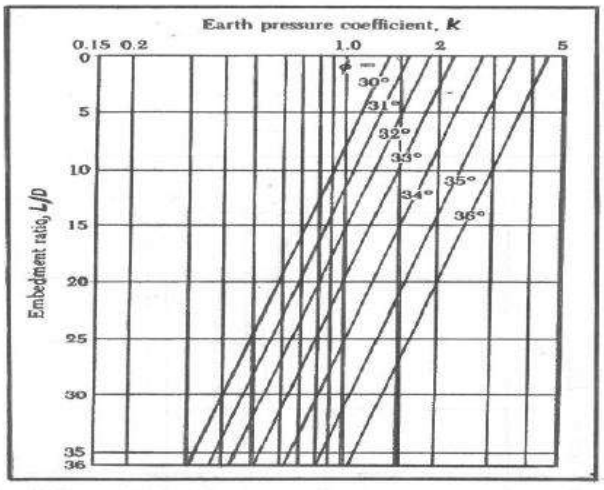


Figure II.4.10 variation de K avec L/D (Coyle et Castello, 1981)

II.4.3.détermination de capacité portante à partir de Méthodes dynamiques :

Un certain type de pieux sont enfoncés dans le sol par battage à l'aide d'un mouton. Cette méthode permet d'apprécier la résistance opposée par le terrain. Elle englobe nécessairement la résistance sous la pointe et celle qui se manifeste le long du fût. Elle est appelée méthode globale ou méthode dynamique.

Beaucoup de formules ont été proposées. Elles sont toutes basées sur la superposition qu'il y a équivalence entre le travail du mouton et le travail de forces résistantes qui s'opposent à l'enfoncement du pieu. C'est sur cette base simple que Sanders (1950) donna l'équation :

$$Q_s = \frac{W_R.h}{S}$$

Cette formule est inexacte en raison du fait qu'une partie de l'énergie de battage ne sert pas à l'enfoncement du pieu, mais perdue : chaleur, vibration du mouton et du pieu, déformation élastique du pieu et du terrain.

Si cette énergie perdue avait servi à l'enfoncement du pieu, celle-ci aurait augmenté d'une quantité c. c'est sur cette base de raisonnement qu'a été établie la formule de l'Engineering News Record qui est utilisée au Etats-Unis.

II.4.3.1. Méthode Engineering News Record (E.N.R):

Cette méthode est basée sur le principe que l'énergie de travail fournie est égale au produit de la résistance du pieu par la pénétration par coups de mouton:

$$Q_u = \frac{W_R.h}{S+C}$$

W_R : poids du mouton ;

h : hauteur de chute du mouton ;

S : pénétration du pieu par coups de mouton ;

S= moyenne arithmétique des derniers coups (cm)

C : une constante (cm) ;

C = 2.54 cm → mouton en chute libre

C = 0.254 cm→ mouton à vapeur

Pour le calcul de Q_{adm} un coefficient de sécurité (Fs =6) est recommandé. Il faut noter que pour un mouton à simple ou à double coup :

$$W_R = E.H_E$$

E : Rendement (efficacité) du mouton

H_E : taux d'énergie du mouton

$$Q_u = \frac{(E.H_E h)}{S+C}$$

II.4.3.2. Méthode des Hollandais :

La pratique a montré que le ratio P/M (poids du pieu /poids du mouton) a un rôle très important dans le battage des pieux. En effet un mouton avec poids très petit que celui du pieu (M<<P) ne provoque aucun déplacement et crée seulement des déformations élastiques, d'où l'amélioration de l'équation de Sanders en multipliant le deuxième terme par M/ (M + P).

Cette méthode est utilisée de préférence pour des refus moyens supérieur à 5 millimètres, son expression est :

$$Q_u = \frac{M^2 H}{e(M+P)}$$

P : masse frappée (pieu+casque+accessoires) ;

H : hauteur de chute du mouton ;

e : enfoncement permanent ou refus moyen sous une volée de 10 coups.

Pour le calcul de la capacité portante admissible, un coefficient de sécurité de 6 est recommandé.

II.4.3.3. Méthode de Crandall :

Utilisée pour des refus inférieurs à 5 millimètres. Elle s'écrit :

$$Q_u = \frac{M^2 H}{\left(e+\frac{e1}{2}\right)(M+P)}$$

e_1 : le refus élastique du pieu

Le refus est mesuré sur un enregistrement graphique du mouvement de la tête du pieu. Cette formule n'est autre que celle des hollandais pour laquelle le refus élastique du pieu est pris en compte. La capacité portante admissible est calculée pour un coefficient de sécurité égal à 4.

II.4.3.4. Méthode Engineering News Record (E.N.R) modifiée:

Des corrections ont été suggérées à la première méthode qui a abouti à l'équation:

$$Q_u = \frac{E.W_R h}{S+C}\frac{W_R + n^2 W_P}{W_R + W_P}$$

Avec :

E : efficacité du mouton ;

C : coefficient pris égal à 0.254 ;

W_p : poids du pieu ;

n : coefficient de restitution entre le mouton et le pieu ;

Pour le calcul de la capacité portante admissible un coefficient de sécurité de 4 à 5 et recommandé.

II.4.3.5. Méthode Michigan State Highway :

$$Q_u = \frac{2.5H_e}{S+C} \frac{W_R+n^2W_P}{W_R+W_P}$$

He : taux d'énergie max. du mouton manufacturé ;

C = 0.254. c_u

Le facteur de sécurité recommandé Fs = 6.

II.4.3.6. Méthode Danoise :

$$Q_u = \frac{E.H_E}{S+\sqrt{\frac{EH_EL}{2A_PE_P}}}$$

E_p : module d'élasticité du matériau du pieu ;

L : longueur du pieu ;

A_p : section transversale du pieu ;

Le coefficient de sécurité recommandé Fs = 3 à 6.

I.4.3.7. Pacific Coast Uniform Bulding Code:

$$Q_u = \frac{(EH_E)\frac{W_R + n^2W_P}{W_R + W_P}}{\frac{S + EH_EL}{AE}}$$

n = 0.25→ pieu métallique

n = 0.1 → autres pieux

Le coefficient de sécurité recommandé Fs = 4.

I.4.3.8. Méthode de JANBU

$$Q_u = \frac{EK_E}{S+K_U}$$

Avec

$$K_u = C_d \left(1 + \sqrt{1 + \frac{\lambda}{C_d}}\right)$$

$$C_d = 0.75 + 0.15 \left(\frac{W_P}{W_R}\right)$$

$$\lambda = \frac{EH_E L}{A_P E_P S^2}$$

Le coefficient de sécurité recommandé est de l'ordre de Fs = 4 à 5. Il est conseillé d'utiliser ces formules de façon très prudente en vérifiant les charges admissibles à l'aide des formules statiques. Le battage des pieux peut modifier de façon très sensible les caractéristiques mécaniques du sol.

Les coefficients de sécurité sont pris très élevés, ce qui traduit la prudence dont il faut faire preuve dans l'emploi de ces formules dynamique.

II.4.4.Détermination de la capacité portante à partir des Méthodes pratiques :

Plusieurs méthodes pratiques peuvent être utilisées, tant pour une sollicitation en compression qu'en arrachement. Elles sont basées sur les essais ci-après.

- essais au pénétromètre statique (SPT). Ces essais sont très bien adaptés. Mais l'utilisation du pénétromètre est limitée aux pieux fichés dans les sols suffisamment meubles pour que les essais puissent être poursuivis au-delà de la pointe du pieu.

- essais au pressiomètre Ménard. Il s'agit de la méthode la plus utilisée, les essais pressiomètriques présentant le grand avantage d'être réalisables dans tous les terrains. De plus, cette méthode a été validée par de nombreux essais de chargement de pieux réels.
- essais de chargement statique du pieu. Cette méthode, qui consiste à charger directement un pieu réalisé dans les conditions du chantier.

II.4.4.1.La capacité portante d'un pieu isolé à l'aide d'essai au pénétromètre statique :

La similitude de sollicitation du sol entre un essai au pénétromètre statique et un pieu soumis à une charge verticale centrée laisse supposer que cet essai permet d'obtenir une bonne appréciation de la force portante des pieux. Il est cependant rappelé que l'utilisation du pénétromètre statique est limitée aux pieux fichés dans des terrains meubles. La méthode exposée ci-après est celle qui est utilisée couramment en France : il s'agit d'une méthode empirique calée sur le dépouillement d'essais de chargement de pieux grandeur nature. Elle nécessite l'utilisation de coefficients numériques. Les valeurs des coefficients, proposées par différents auteurs sur la base d'essais différents de chargement, peuvent varier sensiblement. Ces divergences montrent bien le caractère empirique de cette approche.

Selon le fascicule 62, la hauteur d'encastrement équivalente figure (II.4.11) d'est donnée par la formule :

$$De = \frac{1}{q_{ce}} \int_{d}^{D} q_c\ (z).dz$$

Avec

q_{ce} : résistance de pointe équivalente

q_c (z) : résistance de pointe lissée à la profondeur z ;

d : pris général égal à zéro ;

D : hauteur d'encastrement réelle du pieu.

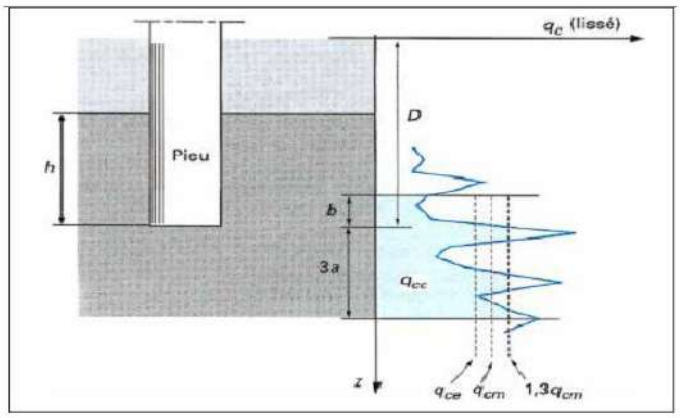


Figure II.4.11 définition de l'encastrement équivalent

II.4.4.1.1. Contrainte limite de pointe :

La contrainte limite de pointe q_{pu} est donnée par la formule :

$$q_{pu} = Kc.q_{ce}$$

Avec

k_c : Coefficient de portance ;

q_{ce} : Résistance de pointe équivalente.

Le coefficient de portance traduit la proportionnalité entre la résistance de pointe du pieu et celle du pénétromètre. Ce coefficient dépend de la nature du sol et mode de mise en oeuvre du pieu (pieu foré ou battu). Les valeurs de k_c données dans le fascicule 62 figurent dans le tableau (II.4.3).

Nature du sol et catégorie	***Pieux mis en œuvre sans refoulement du sol***	***Pieux mis en œuvre avec refoulement du sol***
Argile et limon *A-mous* *B-fermes* *C-très fermes à dures*	*0 ,4*	*0,55*
Sable et graves *A-lâche* *B-moyennement compacts* *C-compacts*	*0,15*	*0,50*
Craies *A-molles* *B-altérés*	*0,20* *0,30*	*0,30* *0,45*

Tableau II.4.3 valeur de k_c selon le fascicule 62[1]

Lorsque des essais de pénétration statique sont réalisés avec des pénétromètres de diamètre variable, les diagrammes obtenus sont différents. Plus le diamètre est petit, plus les courbes font apparaître les variations locales de résistance. Autrement dit, il y a un effet de lissage des courbes de pénétration croissante avec le diamètre. D'où la nécessité de déterminer la résistance de pointe équivalente du pieu de diamètre B fiché à la profondeur D par lissage de la courbe de pénétration statique.

La résistance de pointe équivalente est obtenue par la formule :

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

Selon le fascicule 62, les valeurs de a et b sont :

a = max (B /2 ; 0,50), B étant la largeur de la fondation et a étant exprimé en m

b = min (a ; h), h étant l'ancrage de la fondation dans la couche porteuse ;

q_{cc} : résistance de pointe corrigé figure(II.4.12).

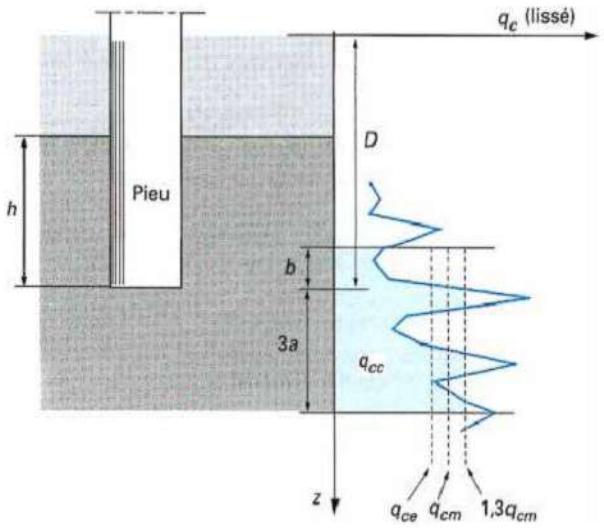


Figure II.4.12 résistance de pointe équivalente

q_{ce} est obtenue comme suit :

- calcul de la contrainte moyenne qcm sur la hauteur b à 3a par rapport à la base du pieu.
- plafonnement à 1,3 qcm 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 valeurs plafonds

II.4.4.1.2. Frottement latéral unitaire limite :

Il est tentant de relier directement le frottement latéral unitaire fs mesuré sur le manchon du pénétromètre statique et le frottement latéral 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 de dimensionnement s'appuient non pas directement sur la valeur de fs mais font référence à la résistance de pointe q_c

L'interprétation statique des essais de pénétration statique a permis de corréler le rapport de frottement R_f = fs/qs avec la nature du sol. Il s'ensuit qu'il est possible de relier le frottement latéral unitaire limite q_s du pieu et la résistance à la pénétration statique q_c par la formule :

$$q_s = \frac{qc}{\beta}$$

Toutefois, comme précédemment (46), il convient de plafonner la valeur de q_s donnée par cette formule, soit :

$$q_s = min\left[\frac{q_c}{\beta}\ ; q_{s\,max}\right]$$

Les valeurs de β et q_{smax} sont données dans le tableau I.4.4. Elles sont fonction du type de pieu et de la nature du sol. Comme pour le coefficient de portance, les valeurs de β et de q_{smax} indiquées par le D.T.U.13.2 de 1992

							Sables-graves			crairs	
		A	B		C		A	B	C	A	B
Foré	β q_{max}(Kpa)	- 15	- 4 0	7[1] 80[1]	- 40	- 80[1]	200 -	200 -	200 120	125 40	80 120
Foré tubé (tube récupéré)	β q_{max}(Kpa)	- 15	1 0 0 4 0	100[2] 60[2]	- 40	100[2] 80[2]	250 -	250 40	300 120	125 40	100 80
Métal battu fermé	β q_{max}(Kpa)	- 15	120 40		150 80		300 -	300 -	300 -	(3)	
Battu à fut béton	β q_{max}(Kpa)	- 15	75 80		- 80		150 -	150 -	150 120	(3)	

(1) pieux réalisés et rainurés en fin de forage, uniquement.
(2) Forage à sec , tube non louvoyé.
(3) Le frottement latéral peut etre très faible dans les craies avec ces type de pieux. A essais de chargement exécutés dans des conditions similaires

Tableau II.4.4 valeur de β et q_{smax} selon le fascicule 62[ ]

II.4.4.2.La capacité portante d'un pieu isolé à l'aide d'essai 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. Bien entendu, elle ne met pas à l'abri des évolutions de certains sites pour des

causes naturelles ou artificielles (frottement négatif, efforts 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. La hauteur d'encastrement équivalente De est donnée par la formule :

$$De = \frac{1}{P^*_{le}} \int_d^D P^*_l\ (z)\ .dz$$

Avec

p^*_{le}: Pression limite nette équivalente ;

$p^*_l(z)$: Pression limite obtenue à la profondeur z par interpolation linéaire entre les p^*_l mesurées immédiatement de part et d'autre de cette profondeur ;

d : pris en général égal à zéro ;

D : hauteur d'encastrement réelle du pieu.

I.4.4.2.1.Contrainte limite de pointe :

La contrainte limite de pointe q_{pu} est donnée par la formule

$$q_{\ pu} = K_p\ .P^*_{le}$$

Avec

k_p : coefficient de portance ;

p^*_{le}: Pression limite nette équivalente ;

Le coefficient de portance traduit la proportionnalité entre la résistance de pointe du pieu et la pression limite du sol sollicité horizontalement par la sonde pressiométrique. Ce coefficient dépend de la nature du sol et du mode de mise en oeuvre du pieu (tableau II.4.5).

Nature des terrains		Elément mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
	A-argiles et limons mous	1,1	1 ,4

Argile-limons	B-argiles et limons fermes	1,2	1,5
	C-argiles très fermes à dures	1,3	1,6
Sable –graves	A-lâche	1,0	4,2
	B-moyennement compacts	1,1	3,7
	C-compacts	1,2	3,2
Craies	A-molles	1,1	1,6
	B-altérées	1,4	2,2
	C-compacts	1,8	2,6

Tableau II.4.5 valeurs de k_p selon le fascicule 62

Comme précédemment, les valeurs numériques peuvent varier sensiblement selon les hauteurs et les règlements. Dans l'attente d'une uniformisation, seules les valeurs extraites du fascicule 62 sont présentées. Elles doivent être assorties de certains commentaires.

La pression limite nette équivalente figure(II.4.13) est donnée (selon le fascicule 62) par la formule :

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

Avec

a: max (B /2 ; 0,50m)

b: min (a, h);

h : ancrage dans la couche ou se situe la pointe du pieu.

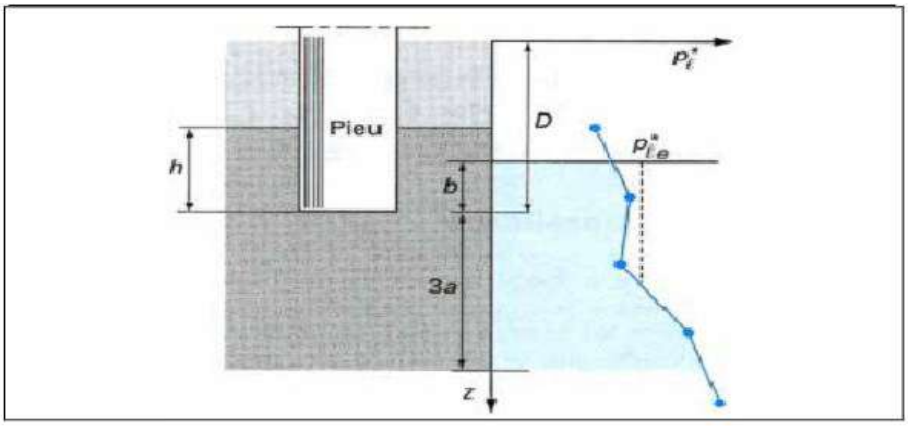


Figure II.4.13 définition de la pression limite équivalente au pressiomètre Ménard

II.4.4.2.2. Frottement latéral unitaire limite :

La similitude entre la sollicitation du sol par le pieu en frottement latéral et par le pressiomètre Ménard est loin d'être évidente figure (II.4.14 a et b). Toutefois, des corrélations ont été établies entre le frottement latéral unitaire q_s et la pression limite du sol p_l.

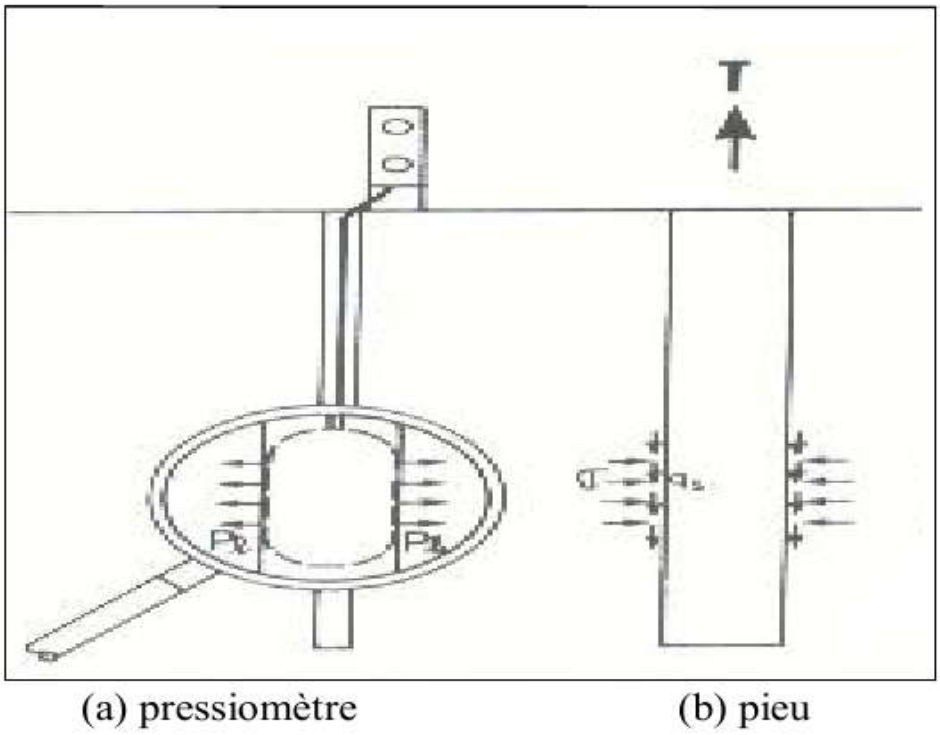


Figure II.4.14 comparaison des sollicitations du sol

Cependant, le frottement latéral, qui peut s'apparenter à un cisaillement rectiligne au contact du sol et du fût du pieu, est différent dans un sable et une argile possédant la même pression limite. Il a donc été nécessaire d'établir des lois $qs = f(p_l)$ différentes selon la nature du sol, son état et le type de pieu considéré.

La méthode générale consiste à choisir une courbe représentant une relation particulière entre qs et p_l, ceci en fonction de la nature du sol et du type de pieu. Là encore, il existe actuellement des divergences plus ou moins importantes selon les règlements considérés.

La valeur de q_s selon le fascicule 62 est donné par Les lois q_s = f(pl) sont données par les courbes Q1 à Q7 de la figure (II.4.15) et le choix de la courbe à considérer est donné par le tableau

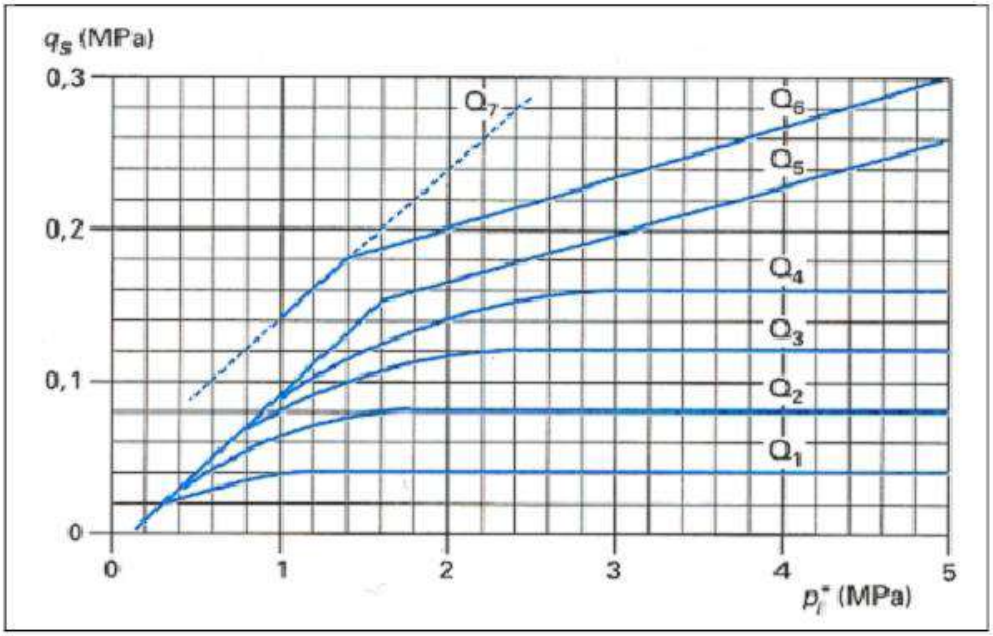


Figure II.4.15 courbes de frottement latéral [1]

Type de pieu	Argile-limons			Sables-graves			craies			marnes		roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q 1	Q1,Q2 (1)	Q2,Q3 (1)				Q 1	Q3	Q4 ;Q5(1)	Q3	Q4 ;Q5 (1)	Q6
Foré à la boue	Q 1	Q1,Q2(1)		Q1	Q2,Q 2(2)	Q3,Q2(2)	Q1	Q3	Q4,Q5(1)	Q3	Q4	Q6
Foré tubé (tube récup éré)	Q 1	Q1,Q2(3)		Q1	Q2,Q 1(2)	Q3,Q2(2)	Q1	Q2	Q3,Q4(3)	Q3	Q4	
Foré tube (tube perdu)	Q1			Q1		Q2	(4)			Q2	Q3	

Tableau I.4.6 choix de la courbe de frottement latéral [1]

II.4.4.3.La capacité portante d'un pieu isolé à l'aide d'essai de chargement statique :

C'est un essai à charges contrôlées, essai par paliers de fluage, qui consiste à mettre le pieu en charge par incréments ΔQ égaux à 0,1Qmax jusqu'àQ_{max}. Il permet de déterminer la charge limite conventionnelle Q_{le} et la charge critique de fluage conventionnelle Q_{ce}. Pendant chaque palier de fluage, maintenu 60 minutes, on enregistre le déplacement de la tête du pieu en maintenant la charge rigoureusement constante. Pour chaque palier Q_n on calcule la pente αn du segment de la courbe de déplacement en fonction du logarithme décimal du temps entre 30 et 60 minutes (Figure II.4.16.a). La charge critique de fluage est déterminée par la construction effectuée sur la courbe de α_n en fonction de la charge au palier Q_n (Figure II.4.16.b). Cette courbe permet de distinguer une première partie pour laquelle le fluage est faible et peut être supporté par la structure portée par la fondation profonde et une seconde partie où le fluage du sol entraînerait des déplacements incompatibles avec le bon Fonctionnement de la structure.

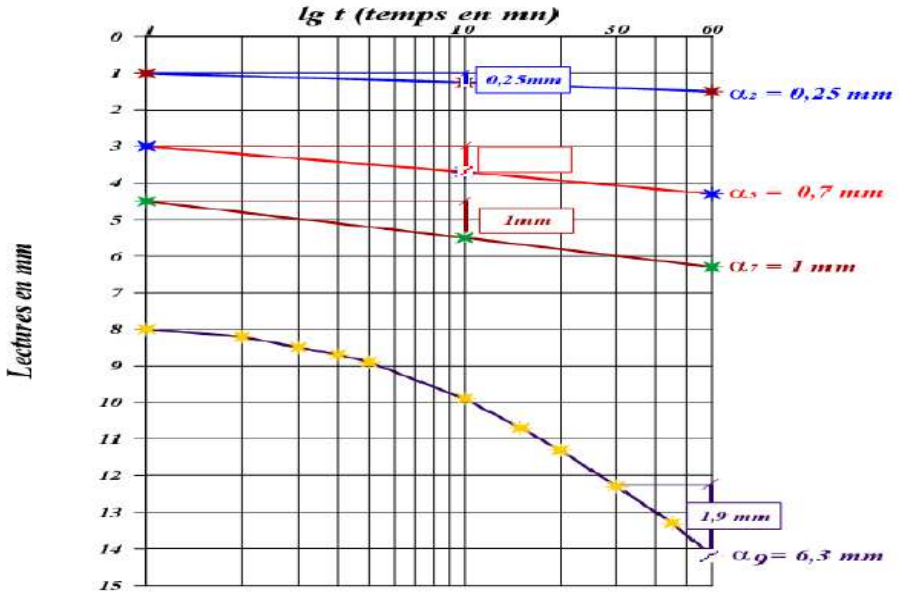


Figure II.4.16.a- droite et courbes de fluage des 2ème ,5ème ,7ème, et 9ème palier [1]

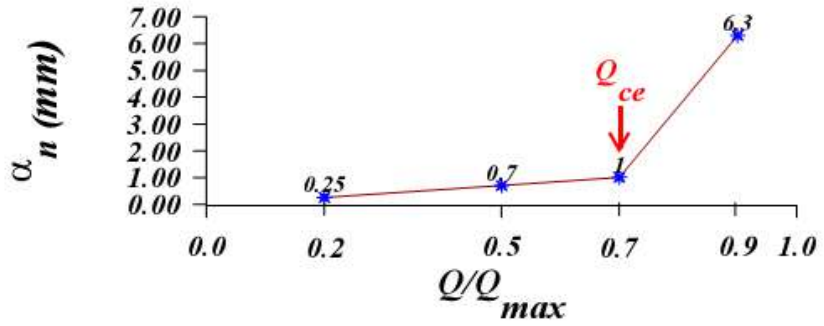


Figure II.4.16.b : détermination de la charge critique de fluage Q_{ce} (vitesse de fluage $\alpha_n$et calcul de Q_{ce}) [1]

Considérons, pour simplifier, un pieu de longueur D, dans un sol homogène, soumis à un chargement vertical de compression axiale. Si on enregistre pendant le chargement du pieu l'effort et le déplacement en tête on obtient la courbe effort-déplacement de la figure (II.4.17).

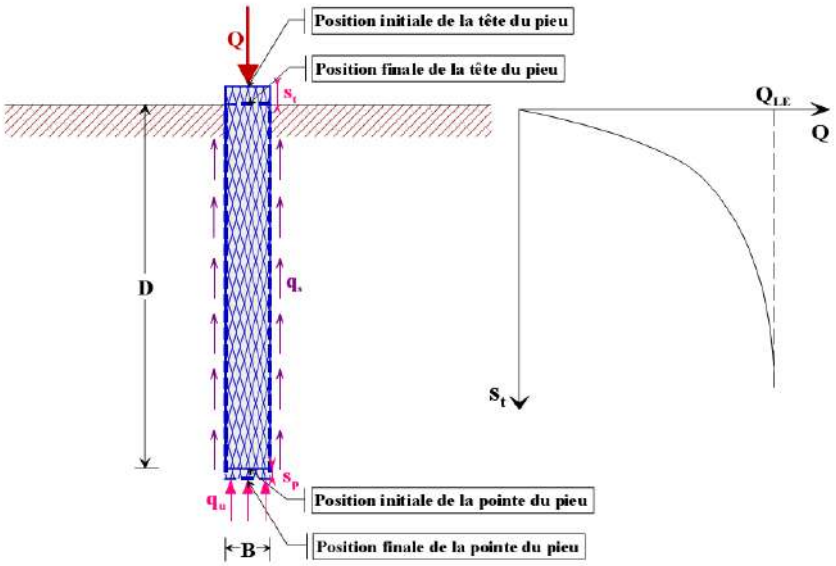


Figure II.4.17 Courbe effort-déplacement en tête d'un essai de chargement de pieu [1]

Cette courbe donne la charge limite Q_{le} ou Q_u qui correspond à la rupture du sol pour un grand déplacement. Cette charge limite est équilibrée par deux réactions limites : la résistance de pointe q_u qui donne la charge limite de pointe Q_{pu}=q_u .A (A : section droite de la pointe du pieu) et le

frottement latéral q_s qui s'exerce sur la surface latérale du pieu qui donne la charge limite de frottement latéral

$$Q_{su} = qs.\ \pi.B.D$$

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

Pour atteindre cette charge limite Q_{le}, le pieu s'est déplacé en tête de st et en pointe de s_p (s_t > s_p). Si on considère maintenant le chargement progressif du pieu de la charge 0 à la charge Q_{LE} on constate qu'on mobilise d'abord le frottement latéral puis l'effort de pointe.

Sous une charge Q la tête du pieu se déplace de st et la pointe de s_p (s_t > s_p) et tout point du fût du pieu se déplace de s par rapport au sol. Toutes les mesures qui ont été faites sur chantier montrent qu'on mobilise beaucoup plus vite le frottement latéral q_s que la résistance de pointe q_u (Figure I.4.18). On peut estimer en première approximation qu'il faut de l'ordre de 5mm pour atteindre le frottement latéral limite et de l'ordre de 5cm pour atteindre la résistance de pointe limite.

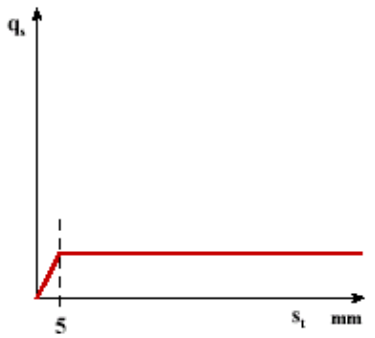


Figure II.4.18.a- loi de mobilisation simplifiée du Frottement latéral unitaire q_s [1]

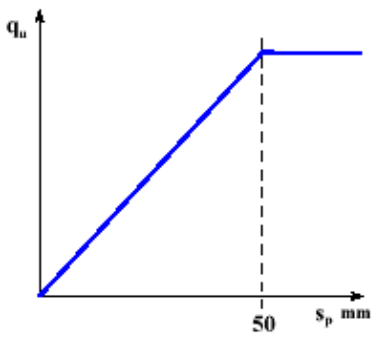


Figure II.1.18.b loi de mobilisation simplifiée de la résistance de pointe q_u [1]

Le pieu se déplaçant plus vers la tête que vers la pointe et le frottement latéral se mobilisant beaucoup plus vite que la résistance de pointe, le pieu

mobilisera d'abord sous les premières charges Q le frottement latéral. Quand le frottement latéral sera complètement mobilisé les charges supplémentaires seront transmises à la pointe. Enfin quand la résistance de pointe sera complètement mobilisée, on atteindra la rupture totale du sol.

En général, compte tenu des coefficients de sécurité appliqués aux résistances limites, le pieu sous les charges de service travaillera essentiellement au frottement latéral et peu en pointe.

II.4.4.3.1.Evolution de la résistance de pointe q_u en fonction de la profondeur :

Quand on enfonce un pieu à partir de la surface du sol dans un terrain homogène, la résistance de pointe augmente pratiquement linéairement en fonction de la profondeur jusqu'à une profondeur appelée profondeur critique D_c et reste quasi-constante (Figure II.4.19) ensuite la valeur de D_c varie avec le type de sol, elle augmente avec le diamètre du pieu et la résistance du sol. Pour simplifier et dans les cas courants on pourra adopter les valeurs de D_c préconisées par la norme DTU 13-2 / P 11-212 :

- pour une seule couche de sol $D_c = 6B$ avec un minimum de 3m,
- pour un sol multicouche pour lequel la contrainte effective σv' due au poids des terrains au-dessus de la couche d'ancrage est au moins égale à 100kPa (environ 7 à 10m de terrain) $D_c = 3B$ avec un minimum de 1.5m ; c'est la règle classique des 3 diamètres d'ancrage du pieu dans la couche résistante.

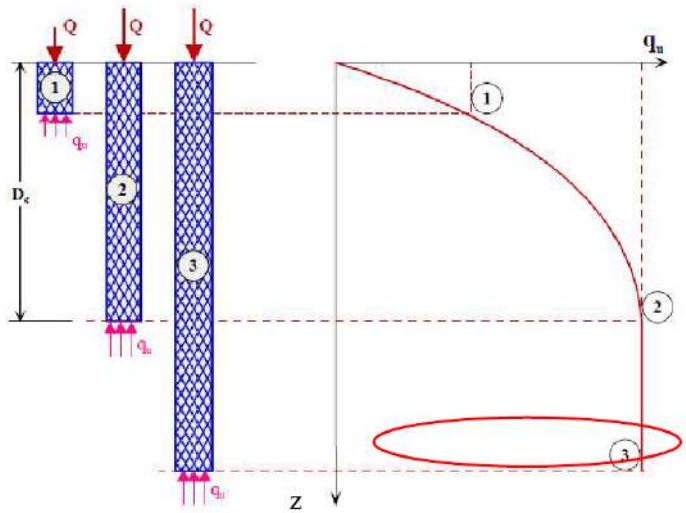


Figure II.4.19 Evolution de la résistance de pointe q_u en fonction de la profondeur d'enfoncement du pieu [1]

Chapitre III

Outil de calcul et Mise au point du modèle

III.1.Introduction :

La mise au point du modèle est l'une des étapes cruciale dans la modélisation, car c'est un travail, d'un coté. Consiste en la métrise et la compréhension du logiciel avec lequel on va travailler, et d'un autre coté c'est un calibrage du maillage et appréciation de l'allure des courbes et de la logique des résultats.

Dans ce chapitre on va commencer par donner un aperçu qui n'est pas vraiment détailler sur le code de calcul utilisé qui est dans notre cas Plaxis.

En suite, on procédera à la fixation des paramètre qui vont être utiliser, à savoir :

Le type de sol

- *les paramètres physiques*
- *les paramètres mécaniques*
- *la loi de comportement adoptée.*
- *en fin une première appréciation sera faite.*

III.2. le code de calcul Plaxis :

Plaxis v8 est un progiciel d'éléments finis spécialement destiné à l'analyse en 2D des déformations et de la stabilité des ouvrages géotechniques. Les applications géotechniques nécessitent des lois de comportement avancées pour la simulation du comportement des sols et/ou des roches non linéaire, dépendant du temps et anisotrope.

Bien que la modélisation du sol lui-même soit un problème important, beaucoup de projets géotechniques impliquent également la modélisation des structures et de leur interaction avec le sol. Plaxis est doté de fonctionnalités tout à fait remarquables pour traiter tous les aspects des structures géotechniques complexes.

Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité non standard (5 paramètres) avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes éprouvés, ainsi que des procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan

numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volume réduit, faciles à consulter. L'ensemble des options par des défauts (conditions aux limites) rend la mise en données aisée et rapide.

Enfin, les options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

Un calcul par éléments finis fournit une masse imposante de résultats ; des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné de chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect.

III.3.Les modèles des matériaux :

PLAXIS propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol. Les modèles et leurs différents paramètres sont décrits en détail dans le manuel Material Models. Un aperçu rapide sur les modèles disponibles est donné ci-dessous:

III.3.1.Modèle élastique linéaire:

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young, E, et le coefficient de Poisson ν.

Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

III.3.2.Modèle de Mohr-Coulomb:

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

III.3.3.Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model):

C'est un modèle élasto-plastique anisotrope, pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

III.3.4.Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model) :

C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écrouissage en cisaillement. De plus, ce modèle prend en compte l'écrouissage en compression pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous son premier chargement en compression. Ce modèle du deuxième ordre permet de simuler le comportement des sables, des graves, mais aussi de sols plus mous comme les argiles et les limons.

III.3.5.Modèle pour les sols mous (Soft Soil model):

C'est un modèle de type Cam-Clay qui permet de simuler le comportement de sols mous comme des argiles normalement consolidées ou de la tourbe. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

III.3.6.Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil creep model):

C'est un modèle du deuxième ordre formulé dans le cadre de la viscoplasticité. Ce modèle permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps. Ce modèle prend en compte la compression logarithmique.

III.3.7.Modèle défini par l'utilisateur :

Cette option permet de définir et d'utiliser des lois de comportement autres que les modèles standard de PLAXIS. Pour une description plus détaillée de

cette option, veuillez vous reporter au manuel des modèles de matériaux (Material Models Manual).

III.4.Les types de comportement des matériaux (Material type) :

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

III.4.1.Comportement drainé (Drained behaviour):

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

III.4.2.Comportement non drainé (Undrained behaviour):

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

III.4.3.Le comportement non poreux (Non-porous behaviour):

En utilisant cette option pour une couche de sol, aucune pression ni surpression interstitielle ne sera prise en compte dans cette couche. Cela peut s'appliquer à la modélisation du béton et des roches ou au comportement des structures. Le comportement non poreux (Non-porous) est souvent utilisé en combinaison avec le modèle élastique linéaire (Linear elastic). Il n'est pas nécessaire de fournir un poids volumique saturé ni des perméabilités pour les matériaux non poreux.

Les caractéristiques "non poreux" (Non-porous) peut aussi être appliquée à des interfaces. Pour empêcher tout écoulement à travers un écran de palplanches ou d'autres structures imperméables, on peut affecter aux interfaces placées autour un jeu de données spécifique où le type de matériau est choisi comme Non-porous.[2]

III.5.la méthode des éléments finis :

III.5.1.Introduction :

La simulation des phénomènes physiques est le souci permanent de l'ingénieur dans sa démarche de conception, qui doit s'articuler sur une meilleure prévision de comportement des systèmes. Au 19éme siècle, les expériences et les solutions analytiques étaient les seuls moyens d'analyse et d'interprétation. A l'aube du 20éme siècle, la méthode de Rayleigh-Ritz représentait une révolution idéologique où la solution semi-analytique approchée devenait une alternative sérieuse aux solutions purement analytiques, telles que les fonctions d'Airy.

Depuis l'apparition des moyens de calcul au cours des années 60, la puissance des méthodes numériques s'est rapidement développé pour devenir l'outil principal de modélisation des systèmes complexes et variés.

De nos jours, l'approche numérique s'avère indispensable pour résoudre les systèmes réels rencontrés dans les différents secteurs de l'ingénierie. La méthode des éléments finis est basée sur deux principes fondamentaux : la discrétisation et l'interpolation. La diversité des applications de cette méthode témoigne de son intérêt dans le calcul des structures.

III.5.2. Méthodes de résolution :

Pratiquement tous les phénomènes physiques peuvent être décrits mathématiquement par un système d'équations aux dérivés partielles applicables dans l'espace modélisé (i.e volume, temps…), avec des conditions établies aux frontières (ou limites) de l'espace considéré. Pour la résolution de ce système, deux voies sont possibles : analytique ou numérique.

Les solutions analytiques consistent à résoudre directement les équations différentielles au moyen des techniques mathématiques habituelles telles que la séparation des variables, les solutions analogues ou les transformées de Fourier

et de Laplace. A la fin du 19éme siècle, les fonctions d'Airy ont permis la résolution d'un certain nombre de problèmes d'élasticité, en particulier les problèmes de champs singuliers en pointe de fissures.

L'avantage de ces solutions est qu'elles restent valables indépendamment des valeurs numériques des paramètres du système (i.e. géométrie, matériaux et charges).

Aidées par le développement spectaculaire des moyens de calculs (sur tous les plans : méthodes, machines et logiciels), les solutions numériques consistent à donner une solution approchée d'un système complètement défini. Deux approches sont envisageables : locale ou globale. Dans l'approche locale, les équations différentielles sont directement discrétisées (le système différentiel d'équilibre est appelé formulation forte) ; à titre d'exemple, on peut citer la méthode des différences finies. Dans l'approche globale, l'équilibre du système est exprimé sous une formulation plus générale (appelée formulation faible), souvent en terme de bilan énergétique, qui est ensuite discrétisée. Dans cette deuxième approche, l'équilibre énergétique n'est pas assuré localement (i.e. en tout point d'un milieu), mais seulement au niveau global d'un élément de volume. Cette approche présente des avantages considérables pour le traitement des systèmes complexes.

Au début du 20éme siècle, la méthode de Rayleigh-Ritz a permis de poser les bases de la méthode des éléments finis en introduisant la notion de champ approché. Ces dernières années ont vu des développements intenses en éléments finis pour l'analyse des différents types de structures et de comportements complexes pour les structures allongées telles que les ponts, les poutres ; ainsi la discrétisation se fait seulement pour la coupe droite de la structure (i.e. dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal). Dans le but de gagner en efficacité, la méthode des éléments de frontières constitue un progrès considérable en limitant la discrétisation à la frontière du domaine étudié. Récemment, la technique des volumes finis présente une évolution qui reste adaptée au problème de champs linéaires (e.g. acoustique,…).

Dans tous ces développements, la recherche du meilleur rapport entre coût de calcul, précision en généralité, a été l'objectif essentiel permettant d'aller encore plus loin dans la représentation des systèmes industriels.

III.4.3.Intérêt des méthodes numériques :

Les méthodes numériques présentent des intérêts considérables, parmi lesquels :

- *Traitement des formes géométriques compliquées.*
- *Traitement des comportements complexes et évolutifs (non linéaire, visqueux, transitoire,…).*
- *Couplage des différents phénomènes : mécaniques, thermiques, magnétismes,hydrauliques,…*
- *Exploitation directe et rapide des résultats.*
- *Grande capacité d'adaptation aux innovations (modèles, matériaux, procédés,…).*
- *Très grande simplicité d'utilisation (c'est aussi un danger ! car cela n'encourage pas trop à réfléchir !).*

Néanmoins, certains inconvénients peuvent être gênants :

- *Temps de calcul assez significatif pour les modèles réels.*
- *Grand besoin en ressources informatiques (puissance, capacité de stockage,…).*
- *Résultats non transposables et spécifiques à l'application numérique.*
- *Sensibilité des informations locales pour plusieurs types de problèmes (fissuration,…).*
- *Effort considérable pour l'interprétation et la validation des résultats.*

Il faut garder à l'esprit que le coût réel d'une modélisation n'est en réalité ni le coût-machine ni le coût-logiciel, mais plutôt le coût-ingénieur, évalué par le temps passé pour la définition, l'implémentation du modèle, la validation, l'interprétation et la présentation des résultats.

III.6. Les paramètre :

Commencez PLAXIS par le double clic sur l'icône du programme de Contribution, la boîte de dialogue de projet (create /open Project) apparaîtra

dans la quel vous pouvez choisir un projet existant, ou Choisissent un Nouveau projet (voir la figure III.1)

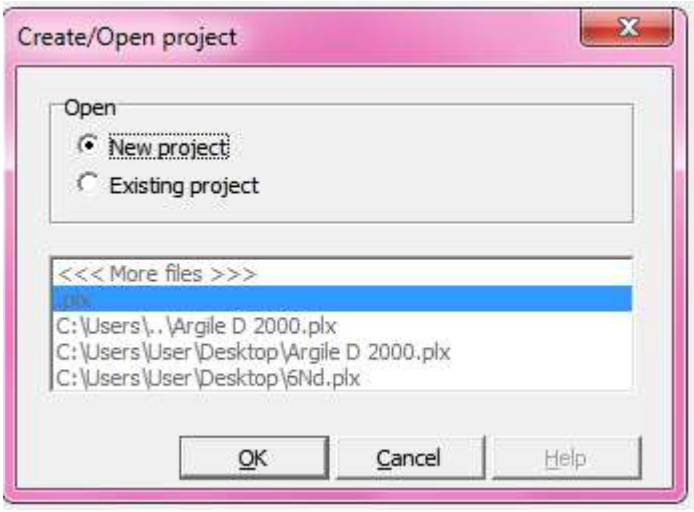


Figure III.6.1. la boîte de dialogue de projet (create /open Project)

Le premier pas est l'ouverture de la fenêtre des réglages généraux (General Setting) Cette fenêtre contient les onglets de projet (Project) et de dimensions (Dimension). L'onglet Project contient le nom du projet, une description, le type de projet et les données d'accélération.

L'onglet Dimensions contient les unités fondamentales de longueur, de force et de temps et les dimensions de la table à dessin.

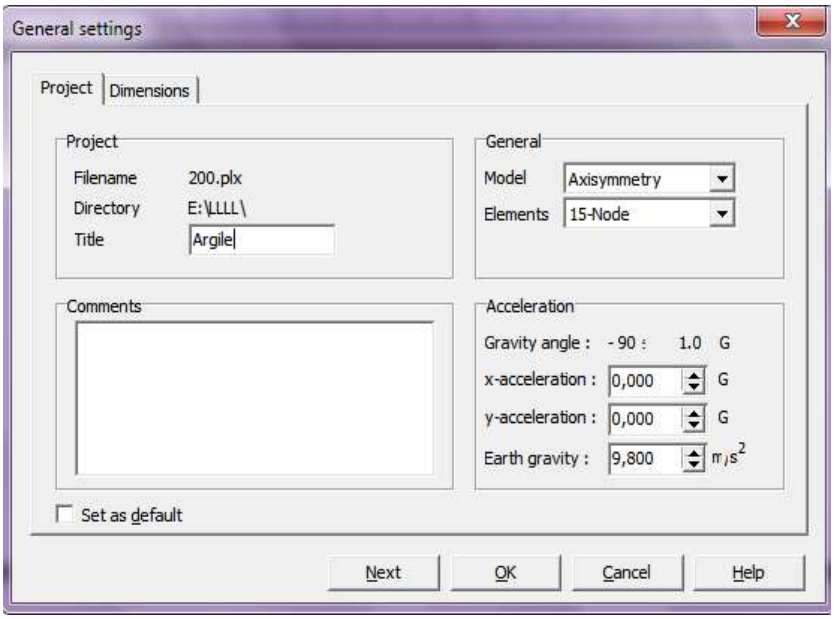


Figure .III.6.2 . Fenêtre de réglages généraux (onglet Project)

III.7.Le type de modèle (Model) et Les éléments :

PLAXIS peut être utilisé pour réaliser des analyses par éléments finis en deux dimensions. Les modèles d'éléments finis peuvent être soit plans (Plane strain), soit axisymétriques (Axisymmetric).

Dans notre exemple on utilise Le modèle axisymétrique.

L'utilisateur doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds (Figure II.2) pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume.

L'élément par défaut est le triangle à 15 nœuds

III.7.1.Gravité et accélération :

Par défaut, l'accélération de la gravité terrestre, g, est fixée à 9,8 m/s² et la direction de la gravité coïncide avec l'axe des y négatifs, c'est-à-dire une orientation de –90° dans le plan (x, y).

III.7.2.Les unités :

Les unités de longueur, force et temps à utiliser dans l'analyse sont définies lorsque les données d'entrées sont spécifiées. Ces unités fondamentales sont à définir dans l'onglet Dimensions de la fenêtre de réglages généraux (General settings).voir la Figure III .3.

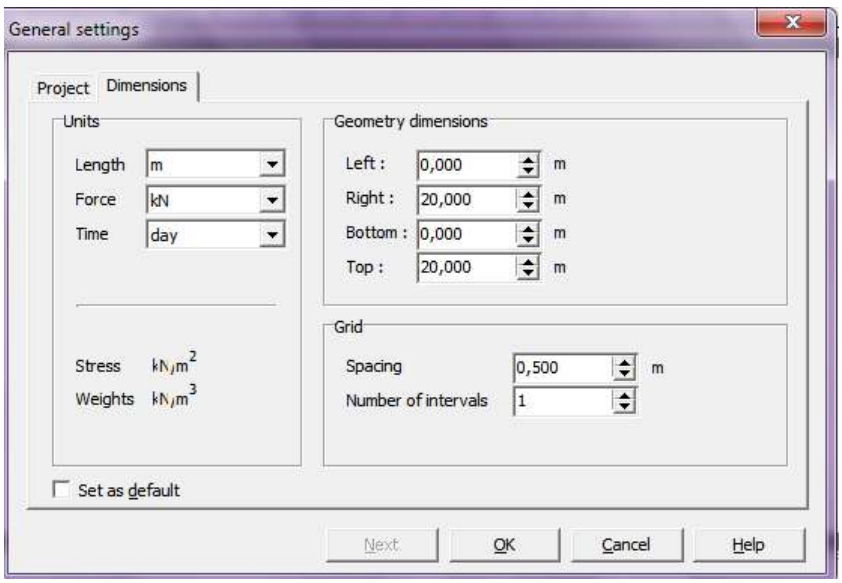


Figure .II.7.1.Fenêtre de réglages généraux (onglet Dimensions)

III.8 .la géométrie :

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un

modèle géométrique consiste en des points, des lignes et des couches. Les points et les lignes sont définis par l'utilisateur, alors que les couches sont générées par le programme. En plus de ces composants de base, des éléments de structure et des conditions spéciales peuvent être ajoutés au modèle géométrique pour simuler le soutènement des tunnels, les écrans, les plaques, l'interaction sol-structure ou les chargements. Il est recommandé de commencer la création du modèle géométrique par le dessin du contour. L'utilisateur peut, de plus, spécifier les limites de couches, les éléments de structure, les lignes séparant les étapes de construction, les charges et les conditions aux limites. Le modèle géométrique doit non seulement comporter la situation initiale, mais aussi les éventuelles étapes de construction à considérer dans les phases ultérieures.

Dans notre exemple nous dessinons la géométrie du modèle, qui est représentée dans la figure suivante :

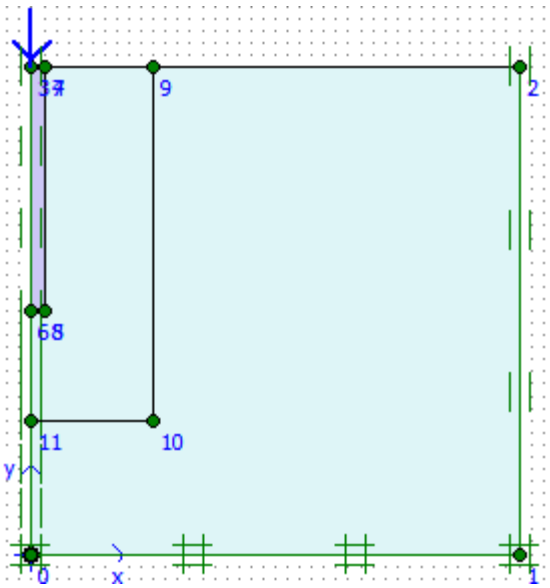


Figure III. 8.1. : Modèle de référence utilisé pour le calcul d'un pieu isolé sous charges axiale

En remarque que nous avons dessiné un rectangle qui représente la partie droite du sol puisque la géométrie est symétrique, seulement une moitié (le côté droite) est considérée dans l'analyse car on prend la moitie d'un pieu isolé carrée, qui sera représentée par une ligne de 10m de longueur où on affecte un diamètre de 0.5m.

On a sélectionné les blocages standards (Standard fixities) depuis le menu des charges (Loads), PLAXIS impose automatiquement un réglage standard des conditions aux limites générales du modèle géométrique. Ces conditions aux limites sont générées suivant les règles suivantes :

- Les lignes géométriques verticales pour lesquelles l'abscisse x est égale à la plus petite ou à la plus grande des abscisses x du modèle sont bloquées horizontalement (ux = 0).

- Les lignes géométriques pour lesquelles la cote y est égale à la plus petite ordonnée y du modèle sont entièrement bloquées (ux = uy = 0).

Les blocages standards constituent une solution pratique et rapide pour la saisie des conditions aux limites d'applications.

III .9.Les propriétés des matériaux :

Pour simuler le comportement du sol, on a commencé par un premier modèle ou' on choisit un sol argileux dont les propriétés suivants :

Pour le pieu en béton armé :

- *La loi de comportement : non drainé*
- *Poids volumique* $\gamma_{béton}$*=25 KN/m*^{3}
- *Module d'élasticité* E_p*=3*^{E}*7 KN/m*^{2}
- *Coefficient de poisson* ν*=0,3*

Pour les interfaces :

- *La loi de comportement : Non drainé*
- *Poids volumique* γ_{unsat} *et* γ_{sat} *les mêmes du sol*
- *Module d'élasticité* E_p*=3*^{E}*7 KN/m*^{2}
- *Coefficient de poisson* ν*=0,3*
- *cohésion 2/3 de cohésion du sol*
- *angle de frottement 2/3 d'angle de frottement du sol*

*Pour l'argile

paramètre	Nom	Valeur	Unité
Poids volumique de sol non saturé	γ_{unsat}	10	KN /m ^{3}
Poids volumique de sol saturé	γ_{sat}	20	KN /m ^{3}
Module de Young	$E_{réf}$	2000	KN /m ^{2}
Coefficient de poisson	ν	0,4	-
cohésion	$C_{réf}$	200	KN /m ^{2}
angle de frottement	φ	0	°
Angle de dilatance	ψ	0	°
Comportement de matériau	type	Non drainé	-

Tableau III.9.1 . valeurs des différents paramètres d'argile.

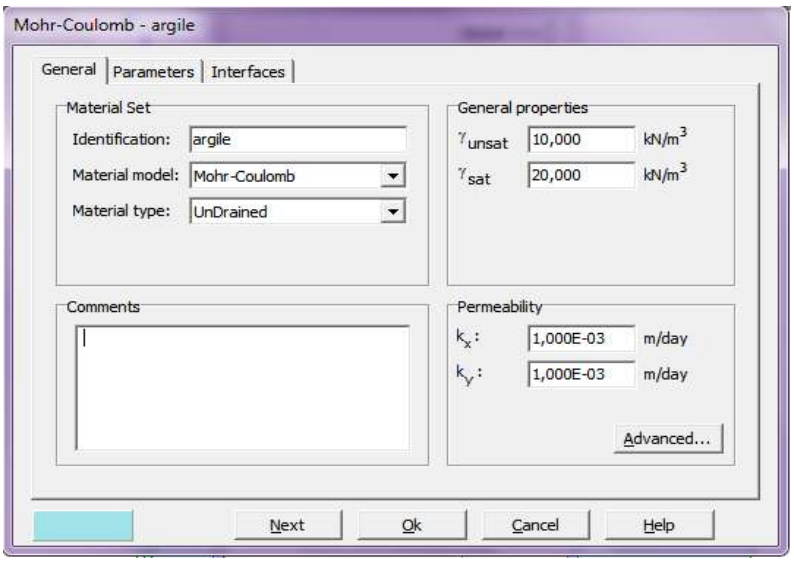


Figure III.9.1. Fenêtre des propriétés des sols et interfaces (onglet General)

L'apparition de la fenêtre ci-dessus permet de vérifier, de crée et de modifier les propriétés des sols, il existe trois onglets : General, Parameters et Interfaces.

L'onglet General contient le type de modèle du sol, le type de comportement du sol et des propriétés générales comme les poids volumiques. L'onglet Paramètres contient les paramètres définissant la raideur et la

résistance du modèle de sol choisi. Enfin, l'onglet Interfaces contient les paramètres qui relient les propriétés de l'interface aux propriétés du sol, qui sont indiqués dans les figures suivantes :

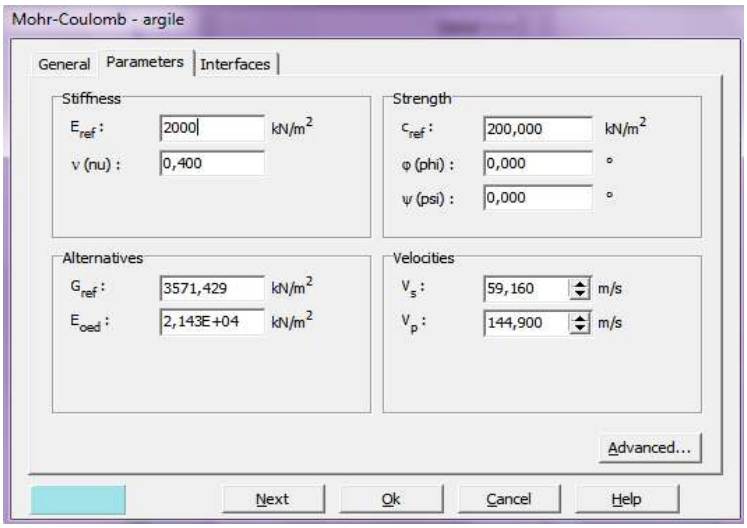


Figure II.9.2. Fenêtre des propriétés des sols et les interfaces (Onglet Paramètres du Modèle Mohr-Coulomb)

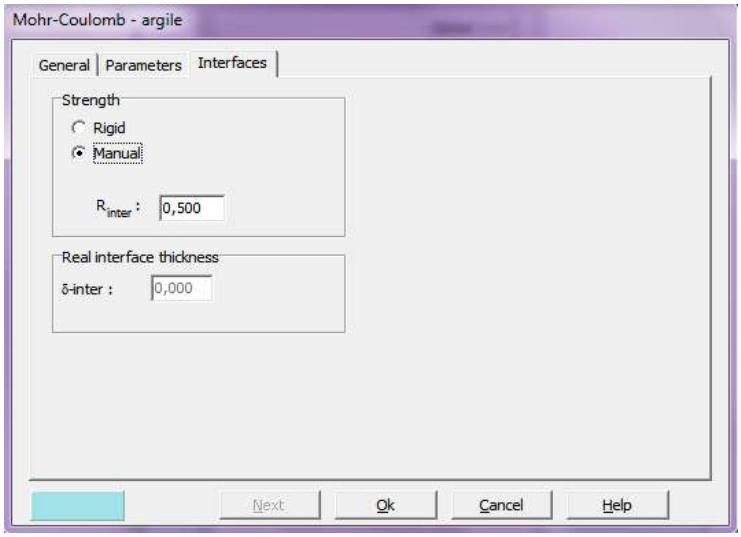


Figure II.9.3. Fenêtre des propriétés des sols et les interfaces (onglet Interfaces)

La résistance de l'interface peut être définie grâce aux options suivantes :

Rigide (Rigid):

Cette option est utilisée pour que l'interface n'influence pas la résistance du sol avoisinant. Par exemple, les interfaces s'étendant autour des angles d'un élément de structure ne sont pas significatives des interactions sol-structure et ne doivent donc pas subir de réduction de leurs caractéristiques. Ces interfaces doivent être déclarées Rigid (ce qui correspond à Rinter = 1.0). Ainsi, les

propriétés de l'interface, y compris l'angle de dilatance ψ, sont identiques aux propriétés du sol excepté le coefficient de Poisson ν.

Manuel (Manual):

Si la résistance d'interface est régie par l'option Manual, la valeur de Rinter peut être saisie manuellement. En général, pour des interactions réelles entre le sol et un élément de structure, l'interface est plus faible et plus déformable que la couche de sol associée, ce qui signifie que la valeur de Rinter est inférieure à 1. Des valeurs représentatives de Rinter dans le cas d'interactions entre différents types de sols et de structures peuvent être trouvées dans la littérature. En l'absence d'informations plus détaillées, il est classique de prendre un Rinter d'environ 2/3 pour un contact sable-acier et d'environ 1/2 pour des contacts argile-acier ; les interactions avec du béton donnent des valeurs légèrement supérieures. Des valeurs de Rinter supérieures à 1 ne devraient normalement pas être utilisées

La loi retenue pour le contact entre sol- pieu, est de l'adhérence parfaite. Les calculs ont été menés en élasto-plasticité en retenant une loi de comportement élastique linéaire pour le pieu. Dans l'onglet « interface » on choisira un coefficient réducteur de 1.

III.10.Le Maillage :

III.10.1.Génération du maillage :

Lorsqu'un modèle géométrique est entièrement défini et que les propriétés des matériaux sont assignées à toutes les couches et à tous les éléments de structure, la géométrie doit être divisée en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis. Une composition d'éléments finis s'appelle un maillage d'éléments finis.

Les éléments fondamentaux sont des éléments triangulaires à 15 noeuds ou des éléments triangulaires à 6 nœuds ; PLAXIS permet une génération automatique des maillages d'éléments finis. La génération du maillage est basée sur une procédure robuste de triangulation, ce qui se traduit par des maillages non structurés.

Ces maillages peuvent paraître désordonnés, mais les performances numériques de tels maillages sont généralement meilleures que celles de maillages (structurés) réguliers.

La donnée nécessaire au générateur de maillage est le modèle géométrique composé de points, de lignes et de couches (surface délimitée par des lignes) ; ces dernières sont générées automatiquement pendant la création du modèle géométrique. Les lignes et les points de la géométrie peuvent permettre d'influencer la position et la distribution des éléments.

La génération du maillage est lancée en cliquant sur le bouton de génération du maillage situé dans la barre d'outils ou en sélectionnant l'option *Generate* depuis le menu *Mesh.*

La génération est aussi activée directement après la sélection d'une option d'affinage dans le menu *Mesh*.

III.10.2. Recommandations pour la génération d'un maillage :

Afin de réaliser des calculs efficaces avec les éléments finis, une analyse préliminaire doit être menée avec un maillage grossier. Cette analyse permet de vérifier si le modèle géométrique est suffisamment grand et de voir où apparaissent les concentrations importantes de contraintes et les gradients élevés de déformations. Ces informations permettront de créer un modèle aux éléments finis raffiné.

Pour créer efficacement un maillage détaillé d'éléments finis, il est préférable de choisir la finesse globale adéquate (*Global coarseness*) depuis le menu (*Mesh*). Ensuite, si des raffinements locaux sont souhaités, on sélectionne des couches, ou des zones et on choisi dans le menu *Mesh* l'option de (*Refine cluster*)

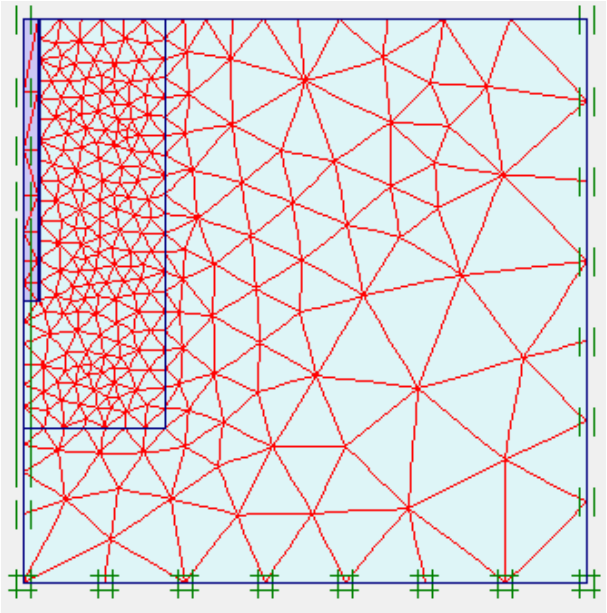


Figure III .10.1. Génération du maillage

III.11.Les conditions initiales :

Une fois le modèle géométrique créé et le maillage d'éléments finis généré, l'état de contraintes initiales et la configuration initiale doivent être spécifiés. Cela se fait dans la partie traitant des conditions initiales du programme d'entrée des données. Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique).

III.11.1.Conditions hydrauliques :

III.11.2 .Génération des pressions hydrauliques :

Les pressions hydrauliques peuvent être générées. Ceci s'effectue en cliquant sur le bouton de génération des pressions hydrauliques (Generate water pressures) (Croix bleues) situé dans la barre d'outils ou en sélectionnant l'option Water pressures depuis le menu Generate. Une fenêtre apparaît alors dans laquelle l'utilisateur doit spécifier s'il veut générer les pressions hydrauliques à partir de la nappe phréatique ou au moyen d'un calcul d'écoulement. La première option est rapide et directe alors que la seconde peut être plus réaliste mais requiert la saisie de plus de données et prend plus de temps.

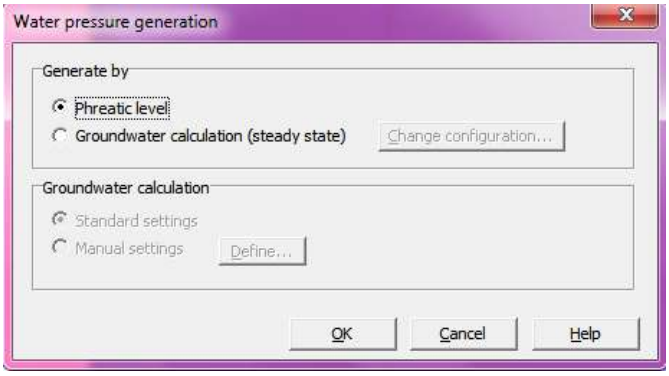


Figure III.11.1. Fenêtre de génération des pressions hydrauliques (Water pressure génération)

III .11.3 .Configuration de la géométrie initiale :

Le mode de configuration géométrique est utilisé pour définir la configuration initiale de la géométrie et permet de désélectionner les couches de sol de la géométrie qui ne sont pas actives dans la situation initiale. De plus, les contraintes effectives initiales peuvent être générées par la procédure K_0 (K_0-procédure).

Les contraintes initiales dans un sol sont influencées par le poids du matériau et par l'histoire de sa formation. Cet état de contraintes est caractérisé généralement par une contrainte effective verticale initiale σ'_{v0} . La contrainte effective horizontale initiale σ_{h0}' est liée à la contrainte effective verticale initiale par le coefficient de pression des terres au repos K_0.

Cliquant sur le bouton de tensions initial (les croix rouges) dans la barre d'outils ou en sélectionnant l'option de tensions Initiale du menu Generate. La boîte de dialogue de K0-procédure apparaît donc la génération des contraintes initiales à partir de la donnée de K_0 peut être effectuée.

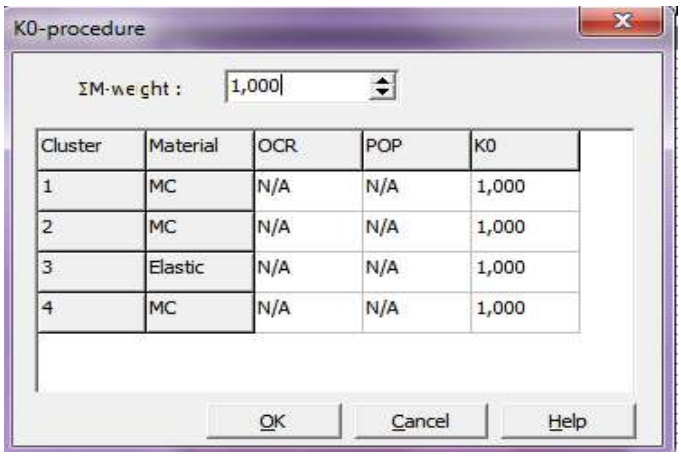


Figure II.11.2.Fenêtre de génération des contraintes initiales (procédure K_0)

Gardez le multiplicateur total pour le poids de sol, égal à 1. Cela signifie que le poids complet du sol est appliqué pour la génération des contraintes initiales.
∑ M− Wright

La valeur par défaut de K_0 est obtenue par la formule de Jaky (1-sin), mais celle-ci peut être modifiée par l'utilisateur. L'utilisateur devra faire attention aux valeurs trop faibles ou trop élevées de K_0, puisqu'elles risquent de générer de la plasticité dès la situation initiale.

En appuyant sur le bouton OK, la génération des contraintes initiales démarre. La procédure K_0 ne considère que le poids du sol et ne calcule que les contraintes effectives et les pressions interstitielles dans les éléments de sol et d'interface. Les charges extérieures et le poids des éléments de structure ne sont pas pris en compte. Donc le fait d'activer les charges et les éléments de structure dans la configuration initiale n'a pas d'effet.

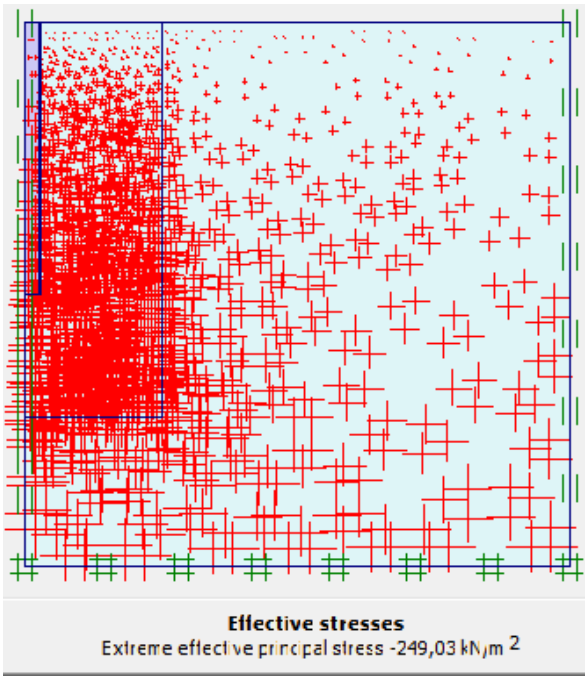


Figure III. 11.3. le champ des contraintes Initiales dans la géométrie

III.12.Caractéristiques générales des calculs :

Les données introduites à l'aide de l'onglet General permettent de définir les caractéristiques générales d'une phase de calcul (Figure III.13).

III.12.1.Phase :

Les divers éléments du groupe Phase peuvent être utilisés pour identifier une phase de calcul et pour déterminer l'ordre des phases de calcul en sélectionnant celle qui sera prise comme point de départ pour chaque étape de calcul. Donc on détermine deux phases de calcul, une avec déplacement et l'autre sans déplacement.

III.12.2.Type de Calcul :

Les choix faits dans les deux cases du groupe Calculation type déterminent le type de calcul utilisé, pour notre cas d'étude un calcul plastique (Plastic) doit être sélectionné pour réaliser une analyse en déformations élasto-plastiques pour laquelle il n'est pas nécessaire de prendre en compte la dissipation des surpressions interstitielles avec le temps.

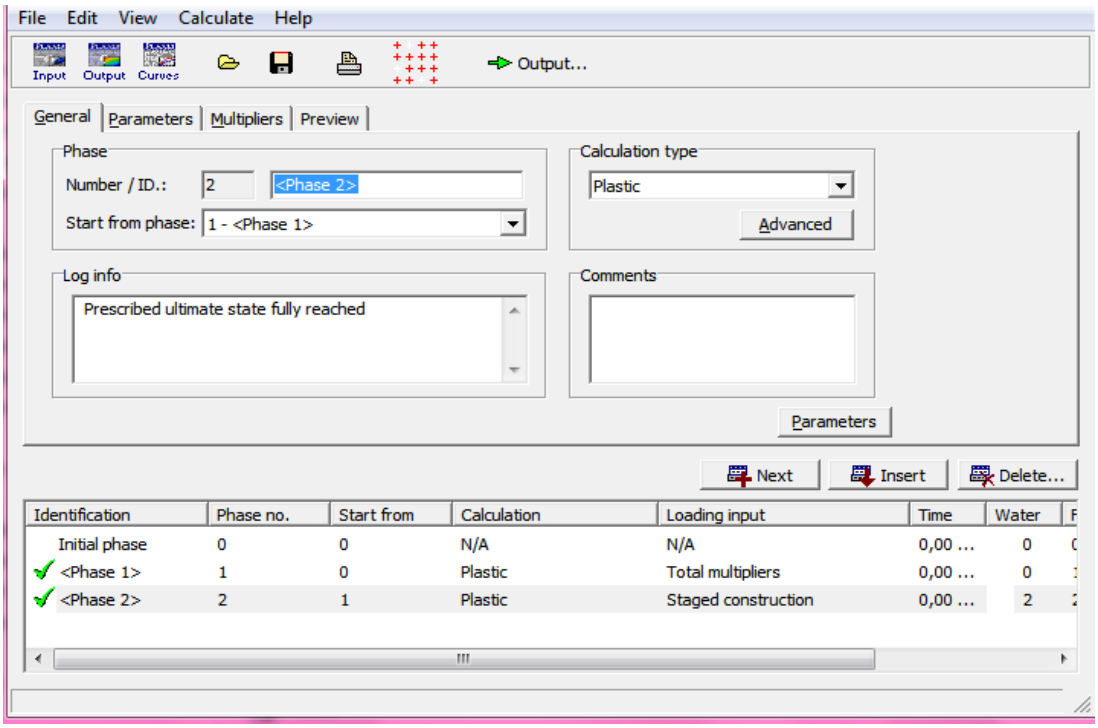


Figure III.12.1. Fenêtre principale du programme de calcul

III.12.3. Les phases de calcul :

Dans la fenêtre de calcul, on choisit pour la première phase les options et dans l'onglet paramétré, on prend l'option « Total multipliers »

Et dans la deuxième phase on choisit les options et dans l'onglet paramétré, on prend l'option « construction par étapes » puis on clique sur le bouton « Define ». On obtient alors une vue du massif avec uniquement le sol ; Il faut alors réactiver la charge.

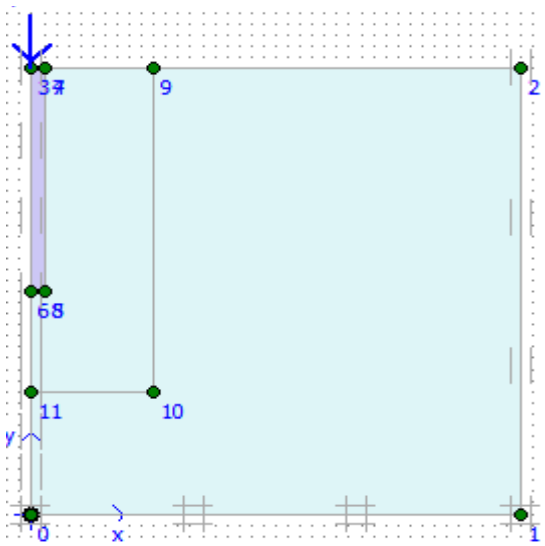


Figure III .12.2. réactivation de la charge

III.13.Sélection de points témoins pour les courbes :

La définition de calcul est maintenant complète Avant le fait de commencer le premier calcul il est conseillé de choisir des nœuds ou des points de contrainte pour une génération dernière des courbes des déplacements ou des contraintes et les diagrammes des efforts.

Les points peuvent être définis en sélectionnant l'option Select points for curves dans le menu View ou en cliquant sur le bouton correspondant de la barre d'outils.

Le programme de résultats (Output) est alors ouvert ; celui-ci affiche une représentation du maillage des éléments finis avec tous les nœuds. Un maximum de 10 nœuds peuvent être sélectionné pour la génération de courbes effort-déplacement

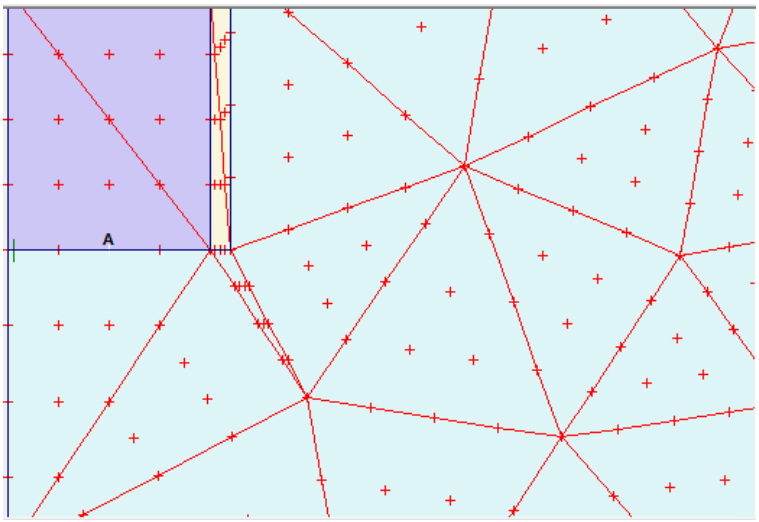


Figure II.13.1.: La fenêtre permet la sélection des points

III.14. Premiers résultats :

On peut obtenir le maillage déformé sous un chargement de 500 kpa (figure III.14.1): le tassement du pieu est de 0 ,257 m

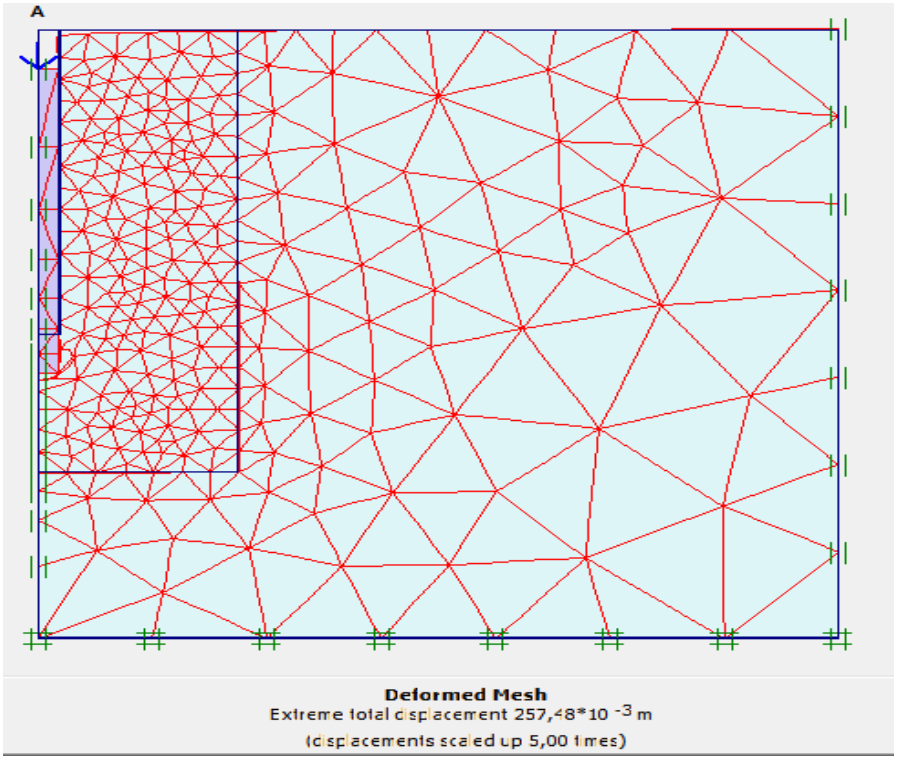


Figure III. 14.1. : représentation du maillage déformé sous 200kpa

Pour interpréter ce résultat, il est nécessaire d'aller dans le menu « curve » et de définir une «nouvelle courbe ». On va alors tracer en axe des "x" le

déplacement (-uy) du point A (0.25/10.00) et en ordonnée le multiplicateur de chargement Σload A : on obtient la figure(III.14.2)

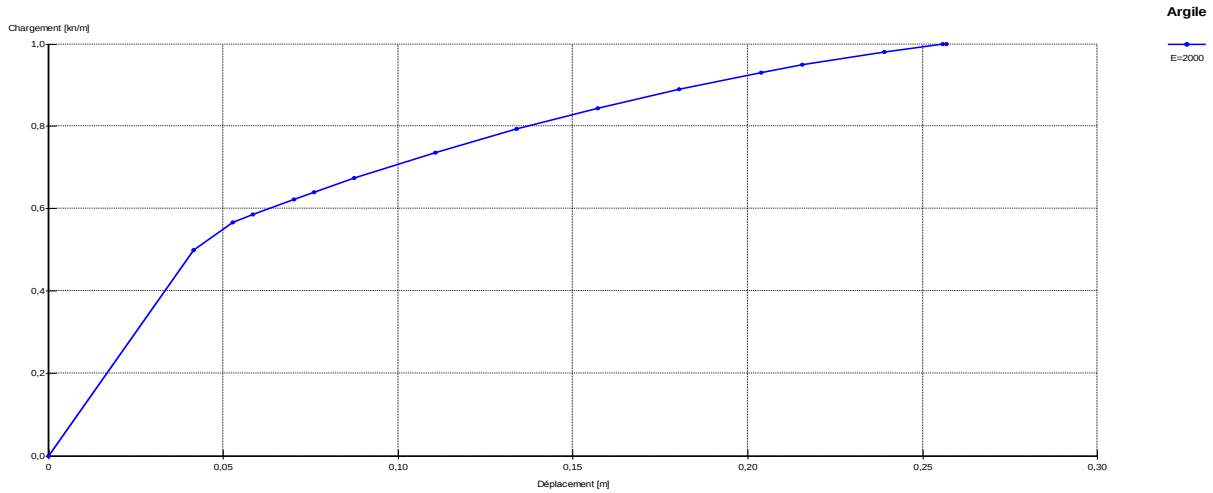


Figure III.14.2.courbe charge-tassement du pieu(Argile)

b) SABLE :

Les mêmes étapes pour le sable

III.15 .Les paramètres d'un matériau :

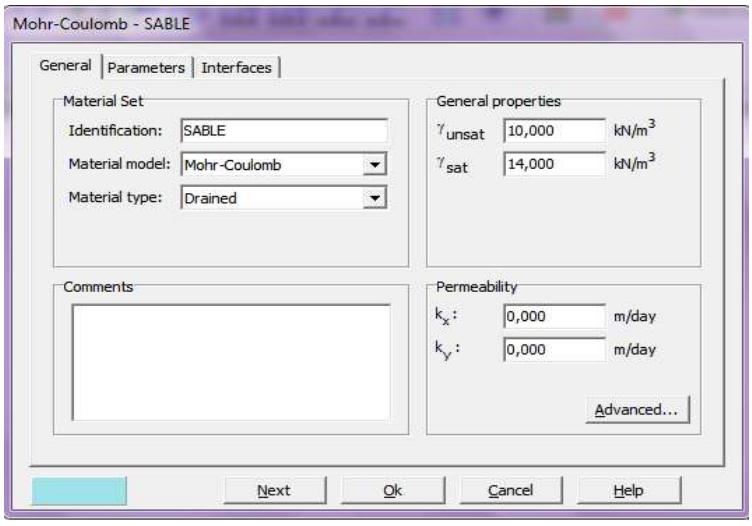


Figure III.15.1. Fenêtre des propriétés des sols et interfaces (onglet General)

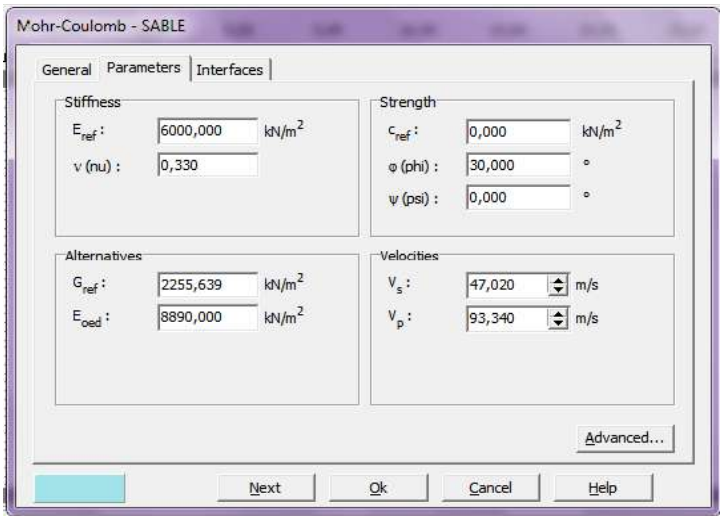


Figure III.15.2. Fenêtre des propriétés des sols et les interfaces (Onglet Paramètres du Modèle Mohr-Coulomb

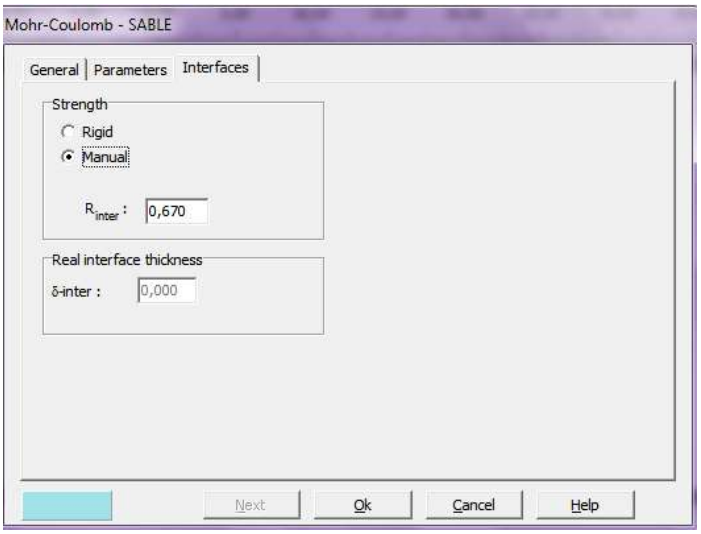


Figure III.15.3. Fenêtre des propriétés des sols et les interfaces (onglet Interfaces)

III.16. Le Maillage :

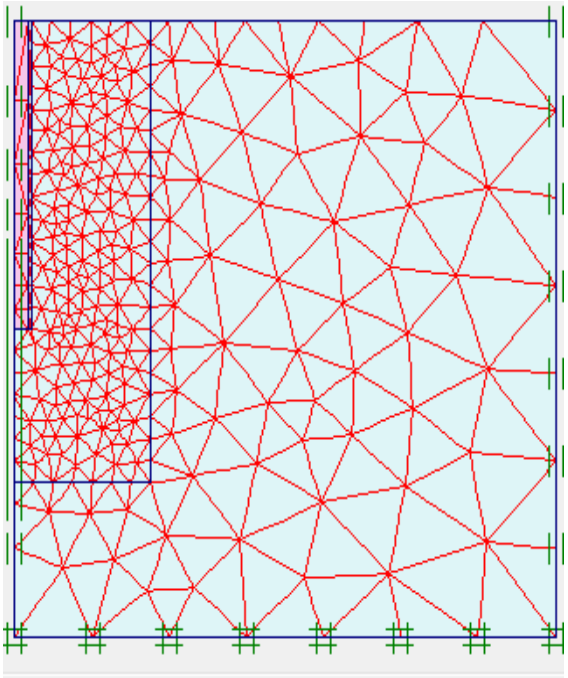


Figure III .16.1. Génération du maillage

III.17. Conditions initiales :

Validez le poids volumique de l'eau.

L'initialisation des contraintes de ce sol peut se faire en conditions K_0. Plaxis propose par défaut un K_0 selon la formule de jaky (K_0 = 1-sinφ') que l'opérateur peut modifier. Dans cette phase d'initialisation des contraintes, il faut placer le sol initial à la place du pieu avant de lancer le calcul. On obtient la figure ci-dessous (Figure III.17.1).

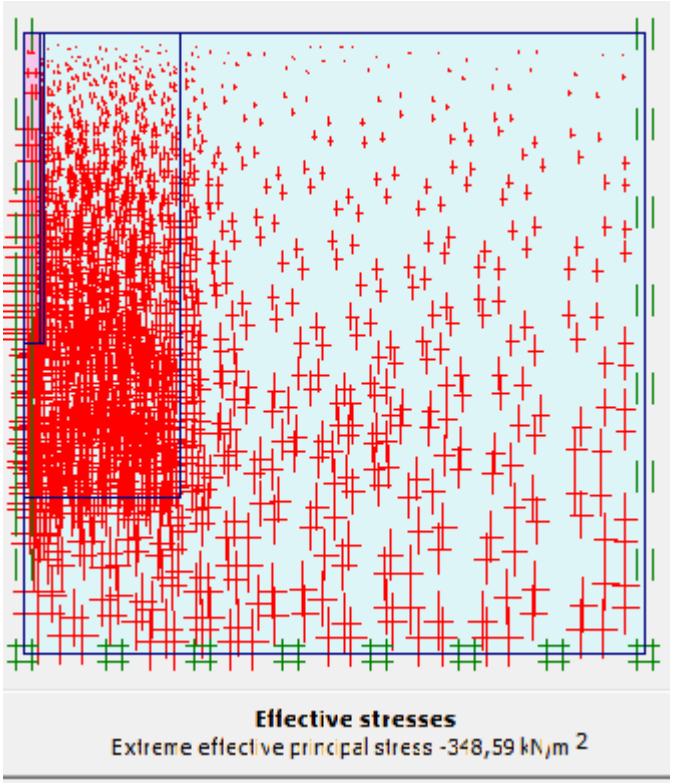


Figure III.17.1. le champ des contraintes Initiales dans la géométrie

III.18. Les phases de calcul :

On peut alors lancer le calcul

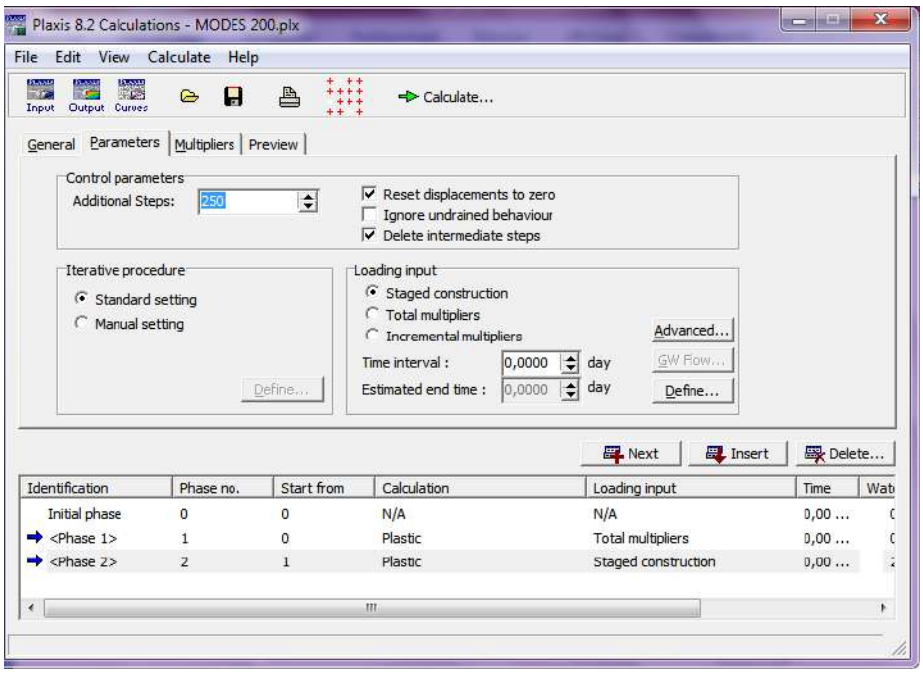


Figure III.18.1. Fenêtre principale du programme de calcul

Dans la fenêtre calcul, on choisit pour la première phase les options et dans l'onglet parameters, on prend l'option « Total multipliers »

Et dans la deuxième phase on choisit les options et dans l'onglet parameters, on prend l'option « construction par étapes » puis on clique sur le bouton « Define ». On obtient alors une vue du massif avec uniquement le sol ; Il faut alors réactiver la charge.

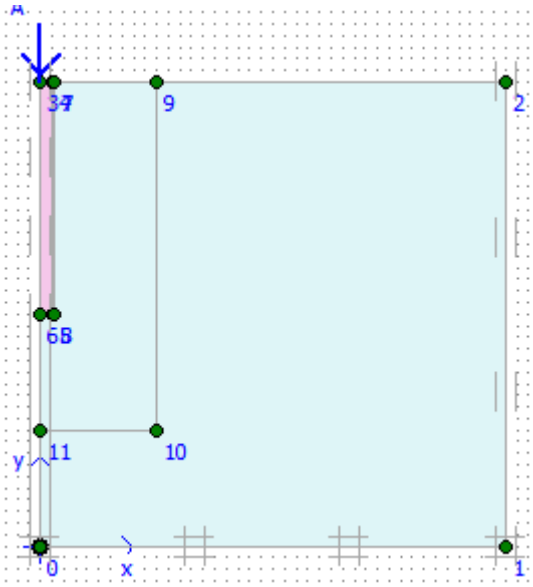


Figure III.18.2.reactivation de la charge

III.19 .Sélection de points témoins pour les courbes :

Il est nécessaire de choisir les points ou l'on veut visualiser les données, tant en déplacement (des noeuds)). On propose de suivre un point sur la base du pieu A (0.25/ 10 .00) pour les déplacements

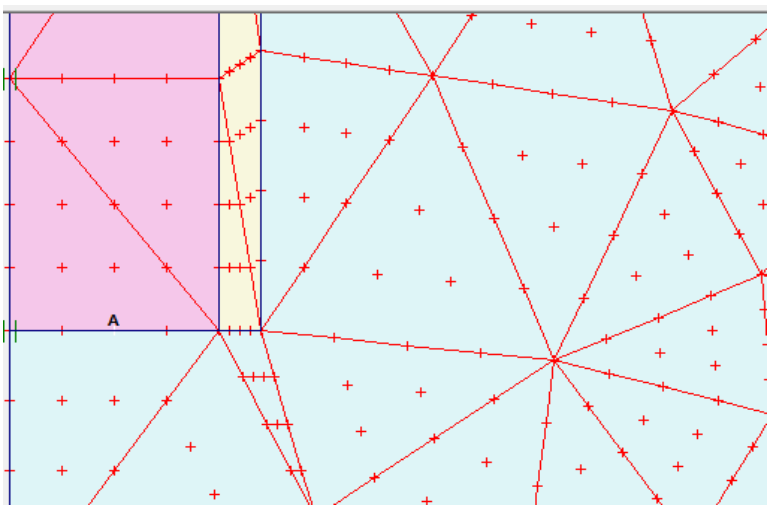


Figure III.19.1 La fenêtre permet la sélection des points

III.20. Premiers résultats :

*On peut obtenir le maillage déformé sous un chargement de 300 kpa (figure III.25): le tassement du pieu est de 611,89*10^{-3}m*

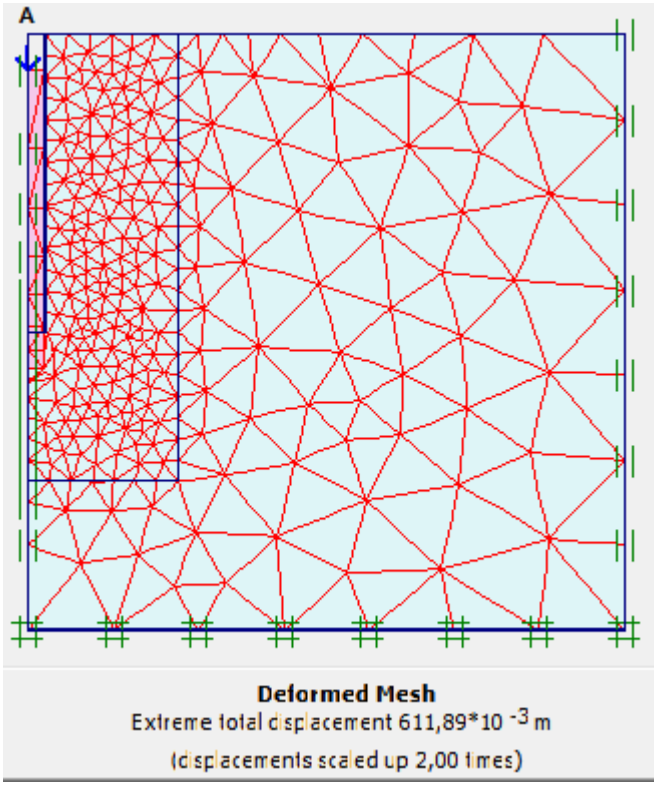


Figure III.20.1. représentation du maillage déformé sous 300 kpa

Pour interpréter ce résultat, il est nécessaire d'aller dans le menu « curve » et de définir une «nouvelle courbe ». On va alors tracer en axe des "x" le déplacement (-uy) du point A (00 .25 /10 .00) et en ordonnée le multiplicateur de chargement Σload A : on obtient la figure(III.20.2)

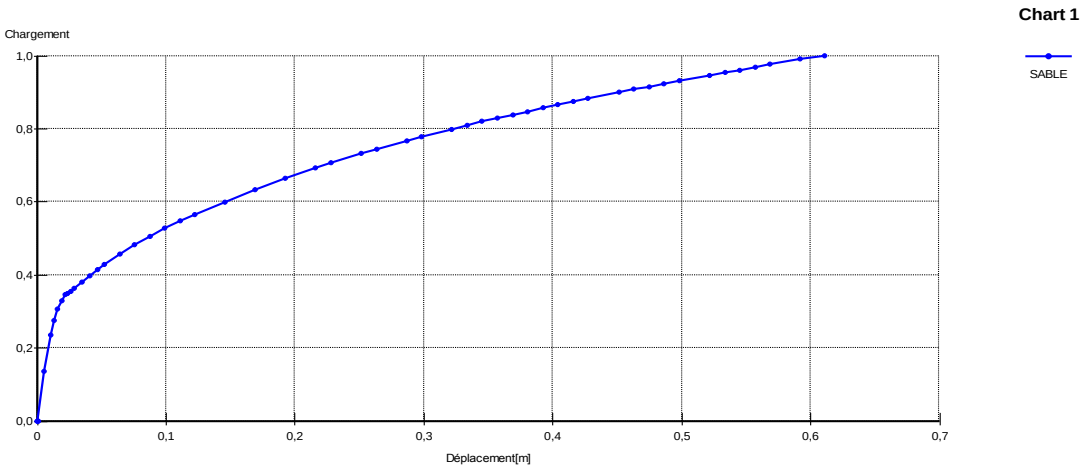


Figure III.20.2. courbe charge-tassement du pieu

III.21.Conclusion :

Le logiciel Plaxis, comme tout autre, n'est qu'un outil. Cet outil, pour rendre les services que l'on attend de lui, nécessite d'une part un "mode d'emploi" mais aussi d'être alimenté par des paramètres décrivant le comportement du sol.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel…

La détermination des "bons" paramètres à rentrer dans ce logiciel est capitale. Les essais de laboratoire sont toujours trop peu nombreux, on doute de leur représentativité, on doute aussi des essais in situ, etc...Peut être alors qu'une bonne approche est de faire non pas un calcul type Plaxis mais d'en faire plusieurs pour vérifier le rôle des paramètres influents dans un calcul d'ouvrage.

L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

Chapitre IV

Etude paramétrique

IV.1.Introduction :

Après la première étude du modèle de référence et les résultats obtenus, on peut utiliser notre modèle pour faire une deuxième étude qui est l'étude paramétrique, l'étude paramétrique qui va faire de cette partie va soulever une question intéressante relative a l'effet des :

- *Maillage sur le modèle (nombre des nouds)*
- *Paramétriques élastiques sur le module de déformation qui constitue la pente de la courbe de chargement*
- *Matériau du pieu sur la courbe de chargement (déplacement-chargement).*

IV.2.Effet des paramètres de modélisation :

Parmi les paramètres de modélisation, on propose l'étude de l'effet de deus paramètres suivants :

● *Le maillage.*

● *Dimensions du modèle de référence.*

IV.2.1. Argile :

IV.2.1.1.Le maillage :

On change le maillage des éléments à 06 nœuds et on compare le résultat obtenu au résultat du modèle de référence (15 nœuds).

La comparaison des résultats est présentée par la courbe sur la figure suivante :

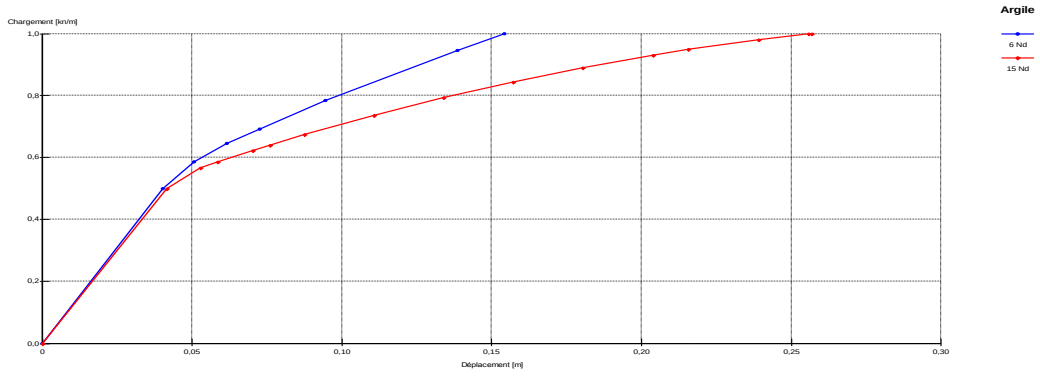


Figure –IV.2.1 - Influence du maillage sur la courbe charge-déplacement du pieu

À 15 nœuds et avec un chargement 200 KN/m la capacité portante est atteinte contrairement qu'avec 6 nœuds où on remarque que cette dernière n'est pas encore atteinte, ce qui veut dire qu'on doit augmenter le chargement.

IV.2.1.2.Dimensions du modèle de référence :

Pour cette partie on va procédez à voir l'effet de D la profondeur du sol sous la pointe et son influence sur la courbe de chargement

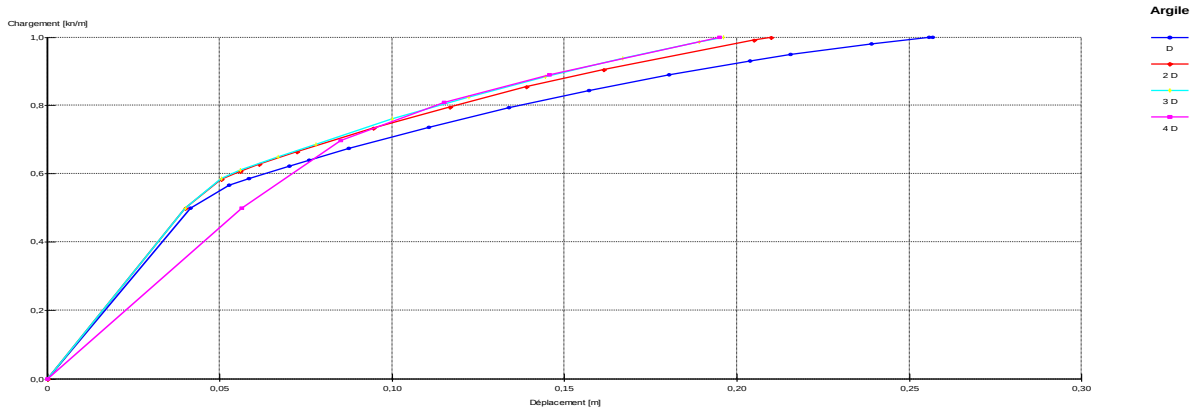


Figure –IV.2.2- l'influence de la profondeur sous la pointe sur la courbe de chargement déplacement

On analysant la figure (IV.2.2) qui représente l'influence de la profondeur sous la pointe sur la courbe de chargement déplacement on remarque que cette dernière à un effet lorsque la profondeur a égale à l'ancrage du pieu. Cet effet se fait sentir de mois en moins avec l'augmentation de cette profondeur, et on voit clairement que pour une profondeur D , 2D , 3D et 4D la courbe de chargement est pratiquement stable donc on opte pour une profondeur égale à D sous le pieu.

IV.2.1.3.Effet des paramètres géotechniques :

Pour ce qui concerne les paramètres géotechniques on va étudier l'influence de 02 types de paramètre définis ci-après :

IV.2.1.3.1.Effet des paramètres du sol :

Les paramètres du sol sont :

- *Le module E_{ref}*
- *Le coefficient de poisson ν (nu)*

a) influence de module E_{ref} :

Pour les calculs de l'étude paramétrique on utilise un outre valeur de E

- *E=10000*
- *E=40000*

Le résultat de calcul obtenu est présenté par la courbe sur la figure

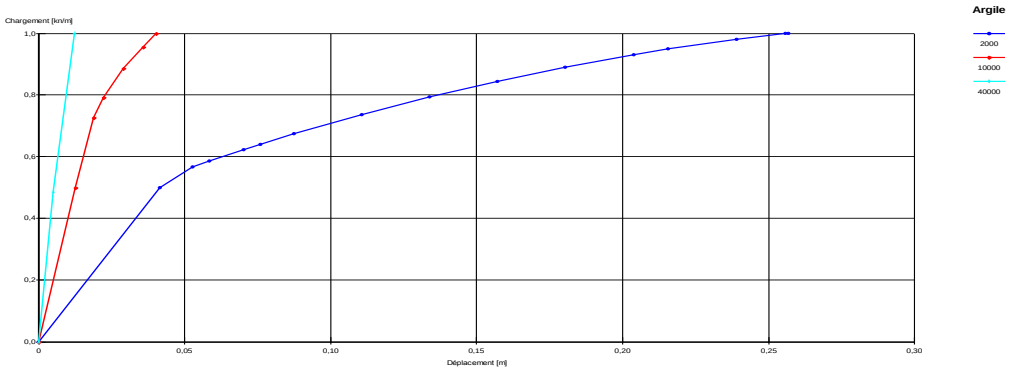


Figure –IV.2.3 - Influence des modules E_{ref} sur la courbe charge-déplacement du pieu

Plus le module E_{ref} diminue, la capacité portante est atteinte. Ou encore plus ce module augmente on doit augmenter le chargement pour atteindre la capacité portante.

b) influence du coefficient de poisson ν (nu) :

Dans le modèle de référence le coefficient de poisson est pris égal à :

ν (nu) = 0. 45

Pour l'étude paramétrique, on fait les calculs pour :

●ν (nu) =0, 4

●ν (nu) =0, 35

Le résultat de calcul obtenu est présenté par la courbe sur la figure suivante :

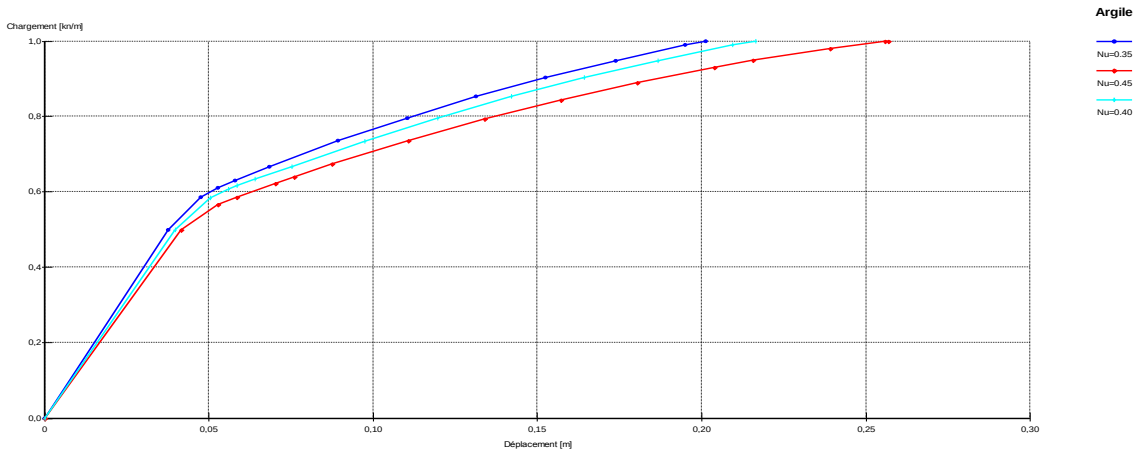


Figure – IV.2.4- Influence du coefficient de poisson sur la courbe charge-déplacement du pieu

On remarque que plus le coefficient de poisson augmente on doit augmenter la charge pour atteindre la capacité portante.

IV.2.1.3.2.Influence les constituions d'un pieu :

Le matériau constituant le pieu est modélisé par une loi élastique linéaire et isotrope.

Les caractéristiques mécaniques introduites pour le calcul sont résumées dans le tableau suivant.

paramètre	*symbole*	*Unité*	*Pieu (acier)*
Modèle	-	-	*Linéaire élastique*
Type de comportement	-	-	*Non-poreux*
Poids volumique	γ_P	KN/m^3	*78*
Module de Young	E_p *(acier)*	KN/m^2	$2,1^E8$
Coefficient de	ν_p	-	*0,3*

Tableau IV .2: Caractéristiques mécaniques du pieu pour le sol

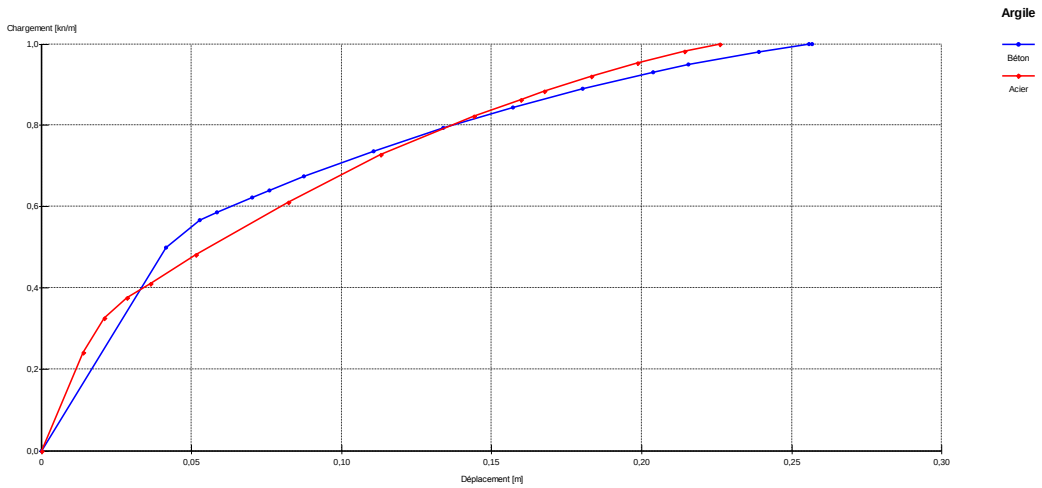


Figure –IV.2.5. Influence les constituions d'un pieu sur le courbe chargement déplacement

Le type du matériau du pieu (Béton ou acier) influe sur le déplacement.

IV.2.2.Sable :

IV.2.2.1.Le maillage :

On change le maillage des éléments à 06 nœuds et on compare le résultat obtenu au résultat du modèle de référence (15 nœuds).

La comparaison des résultats sont présentés par les courbes sur la figure suivante :

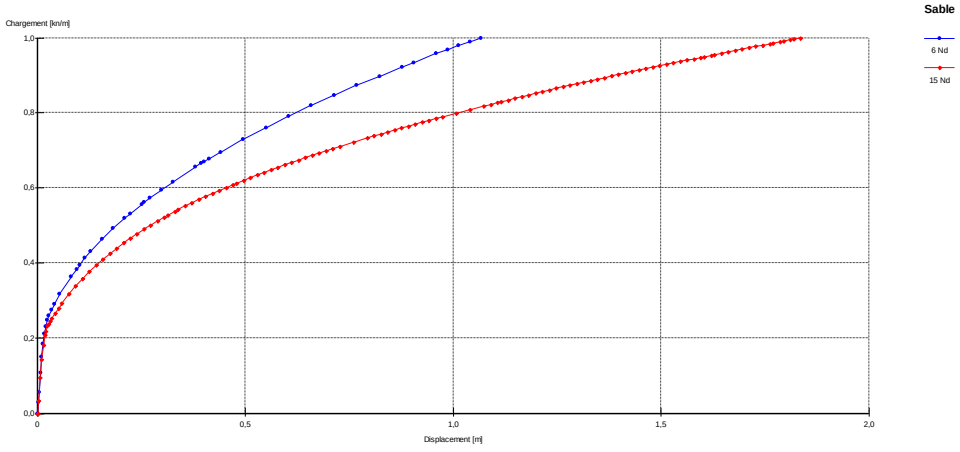


Figure –IV.2.6 - Influence du maillage sur la courbe charge-déplacement du pieu

À 15 nœuds et avec un chargement 200 KN/m la capacité portante est atteinte contrairement qu'avec 6 nœuds où on remarque que cette

dernière n'est pas encore atteinte, ce qui veut dire qu'on doit augmenter le chargement.

IV.2.2.2.Dimensions du modèle de référence :

Pour cette partie on va procédez à voir l'effet de D la profondeur du sol sous la pointe et son influence sur la courbe de chargement-déplacement

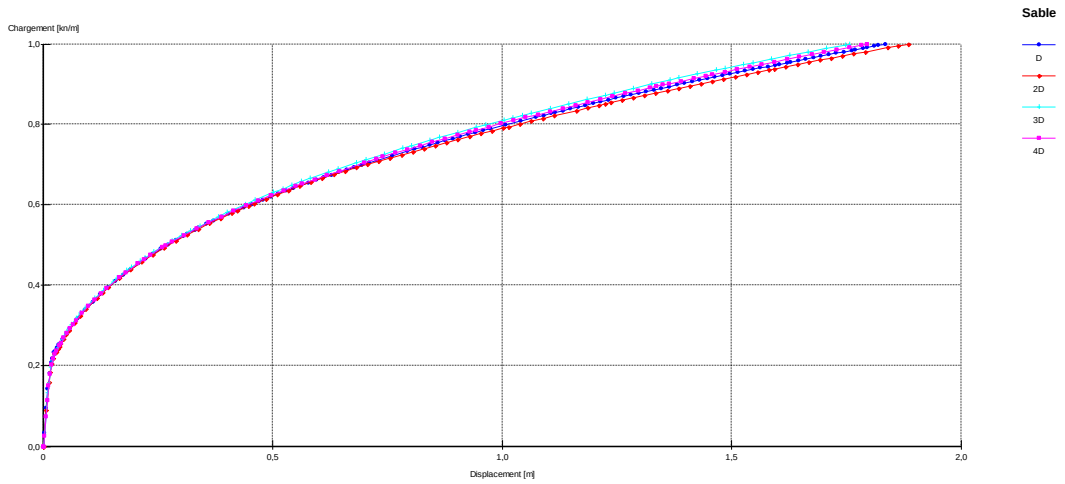


Figure – IV.2.7- l'influence de la profondeur sous la pointe d'un pieu sur la courbe charge-déplacement

On analysant la figure (IV.2.7) qui représente l'influence de la profondeur sous la pointe sur la courbe de chargement déplacement on remarque que cette dernière à un effet lorsque la profondeur a égale à l'ancrage du pieu. Cet effet se fait sentir de mois en moins avec l'augmentation de cette profondeur, et on voit clairement que pour une profondeur D , 2D , 3D et 4D la courbe de chargement est pratiquement stable donc on opte pour une profondeur égale à D sous le pieu.

IV.2.2.3.Effet des paramètres géotechniques :

Pour ce qui concerne les paramètres géotechniques on va étudier l'influence de 02 types de paramètre définis ci-après :

IV.2.2.3.1.Effet des paramètres du sol :

Les paramètres du sol sont :

- *Le module E_{ref}*
- *Le coefficient de poisson ν (nu)*

a) influence de module E_{ref} :

Pour les calculs de l'étude paramétrique on utilise un outre valeur de E

- *E=10000*
- *E=14000*

  Les résultats des calculs obtenus sont présentés par les courbes sur la figure suivante :

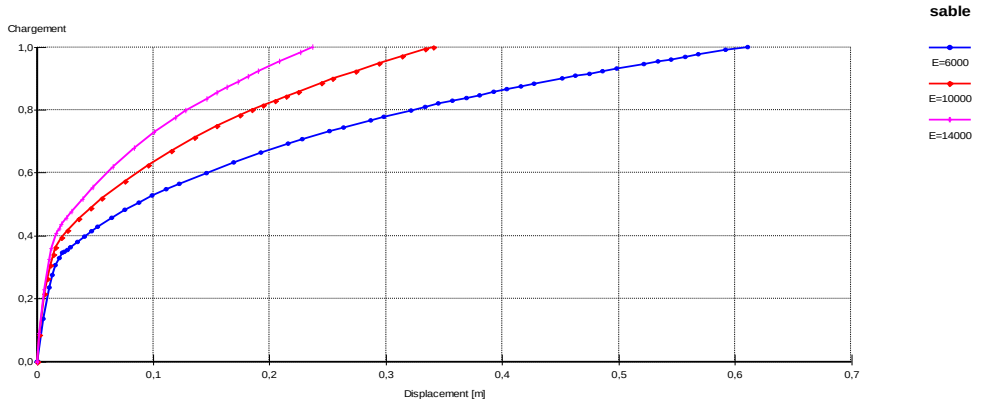


Figure –IV.2.8 - Influence des modules E_{ref} sur la courbe charge-déplacement du pieu

Plus le module E_{ref} diminue, la capacité portante est atteinte. Ou encore plus ce module augmente on doit augmenter le chargement pour atteindre la capacité portante.

b) influence du coefficient de poisson ν (nu) :

Dans le modèle de référence le coefficient de poisson est pris égal à :

ν ***(nu)*** *= 0. 33*

Pour l'étude paramétrique, on fait les calculs pour :

●ν *(nu) =0, 2*

● ν *(nu) =0, 4*

Les résultats des calculs obtenus sont présentés par les courbes sur la figure suivante :

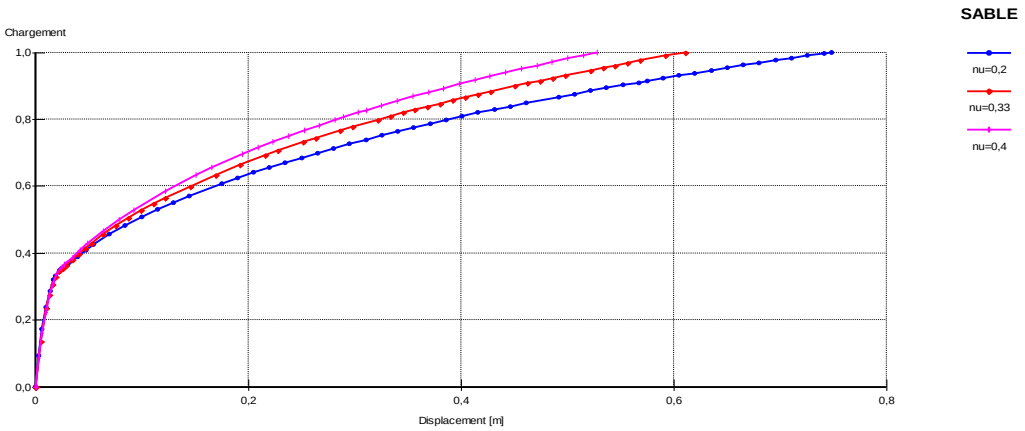


Figure – IV.2.9 - Influence du coefficient de poisson sur la courbe charge-déplacement du pieu

On remarque que plus le coefficient de poisson augmente on doit augmenter la charge pour atteindre la capacité portante.

IV.2.2.3.2.Influence les constituions d'un pieu :

Le matériau constituant le pieu est acier, modélisé par une loi élastique linéaire et isotrope.

Les caractéristiques mécaniques introduites pour le calcul sont résumées dans le tableau suivant.

paramètre	*symbole*	*unité*	*Pieu (acier)*
Modèle	-	-	*Linéaire élastique*
Type de comportement	-	-	*Non-poreux*
Poids volumique	γ_P	*KN/ m*^{3}	*78*
Module de Young	E_p *(acier)*	*KN/m*	*2,1*^{E}*8*
Coefficient de poisson	ν_p	-	*0,3*

Tableau. IV.1: Caractéristiques mécaniques du pieu pour le sol

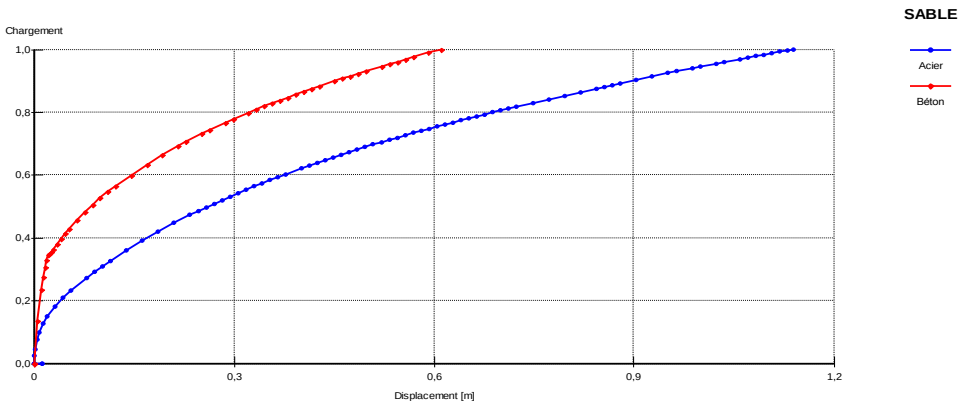


Figure –IV.2.10- Influence les constituions d'un pieu sur le courbe charge-déplacement

Le type du matériau du pieu (Béton ou acier) influe sur le déplacement.

Chapitre V

Conclusion générale

V. Conclusion générale

Nous avons présenté dans ce mémoire un travail de recherche théorique et numérique sur le comportement d'un pieu isolé sous charges axial dans un deux modèle d'un sol (sable, argile). a ce sujet, on a appliqué un modèle de calcul (Plaxis 8.1) pour estimer le déplacement total de la base du pieu.

Dans l'étude paramétrique, on a fait varier plusieurs paramètres géotechniques et de modélisation, pour étudier leur influence sur les résultats obtenus.

- *Pour la variation des paramètres de la modélisation, nous constatons que les résultats les plus affectés sont le déplacement total de la base du pieu*
- *L'étude des paramètres géotechnique a montré que l'augmentation de ces paramètres a une influence beaucoup plus importante sur les résultats que leur diminution.*
- *On remarque que la variation d'un modèle d'un pieu en béton au modèle d'un pieu en acier a une influence considérable sur le déplacement total de la base du pieu*

De nos jours, les méthodes d'analyse numérique et d'expérimentation ont fait de tels progrès que la tendance actuelle est de considérer l'essai de pieu comme un véritable essai géotechnique, s'il est correctement réalisé selon un mode opératoire précis il donne des renseignements particulièrement intéressants sur le comportement des pieux.

[1] Cours fondations profondes CNAM procèdes généraux de construction
[2] Ali BOUAFIA Les essais in –situ dans les projets de fondation
[3]BAKOUR, A. 2008. Comportement des fondations profondes sous charges: Aspects structuraux et géotechniques. Mémoire de Maitrise en Génie de la construction, l'Ecole de Technologie Supérieure, Montréal, 17 Avril 2008
[4]Cassan, M (1978). Les essais in situ en mécanique des sols, Tome 1, Editions Eyrolles, Paris, France.
[5]Cassan, M (1978) Les essais in situ en mécanique des sols, Tome 2, Editions Eyrolles, Paris, France
[6]Cambefort, H (1983) Géotechnique de l'ingénieur et reconnaissance des sols, Editions Eyrolles, Paris, France..
[7]Frank, R (1999) Calcul des fondations superficielles et profondes, Techniques de l'Ingénieur,Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, Paris,
France.
[8]Philipponnat, G (1979). Fondations et ouvrages en terre, Editions Eyrolles, Paris, France.
[9]PLAXIS VERSION 8. Référence Manuel.
[10]BOUFRINA Tawfiq. Modélisation numérique de l'essai de pénétration statique en vue de l'analyse du comportement des fondations superficiellesc MEMOIRE DE MAGISTER .Spécialité : CONSTRUCTION