République **A**lgérienne **D**émocratique et **P**opulaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'**E**nseignement **S**upérieur et de la **R**echerche **S**cientifique
جامعة الدكتور يحي فارس بالمدية
Université **D**r. **Y**ahia **F**arès de **M**édéa
لنلية العلوم و التكنولوجيا
Faculté des **S**ciences et de la **T**echnologie



Mémoire pour l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : **Génie Civil**

Option : **Géotechnique**

THEME

Etude paramétrique d'un pieu chargé axialement en axisymétrie Effet des paramètres mécaniques

Présenté par :

Melle Zerkaoui Hanane
Melle Sakhri Fatma Zohra

Proposé et dirigé par :

Mme Mire Mouna

2012 – 2013

Liste des figures :

Figure I-1 : comportement général d'un pieu isolé soumis à une charge verticale ….14

Figure I-2 (a) et (b) : présente le Mécanisme de transfert de charge sur un pieu…...17

Figure I.3 : variation de q_p avec L/D (sol homogène)……19

Figure I .4: $(L_b/D)_{cri}$ .et coefficient de capacité portante pour différente angles de frottement φ (Meyerhof, 1976)……19

Figure I .5 : variation de q_p avec L/D (sol hétérogène)……20

Figure I. 6 - résistance de frottement unitaire pour un sol homogène……24

Figure I.7 : application de la méthode λ à un sol hétérogène…….26

Figure - I .8 : variation de λ avec la profondeur L (Mc Clelland, 1974)……26

Figure - I .9 : variation de $\boldsymbol{\alpha}$ avec cohésion non drainéec_u…….27

Figure – I.10- variation de N_q^* avec L/D (Coyle et Castello, 1981)……29

Figure - I .11- variation de K avec L/D (Coyle et Castello, 1981)…….29

Figure I.12 : définition de l'encastrement équivalent…….34

Figure - I.13 : résistance de pointe équivalente……36

Figure I.14 : définition de la pression limite équivalente au pressiomètre Ménard...40

Figure I.15 : comparaison des sollicitations du sol et calcul de Q_{ce} ……40

Figure - I.16 : courbes de frottement latéral……41

Figure - I.17 : Courbe effort-déplacement en tête d'un essai de chargement de pieu..43

Figure - I.18 : Evolution de la résistance de pointe qu en fonction de la profondeur d'enfoncement du pieu…….44

Figure - I.19: les actions sur le domaine Ω…….48

Figure - I.20 **:** domaine Ω discrétisé…….48

Figure II-1 : Fenêtre principale du programme de calcul. ……..61

Figure II-2 : Onglet General de la fenêtre de calcul……....63

Figure II-3 **:** Onglet Paramètres de la fenêtre de calcul……...64

Figure II- 4 : modèle initial……..65

Figure II-5 : effet de variation D, 2D et 3D Pour l'argile. ……66

Figure II-6 : effet de variation D, 2D et 3D Pour le sable……66

Figure II-7 : Effet de variation de largeur 15Ø, 20Ø, 25Ø Pour l'argile……..67

Figure II-8 : Effet de variation de largeur 15Ø, 20Ø, 25Ø Pour le sable……..67

Figure II-9 : Effet de maillage pour l'argile……68

Figure II-10 : Effet de maillage pour le sable……68

Figure II-11 : l'effet de R_{inter} pour l'argile……..69

Figure II-12 **:** l'effet de R_{inter} pour le sable……70

Figure II-13 : caractéristiques générales du modèle……71

Figure II-14 : taille du maillage……...71

Figure II-15: coordonnées……...71

Figure II-16: première vue……..71

Figure II-17 **:** Modèle de référence utilisé pour le calcul de modèle initial……72

Figure II-18 : fenêtre des caractéristiques générales relative à la couche de sol……73

Figure II-19 : Maillage du problème……..74

Figure II-20 : contraintes initiale……...74

Figure II.21 : Point de déplacement……...75

Figure II-22 : les différentes phases de calcul……....76

Figure II-23 : représentation du maillage déformé sous 150 kpa pour l'argile saturée.....76

Figure II-24 : fenêtre des caractéristiques générales relative à la couche de sol (Sable sec)…….....77

Figure II-25: les conditions initiales……...77

Figure II-26: représentation du maillage déformé sous 150 kpa pour le sable sec….78

FigureIII.1 : le déplacement pour l'argile molle……82

FigureIII.2 : déplacement pour l'argile raide…….83

FigureIII.3 : déplacement pour l'argile molle ($c=0kPa$)……84

Figure III.4 **:** le déplacement pour l'argile molle ($c=5kPa$)……84

Figure III.5: effet de cohésion dans l'argile molle……85

Figure III.6 : déplacement pour l'argile raide c =0 kpa……...86

Figure III.7: déplacement pour l'argile raide (c= 9kpa)……...86

Figure III.8 : effet de cohésion sur l'argile raide……..87

Figure III.9 : déplacement pour le sable lâche…….88

Figure III.10 : déplacement pour le sable dense…….89

Figure III.11: déplacement pour le sable lâche (φ= 37°)……...90

Figure III.12 : déplacement pour le sable lâche (φ = 27°)……..90

Figure III .13: effet de l'angle de frottement pour un sable lâche……..91

Figure III. 14 : déplacement pour le sable dense (φ= 43°)……..92

Figure III .15: déplacement pour le sable dense (φ-5 = 33°)……...92

Figure III.16 : l'effet de l'angle de frottement pour le sable dense…….....93

Liste des tableaux

Tableau I -1 : résumé de l'effet de ces facteurs sur l'angle (φ)……..8

Tableau I- 2 : valeurs de ρ_p et ρ_s ……15

Tableau I -3 : coefficient de capacité portante pour fondations profondes N^*c

(dessus) et N_σ^*(dessous) ……..22

Tableau I- 4 : valeurs de coefficient *Ir* pour différents types de sols…… 34

Tableau I -5 : valeur de k_c selon le fascicule 62. ……34

Tableau I- 6 : valeur de β et qs max selon le fascicule 62……36

Tableau I- 7: valeurs de k_p selon le fascicule 62……..38

Tableau I- 8 : choix de la courbe de frottement latéral…….41

Tableau II-1 paramètre du sol et interface……73

Tableau III -1 **:** Propriétés des sols et des interfaces……80

Tableau III -2 : Propriétés des sols et des interfaces……..87

RESUME

Ce mémoire à caractère théorique et numérique étudie le comportement d'un pieu isolé sous charges axial. Le comportement du pieu qui est en béton est étudié dans deux types de sol, à savoir, Argile et Sable à travers une étude paramétrique pour identifier l'effet de la cohésion et l'angle de frottement sur la réponse du pieu. 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, chargement axial, déplacement vertical, courbe de chargement, cohésion, angle de frottement, sable, argile

ABSTRACT

This project theoretical and numerical character studies the behavior of a single pile under axial load. The behavior of the pile that is in concrete is studied in two soil types, namely, clay and sand through a parametric study to identify the effect of cohesion and angle of friction on the response of the pile The model soil/ pile is modeled by the software Plaxis v8.1.The elastic model is attributed to the pile element and the Mohr-Coulomb soil. The modeling is done in2d.

Keywords:
Isolated pile, axial load, vertical displacement loading curve, cohesion, friction angle, sand, clay.

ملخص

هذا العمل ذو طبيعة نظرية و رقمية يدرس سلوك خازوق معزول تحت تأثير حمولات عمودية ، سلوك خازوق من الاسمنت المسلح مدروس في نوعين من التربة و هما الطين و الرمل خلال دراسة لتوضيح تـأثير التماسك و زاوية الاحتكاك على الخازوق ، النموذج تربة خازوق مطبق مع برنامج العناصر المنتهية بلاكسيس .Plaxis v8.1 و هذا بأخذ نموذج ثنائي الأبعاد

الكلمات الاساسية :

خازوق معزول ، حمولة عمودية ، منحنى ازاحة رأسية و تحميل ، احتكاك ، زاوية تماسك ، رمل ، طين

Introduction générale :

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.

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 qui se généralisent de plus en plus utilisé pour ce type de problèmes pour les avantages qu'elles présentent.

La méthode des éléments finis a été le premier outil numérique utilisé dans les problèmes d'interaction sol-pieu.

Pour aboutir le but de notre travail, on a suivi les étapes suivantes :

Le chapitre 1 est consacré a une aperçu bibliographique, qui passe en revue des références connus dans ce domaine consacré aux pieux chargé verticalement et leur comportement.

Chapitre 2 qui à 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 3 est consacré a une étude paramétrique (l'influence de la cohésion et l'angle de frottement) avec des différentes types d'argile et de sable a fin de comparé les résultats obtenus pour savoir leur influence sur le modèle proposé.

Ces chapitres sont terminés par une conclusion générale, avec des perspectives de recherches concernant le thème étudié.

Chapitre 1 Étude bibliographique sur la technologie des pieux :

I. La technologie des pieux :

I.1 Introduction et définition :

Les fondations profondes sont utilisées lorsque les charges à transmettre au sol sont très importantes et lorsque le terrain en surface est de mauvaise portance (argiles molle ou vases), afin de reporter les charges, dues aux superstructures, en profondeur sur une couche plus dure, qui est d'ailleurs très rarement rocheuse. Les fondations profondes sont surtout utilisées pour les ouvrages importants supportant de fortes charges bâtiments industriels, ouvrages d'art,..). On appelle "fondations profondes" toutes les fondations dont l'encastrement D dans le sol excède quatre (4) fois la largeur B de la fondation ($\frac{D}{B} > 4$), Cette utilisation est tellement évidente, que l'homme faisait déjà ses fondations sur pilotis, et cela uniquement par expérience. Les différents types de fondations profondes actuels sont : les pieux, les puits, les parois ou caissons. Les pieux sont les fondations profondes les plus courantes ($\frac{D}{B} > 4$), Ce sont généralement des structures très élancées en bois, en métal ou en béton, de formes diverses. Avec la technologie actuelle, il est possible de réaliser, à terre, des pieux d'une longueur de 80 mètres et d'un diamètre maximal d'environ 3 mètres. Dans le domaine pétrolier, les pieux offshores peuvent atteindre une longueur de 120 mètres pour un diamètre de diamètre de 1,5 à 2 mètres.

I.2 Classification des pieux :

I.2.1 Classification selon leur mode d'exécution :

Les pieux se divisent en quatre catégories : (a) pieux métalliques, (b) pieux en béton armé, (c) les pieux en bois, (d) les pieux en matériaux composites. Le choix du type de pieux dépend de la charge à supporter, des conditions du sol et du niveau de la nappe phréatique.

I.2.1.1 pieux métallique :

Les pieux métalliques les plus souvent utilisés sont les pieux tubulaires avec une fin ouverte ou fermée. Ce type de pieu est souvent rempli de béton formant ainsi un matériau composite.

Les pieux métalliques de section H, cette section est préférable a la section en L, donne une épaisseur égale pour l'âme et deux ailes.

Il est très important de vérifier que la capacité portante de sol déterminée est inférieure a celle du matériau constituant le pieu. La charge admissible pour le pieu métallique est :

$Q_{ad}=A_s.\ \sigma_{ad}$

$Q_{ad(sol)} \leq Q_{ad(pieu)}$

Avec A_s: section transversale du pieu métallique

σ_{ad} : contrainte admissible de l'acier

Les pieux métalliques sont souvent formés d'élément sou dérivetés ou boulonnés afin de mieux faciliter leur transport. L'assemblage des différents éléments permet d'atteindre la profondeur de fondation nécessaire.

Lorsque les pieux sont enfoncés dans le sol dur tel que les graviers denses ou les roches tendres, ces derniers sont munis d'une pointe ou d'un pied afin de les protéger.

Les pieux métalliques sont des éléments de construction corrosifs si leur ph est inférieur à 7. Afin de remédier à cela est selon le taux de corrosion et la durée de vie de l'élément une épaisseur de métal n plus est prévoir lors du choix de la section droite.

I.2.1.2 pieux en béton :

Les pieux en béton se divisent, d'après leur mode d'exécution, en deux grandes catégories : les pieux préfabriqués et les pieux exécuter sur place.

I.2.1.2.a pieux préfabriqués :

Les pieux préfabriqués sont enfoncés dans le sol par battage, pression, rotation, lançage ou vibration. Leur section peut être circulaire, carrée ou polygonale.

Les pieux préfabriqués peuvent être creux, évidés ou a vis. Lors du battage, ces pieux sont soumis a des effort considérables. Ils doivent êtres réalisés avec du matériau de haute qualité.

Les pieux sont réalisés sur une aire de stockage qui prend beaucoup de place et ne peuvent être battus qu'après 28 jours de séchage.

A partir d'une certaine longueur, ces pieux nécessitent une armature de flexion importante pour permettre leur pick-up.

Ce genre de pieux peut être aussi des éléments en précontrainte. Pour cela des câbles de précontrainte avec une résistance ultime de 1800 MN\m^2 sont utilisés. Lors de la fabrication du pieu, les câbles sont tendus (900-1300 MN\m^2) et le béton est ensuite couplé tout auteur. Les câbles sont par la suite coupés, ce qui provoque une force compressive sur la section du pieu.

Les pieux préfabriqués sont d'un usage pratique que si le toit du sol résistant sur lequel ils reposent est pratiquement horizontal, sinon leur longueur peut varier de plusieurs mètres la réalisation des étuves ou des recepages est donc nécessaire, une opération toujours laborieuse et couteuse.

I.2.1.2.b Pieux coulé sur place :

Ces pieux sont réalisés sur chantier en creusant préalablement un trou dans le sol, qui par la suit est rempli du béton. Plusieurs types de pieux coulés sur place sont utilisées

de nos jours dans la construction. Ils sont généralement divisées en deux groupe : les pieux moulés ou forés et les pieux a tubes battus dans le sol.

Les pieux forés sont réalisés a l'intérieur d'un forage ou le béton est coulé dans le vide crée. Son volume sera celui du sol excavé.

Les pieux battus enrobés sont construits en battant dans le sol des tubes métalliques. Lorsque ces derniers atteignent la profondeur désirée, ils sont remplis de béton. La charge admissible de ce type de pieu est :

$Q_{ad}=A_s.f_s+A_c.f_c$

Dans le cas des pieux battus moulés, le tube métallique est battu jusqu'à profondeur requise à l'aide d'un mouton. Ce tube sert de coffrage. Il est rempli du béton par damage énergique et extrait graduellement à fur et à mesure du bétonnage. Leur charge admissible est :

$Q_{ad}=A_c.f_c$

Bien souvent la mise en place du béton doit se faire sous l'eau. Il convient de l'exécuter avec beaucoup de soins. La chute libre du béton directement dans l'eau est proscrite. Le béton avec une bonne consistance plastique doit être descendu à l'aide d'un tube plongeur.

Le relevage des gaines provisoires doit s'effectuer avec beaucoup de précautions, de façon a éviter toute interposition accidentelle du terrain dans le béton qui a tendance a être soulevé surtout le diamètre est faible et le béton raide.

I.2.2 Classification selon leur mode de travail dans le sol :

D'après leurs modes de travail dans le sol, les pieux se divisent en trois catégories : les pieux flottants dans le sol, les pieux chargés en pointe et les pieux flottant et travaillant en pointe.

I.2.2.1 pieux flottants dans le sol :

Lors du battage, le pieu refoule et compacte le terrain. Au voisinage du pieu l'indice des vides et par conséquent la compressibilité du sol sont réduits, de ce fait le frottement latéral sur le pieu est amélioré. Ces pieux transmettent d'ailleurs la plus grande partie des charges par l'intermédiaire du frottement latéral. C'est pourquoi ce type de pieux est appelé pieux flottants.

I.2.2.1.a Pieux travaillant uniquement en pointe :

Ils transmettent pratiquement toute les charges sur une couche résistante située a une profondeur importante au dessous e la construction.

I.2.2.1.b Pieux travaillant a la fous pointe et au frottement :

C'est le cas le plus courant en pratique, ou les deux termes de portance sont utilisés. Si l'un d'eux est erroné le pieu peut rompe.

I.2.2.2 pieux chargés en pointe :

Ils reportent pratiquement toutes les charges sur une couche résistant située à une profondeur importante au-dessus de la construction.

I.3 Paramètres du sol pour le dimensionnement des pieux :

Les pieux sont généralement dimensions soit sur la base de méthode 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 est nécessaire pour le dimensionnement des pieux (Bowles ,1977;Frank,1995).

Facteurs influençant les paramètres (c) et (φ) :

I.3.1 Sols pulvérulents (c=0 ,(φ)) :

La valeur de l'angle de frottement dépend principalement de:

- la compacité du sol (l'indice des vides (e))

- la distribution granulométrique (C_u)
- l'angularité des particules
- la rugosité de la surface des particules
- la présence de l'eau.

Le tableau I -1 résumé de l'effet de ces facteurs sur l'angle (φ) :

Facteurs	**Angle (φ)**
e (indice des vides) augmente	diminue
C_u augmente (granulométrie étalée)	augmente
la forme plus angulaire des particules	supérieur
la rugosité de la surface prononcée	important
présence de l'eau	diminue légèrement

Il est à noter qu'en présence d'un bon drainage à l'état de rupture, l'angle φ devient l'angle de frottement effectif (Holtz et Kovacs, 1991).

I.3.2 Sols cohérents :

Les paramètres c, φ sont influencés par les conditions de drainage et par la teneur en eau.

Quand le sol est saturé, c'est souvent le cas dans les sols cohérents, l'eau empêche les Particules de sol se serrer. À l'état de rupture, la résistance de cisaillement est constante et égale à la résistance de cisaillement non drainé .C'est l'approche de calcul en contraintes totales .Lorsque le drainage est envisageable et que les contraintes de cisaillement sont reprises uniquement par les particules de sol ; la cohésion c devient la cohésion effective c'et l'angle (φ) devient l'angle de frottement effectif φ .C'est l'approche de calcul en contraintes effectives. Cette approche est utilisée pour le calcul de la stabilité des fondations, des remblais et des talus.

Une augmentation de la teneur en eau du sol diminue les forces de cohésion. Dans les sols compactés la cohésion c'est plus importante, alors que la cohésion effective c'est presque nulle dans les sols normalement consolidés (Holtz et Kovacs ,1991).Par ailleurs, il existe une corrélation entre l'angle (φ) et l'indice de plasticité (Ip).

I.4 Compressibilité des sols :

Sol soumis à une charge externe se déforme. Cette déformation dépend essentiellement de l'élasticité du sol, elle peut être instantanée, cas des sables, ou différée, cas des argiles.

Les sols ont un comportement qui en plus d'être irréversible (Holtz et Kovacs, 1991) est non-linéaire c'est à dire, la relation charge-déformation-temps est complexe.

Les déformations sont généralement dues à l'expulsion de l'air et de l'eau occupant les pores. Il s'en suit un réarrangement des particules, une diminution de volume (tassement), mais un sol plus dense.

I.5 Interaction sol-pieu :

Lorsque l'on considère l'interaction de deux solides en contact avec des caractéristiques de déformabilité très différentes, la rupture est très souvent accompagnée de la formation, à l'interface, dans le solide le plus déformable, d'une zone de faible épaisseur orientée dans la direction de la surface de contact. Cette zone, appelée interface sol-structure, siège d'une importante localisation de la déformation, joue le rôle d'une discontinuité cinématique caractérisée par des gradients de déformations très élevés. Nombre de structures de génie civil sont en contact avec les sols. C'est le cas, par exemple, de l'interaction sol-écrans, sol-tirants d'ancrage, sol-pieux.

La rupture est observée au sein de cette zone, lieu de transmission des contraintes et des déformations.

Dans ce travail, notre attention a été concentrée sur les fondations profondes et, plus Particulièrement des fondations profondes isolées sous charge axiale montre que

l'interface sol-pieu joue un rôle majeur dans la définition des conditions de stabilité de l'ouvrage.

Il est donc nécessaire de tenir compte de son comportement, tant lors d'un calcul de dimensionnement que dans la modélisation numérique par éléments finis On présente d'abord le cadre général de l'étude sur la modélisation de l'interaction sol-pieu par la méthode des éléments finis, et on décrit comment les problèmes de contact sont résolus à l'aide de cette méthode. On définit par la suite le modèle pour la description du comportement élastoplastique de l'interface entre un sol granulaire et une structure rigide (rugueuse ou lisse).

I.6 Contraintes dans le sol :

I.6.1 Contraintes verticales :

Lorsque le sol est au repos (état naturel), ses caractéristiques (indice des vides, masse volumique, résistance de cisaillement) dépendent uniquement du poids propre. La contrainte verticale (σ_v), qui augmente avec la profondeur change avec le temps selon l'histoire géologique du sol: elle augmente si le sol est chargé pendant la sédimentation et elle diminue s'il y a un déchargement par excavation ou érosion.

Étant donné la nature poreuse du sol, la pression de l'eau *(u)* peut influencer la valeur des contraintes verticales. Si le sol est saturé, la contrainte verticale effective (∂') s'écrit :

$$\sigma'_v = \sigma_v - u$$

I.6.2Contrainte résiduelle :

La dissipation de l'excès de pressions interstitielles (reconsolidation) génère une charge, contrainte résiduelle, par des frottements négatifs dans la partie supérieure du pieu. Ces frottements seront mobilisés par les frottements positifs dans la partie inférieure d'une part et par la résistance en pointe du pieu d'autre part.

Pour les pieux battus, la contrainte résiduelle provient des déformations provoquées dans le sol lors de battage. La contrainte résiduelle continue à augmenter même après la dissipation des pressions interstitielles (Fellenius, 2006).

Sous un chargement en compression, le fait d'ignorer les contraintes résiduelles lors d'essai de chargement statique des pieux dans les sables pourrait mener à une surévaluation de la valeur réelle de frottement latérale et une sous-évaluation de la résistance en pointe (HoUoway et al, 1978; Altaee et al, 1992a et b; Fellenius et al, 2000; Fellenius et al, (2007).

I.6.3 Contrainte horizontale :

Sous une contrainte verticale, le sol tend à se dilater horizontalement, mais il est empêché par le confinement, ce qui engendre une contrainte horizontale σ'_h , proportionnelle mais plus petite que la contrainte verticale σ'_v , (Bowles, 1996). D'où le coefficient de pression des terres au repos K_0 qui est défini par la relation :

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

I.6.3.1 Coefficient des terres au repos :

Le coefficient des terres au repos est un paramètre important pour calculer la contrainte horizontale agissant sur le fût de pieu pour les sols expansifs (Kassif et Baker, 1969).

Le coefficient (K_0) dépend de l'histoire géologique du sol (Brooker et Ireland, 1965) et est en fonction de φ' tel qu'exprimé par l'éq suivante (Jaky, 1948).

$$K_0 = 1 - sin\ \varphi'$$

Dans les dépôts de sols, sables et argiles normalement consolidés, n'ayant jamais été surchargés, la valeur de K_0 est de l'ordre de 0.4 à 0.5. Mais, dans le cas des argiles ayant été soumis à des contraintes dans le passé, la valeur de K_0 peut varier entre 0.5 et 3 (Hunt, 2005). Dans ce cas, l'état de contraintes se rapproche de celui des conditions passives.

Brooker et Ireland (1965) suggèrent l'équation suivante pour les argiles normalement consolidées :

$$K_0 = 0{,}95 - sin\ \varphi'$$

Holtz et Kovacs (1991) proposent quant à eux l'éq suivante pour K_0 en fonction de l'indice de plasticité I_p.

$$K_0 = 0{,}44 + 0{,}0042\ I_p$$

Brooker et Ireland (1965) et Massarch et Broms (1976) ont remarqué que la valeur de K_0 augmente quand le sol est surconsolidé. Pour un rapport de surconsolidation du sol (OCR) supérieur à 20, K_0 peut atteindre le coefficient de butée (passive) K_p. Dans ce contexte, Alpan (1967) propose une équation de K_0 en fonction de OCR.

$$K_0 = (1 - sin\,\varphi').OCR^n$$

Mayne et Kulhawy (1982) suggèrent une valeur moyenne de la constante *n*, soit *n* = 0.5, pour les sables et les argiles. Toutes fois, pour le sable $n = sin\,\varphi'$ serait plus représentatif En général K_0 est plus élevé dans les couches de sol proches de la surface, et décroît avec la profondeur (Massarch et Broms, 1976).

I.6.4 Approches de calcul à l'état de rupture :

Lorsqu'un sol peu perméable est chargé, la pression interstitielle se dissipe lentement. À court terme, la résistance du sol de fondation doit être estimée à l'aide des caractéristiques φ_u qui est souvent nul et C_u, c'est-à-dire à l'aide de l'approche des contraintes totales.

Toutefois, un tel calcul de la fondation n'est pas certain, puisqu'à long terme, la pression interstitielle est complètement dissipée et la stabilité de la fondation ne dépend que des contraintes effectives (φ', c') par conséquent, il convient de faire le calcul de la stabilité à long terme également.

En pratique, on considère la première hypothèse comme plus critique. Mais ce n'est pas toujours le cas surtout en présence de dépôts d'argiles surconsolidées, ou très sensibles. Ceci justifie les deux calculs (Costet et Sanglerat, 1975).

I.7 Principe de dimensionnement :

I.7.1 Définitions :

Les fondations profondes sont caractérisées par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges appliquées, par des méthodes d'exécution qui font appel à des entreprises spécialisées et par un fort élancement.

En général, une fondation peut être considérée comme profonde lorsque l'élancement $D/B > 6$ et D > 3m

Avec D : longueur de la fondation enterrée dans le sol,

B : largeur de la fondation,

Ou encore, lorsque $D_e/B > 5$; D_e est la hauteur d'encastrement équivalente déterminée selon la formule : $\boxed{D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_{le}^*\ (z).dz}$

Et similaire à celle utilisée pour les fondations superficielles.

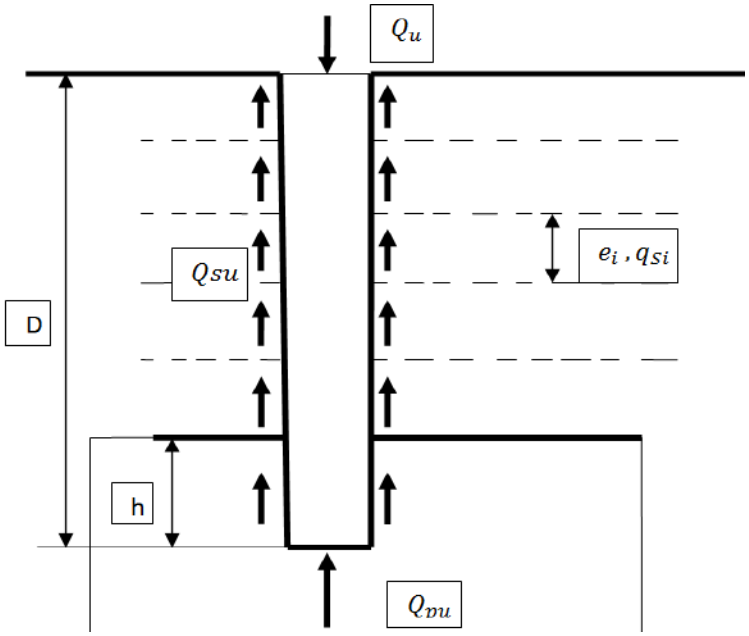
I.7.2 Pieux sous charge verticale :

I.7.2.1 Détermination de la charge limite d'un pieu – formules générales :

En général, les fondations profondes traversent une ou plusieurs couches de qualité plus ou moins bonne pour s'ancrer dans un horizon présentant des caractéristiques mécaniques plus favorables, appelé couche d'ancrage (fig. I-1).

La hauteur d'encastrement ou fiche du pieu, D, est sa longueur enterrée. L'ancrage h est la hauteur de pénétration du pieu dans la couche d'ancrage. Si le pieu est fiché dans un milieu homogène (monocouche), l'ancrage D est égal à la hauteur d'encastrement h. La charge limite Q_u du pieu est obtenue en additionnant la charge limite de pointe Q_{pu} correspondant au poinçonnement du sol sous la base du pieu et la charge limite Q_{su} mobilisable par frottement entre le fût du pieu et le sol, c'est-à-dire :

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



(Fig. I-1) : comportement général d'un pieu isolé soumis à une charge verticale.

La charge de pointe limite est donnée par la formule suivante: et la charge

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

Et la charge limite en frottement latéral par :

$$Q_{su} = \rho_s . p . \sum q_{su} . e_i$$

Avec : ρ_p : coefficient réducteur de l'effort de pointe.

ρ_s : Coefficient réducteur du frottement latéral,

A : aire de1 la section droite du pieu,

P : périmètre de la section droite du pieu,

q_{pu} : Résistance limite de pointe,

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

e_i *:* Épaisseur de la couche i.

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

Pour les pieux à section pleine ou les pieux tubulaires fermés, la détermination de A et P ne présente pas de difficulté et, de plus, $\rho_p = \rho_s = 1$.

- Pour les pieux tubulairs ouverts *et pal pieux* (pieux réalisés par assemblage de palplanches), A est l'aire de la section extérieure et P est le périmètre extérieur.
- Pour les *pieux H*, A est l'aire de la section enveloppe et p est le périmètre développé.
- Pour les *rideaux de palplanches,* A est l'aire délimitée par les ailes des profilés et P est le périmètre développé.

Les valeurs de ρ_p et ρ_s sont données dans le (tableau I-2).

Tableau I- 2- valeurs de ρ_p et ρ_s

type de pieu	***Argiles***		***Sables***	
	$\boldsymbol{\rho_p}$	$\boldsymbol{\rho_s}$	$\boldsymbol{\rho_p}$	$\boldsymbol{\rho_s}$
Section pleine tubulaire fermé	1,00	1,00	1,00	1,00
Tubulaire ouvert palpieux	0,50	1,00	0,50	1,00
Pieu H	0,50	1,00	0,75	1,00
Palplanches	0,50	1,00	0,30	0,50

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

I.7.2.2 Résistance des matériaux constitutifs d'un pieu :

La charge ultime d'un pieu peut être limitée par la résistance propre du pieu qui ne doit pas se rompre. La justification de cette résistance relève des règlements relatifs aux matériaux constitutifs (béton, acier, bois, etc.). Parfois soumis à des adaptations afin de tenir compte de la mise en œuvre particulière des éléments de fondation.

De même, la durabilité est un paramètre à prendre en compte (attaque des ciments par les sulfates, corrosion des aciers, attaque fongique du bois). Ces sujets ne seront pas abordés.

I.8 Les méthodes de calcul des pieux :

Les méthodes de calcul des pieux sont utilisées pour le dimensionnement des pieux ou pour faire des recherches. Ces méthodes consistent à évaluer la charge admissible d'un pieu isolé et à vérifier la stabilité (calcul de la charge limite) pour s'assurer que les tassements sont admissibles pour la structure supportée. Généralement, les méthodes de dimensionnement des pieux isolées sous charge axiales s'appuient principalement sur :

- les méthodes statiques;
- les méthodes dynamiques pour les pieux battus;
- les méthodes pratiques à partir des essais in-situ et des essais de chargement statiques
- les méthodes numériques (la méthode des éléments finis).

I.8.1 Les méthodes statiques :

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 Qs (figure I. 2 (a) et (b)) :

$Q_u = Q_p + Q_s$

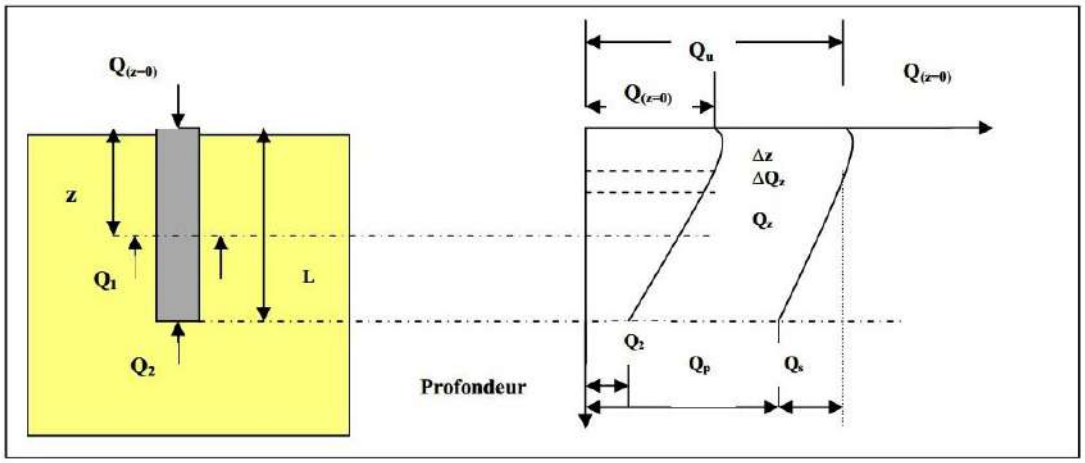
Avec :

Q_u : capacité portante globale ultime du pieu ;

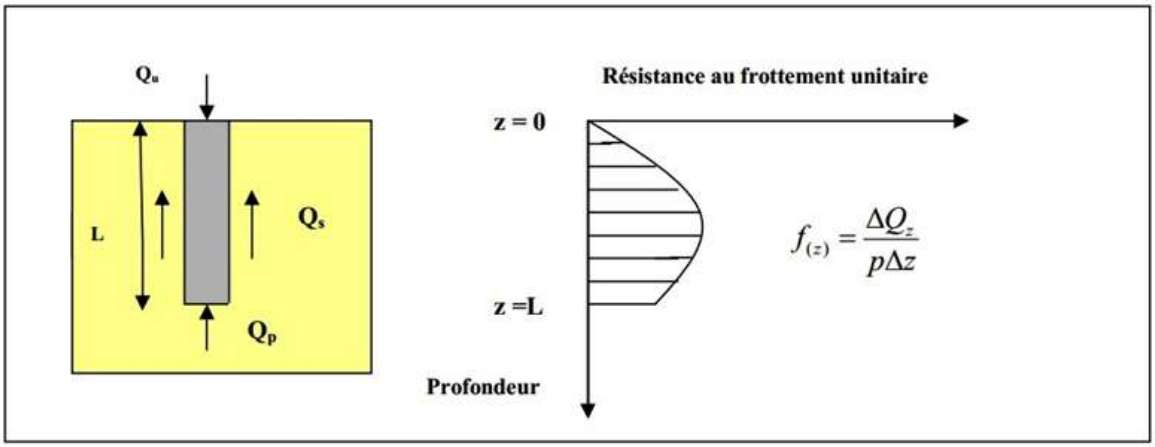
Q_p : capacité portante globale de la pointe du pieu ;

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

Une infinité de méthodes ont été publiées pour l'évaluation de Qp et Qs par Braja, Das (1984).



(a)



(b)

Figure I-2 (a) et (b) : présente le Mécanisme de transfert de charge sur un pieu.

I.8.1.1 Capacité portante de pointe Q_p :

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

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

Où 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 $\gamma D N_\gamma^*$ 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 transversale 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.

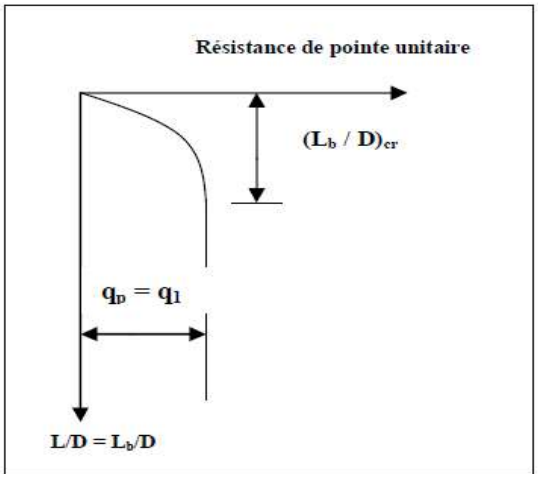
I.8.1.1.1 Méthode de Meyerhof (1976) :

I.8.1.1.1.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 L_b/D.

Cette capacité portante q_p atteint une valeur maximale à un rapport $L_b/D = (L_b/D)_{cri.}$ Au-delà de cette valeur critique, la capacité portante unitaire q_p reste constante. Elle est dite limite: $q_p = ql$

Le ratio critique varie d'un sol à un autre comme le montre la (figure I.3) pour différentes valeurs 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 I.3) : variation de q_p avec L/D (sol homogène).

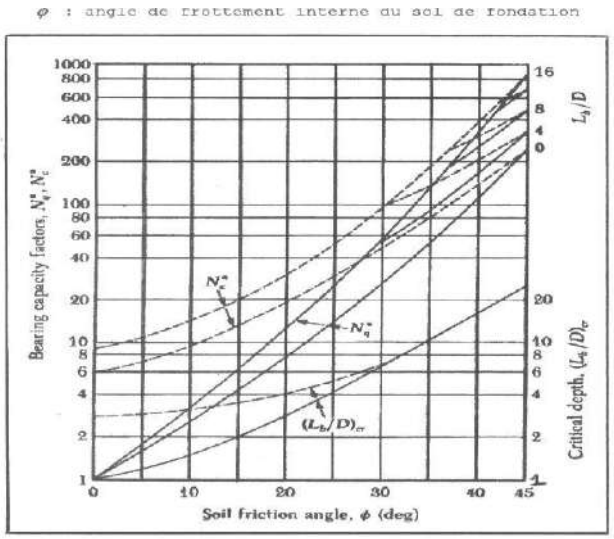


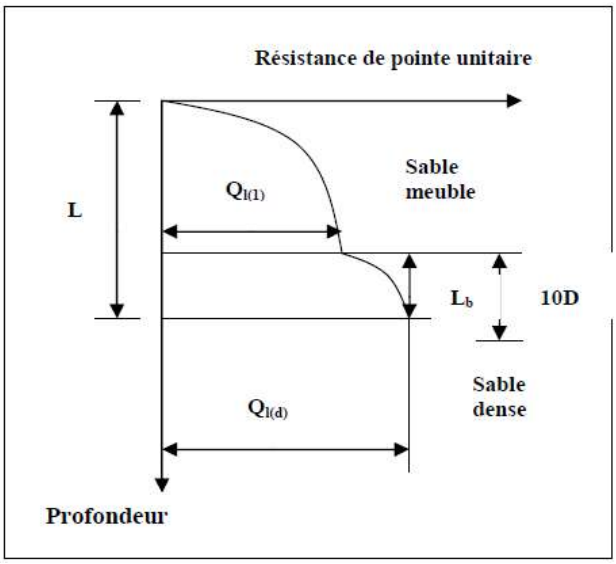
Figure I .4: $(L_b/D)_{cri}$ .et coefficient de capacité portante pour différente angles de frottement φ (Meyerhof, 1976).

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

q_p (KN/m2) = 40 N. L/D ≤ 400N

N : étant la résistance de pénétration standard moyenne 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 (figure I.5) pour un tel cas la capacité portante est :



(Figure I .5) : variation de q_p avec L/D (sol hétérogène).

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

$q_{l_{(l)}}$: Résistance de pointe limite dans le sable lâche calculée par q_l (KN / m²) = $50N_q^*$ tan φ , 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 / m²) = $50N_q^*$ tan φ,

Ou N_q^* et φ sont les paramètres du sable dense.

L_b : Longueur d'encrage dans le sable dense.

I.8.1.1.1.b Argiles saturées condition ($\varphi_u = 0$):

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.

I.8.1.1.1.c Argiles partiellement saturée avec c ≠ 0 et φ ≠ 0 (en contraintes effectives) :

$$Q_p = A_p q_p = A_p(c'N_c^* + q'N_q^*)$$

Dans la plupart des calculs, l'angle de frottement φ est supposé inférieur à 30°. Pour un tel cas la procédure suivante est utilisée pour évaluer les coefficients N_q^* et N_c^*.

I.8.1.1.2 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 σ'_0 est la contrainte effective normale moyenne au niveau de la pointe du pieu exprimée par la formule :

$$\sigma'_0 = \left(\frac{1+2K_0}{3}\right) q'$$

K_0 : Coefficient des poussées des terres au repos de JAKY

$$K_0 = 1 - sin\varphi$$

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

$$N_c^* = \left(N_q^* - 1\right)cot\varphi$$

$$N_\sigma^* = \frac{3N_q^*}{(1-2K_0)}$$

Selon la théorie de Vesic le coefficient N_q^* 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 :

$$I_r = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)(c+q'tan\varphi)} = \frac{G_s}{(c+q'tan\varphi)}$$

E_s : module de Young du sol ;

ν_s : coefficient de poisson ;

G_s : 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 :

$I_{rr} = I_r$

Le tableau (2.1) donne les valeurs de N_c^* et N_σ^* pour différentes valeurs de φ et I_{rr}.

Pour $\varphi_u \neq 0$, le coefficient N_c^* est calculé par l'équation

$$N_c^* = \frac{3}{4}(\log I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Le coefficient *I*r est évalué au laboratoire lors d'un essai de consolidation à l'oedomètre ou au triaxial. Cependant, pour des études préliminaires les valeurs du tableau (I.3) peuvent être utilisées.

Tableau (I.3) : coefficient de capacité portante pour fondations profondes N^*c (dessus) et N_σ^*(dessous) :

	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	161.91	178.98
	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	121.62	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 (**I** .4) : valeurs de coefficient *Ir* pour différents types de sols :

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

I.8.1.1.2.1 Résistance au frottement Qs :

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

$Qs = \Sigma\ p.\Delta L.f$

Avec :

P : périmètre de la section transversale du pieu.

ΔL : longueur du pieu (figure I.6).

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

I.8.1.1.2.1.1 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.

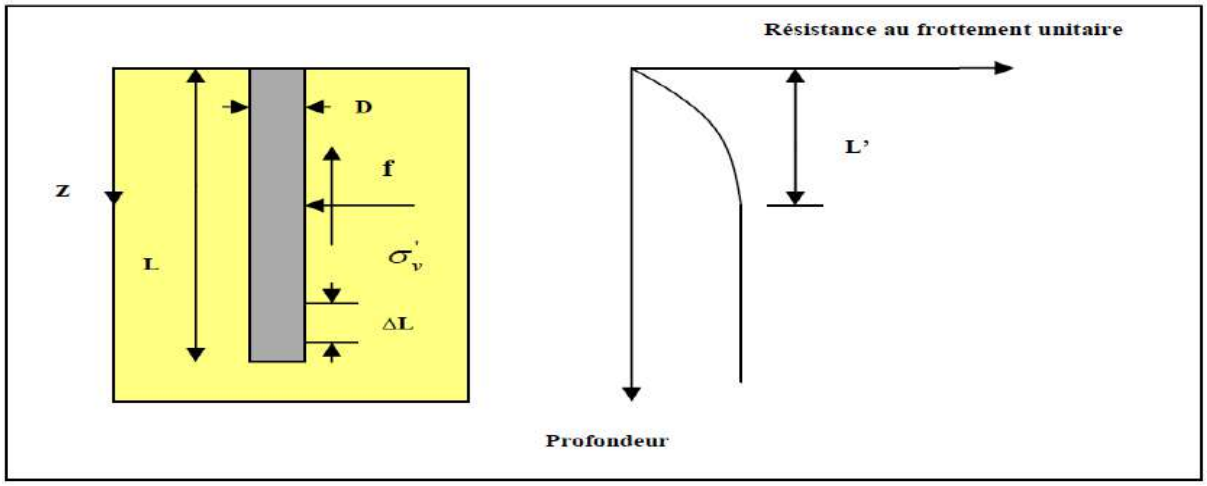


Figure – I. 6 - résistance de frottement unitaire pour un sol homogène.

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= Kp) 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 :**

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

- **pour les pieux battus à petits déplacements :**

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

- **pour les pieux battus à grands déplacements :**

Ko ≤ K ≤ 1.8 Ko

Comme déjà indiqué sur la (figure I.6) 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 φ , 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 $\varphi \leq \delta \leq$ 0,8 φ

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/m2) = 2 $\overline{N}$

- **pour les pieux battus à petits déplacements :**

f_{av} (KN/m2) = $\overline{N}$

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

Q_s = p.L. f_{av}

I.8.1.1.2.1.2 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.

I.8.1.1.2.1.2.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 ;

cu : résistance au cisaillement moyenne (concept $\varphi_u = 0$) ;

La valeur de λ varie avec la profondeur de pénétration du pieu (figure 8) d'où :

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

Dans le cas d'un sol hétérogène, les paramètres c_u et $\overline{\sigma'_v}$ sont des valeurs moyennes leur calcul est expliquée par la figure I.7.

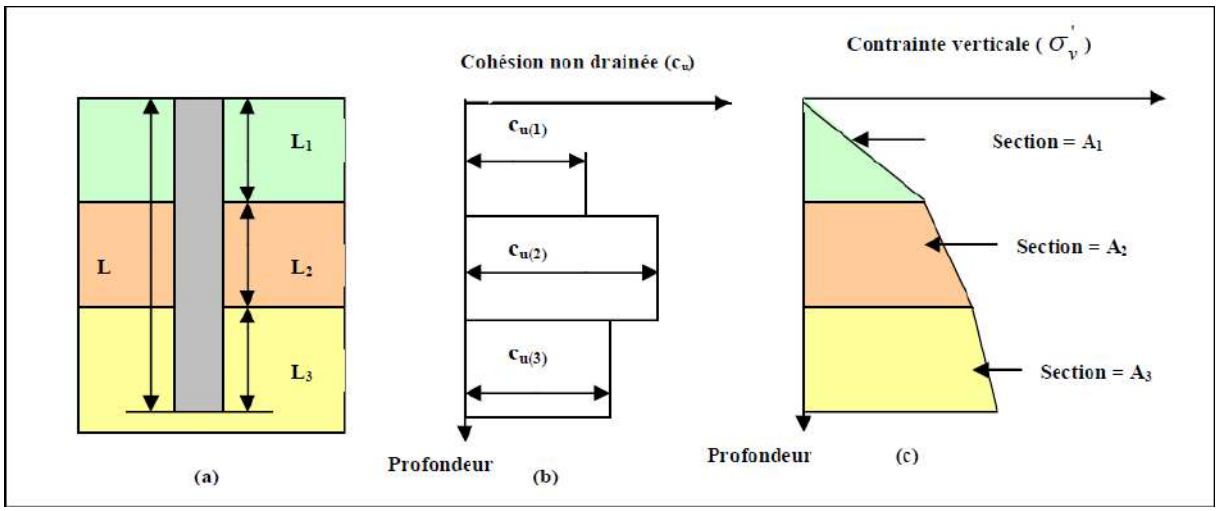


Figure I.7 : application de la méthode λ à un sol hétérogène.

$$c_u = \frac{c_{u1}L_1 + c_{u2}L_2 + \dots}{L}$$

$$\overline{\sigma'_v} = \frac{A_1 + A_2 + A_3 + \dots}{L}$$

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

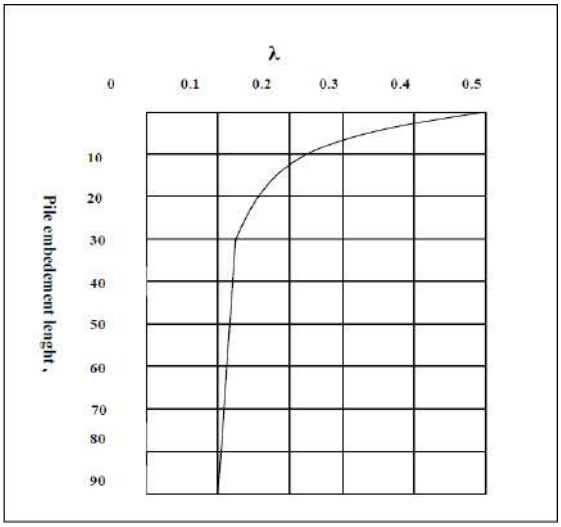


Figure - I .8- variation de λ avec la profondeur L (Mc Clelland, 1974)

I.8.1.1.2.1.2.b méthode α :

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

$f = \alpha . c_u$

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 I.9. Pour les argiles normalement consolidées avec $c_u \leq 50\ \mathrm{KN/m2}$ le le coefficient α = 1 d'où :

$Q_s = \sum p\Delta L f = \sum \alpha c_u p \Delta p L$

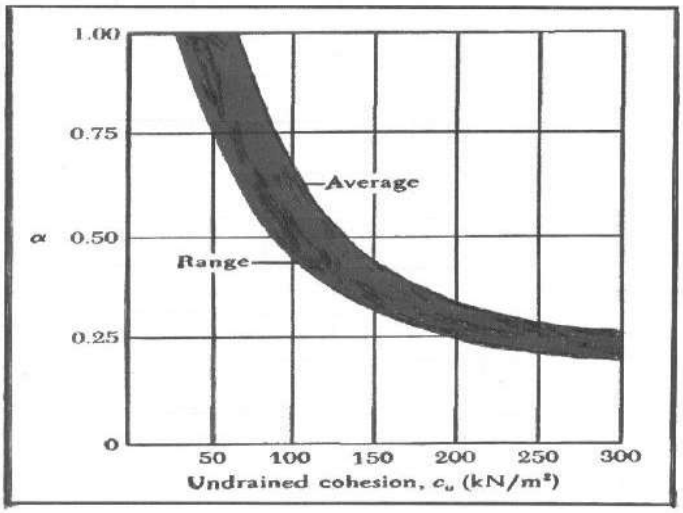


Figure - I .9 - variation de α avec cohésion non drainée c_u.

I.8.1.1.2.1.2.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($\Delta u \rightarrow 0$). 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 toute profondeur (z) ;

$\beta = K \tan \varphi_R$

φ_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

$K = 1 - sin\varphi_R$ Argile normalement consolidée

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

Ainsi la résistance au frottement unitaire *f* est calculée par :

$f = (1 - sin\varphi_R)tan\varphi_R$ Argile normalement consolidée

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

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

$Q_s = \sum p \Delta L f$

I.8.1.1.3 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 :

$Q_u = Q_p + Q_s = q' N_q^* A_p + f_{av}\, PL$

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-2.9 ;

K : coefficient des poussées des terres dont la valeur est fonction du rapport (L/D) et l'angle de frottement interne φ (figure I.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 0.8φ.

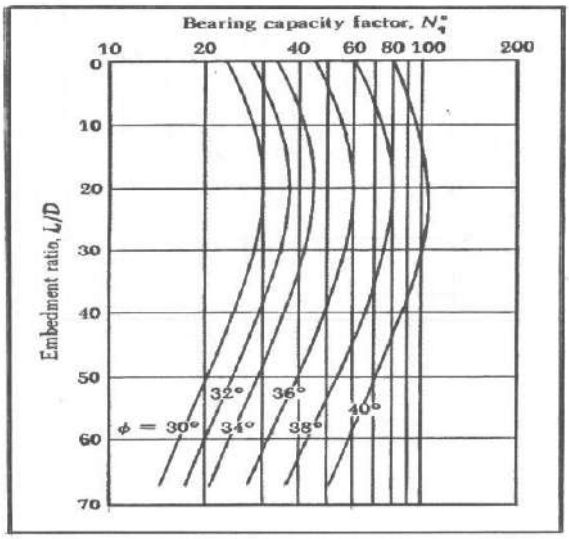


Figure – I.10- variation de N_q^* avec L/D (Coyle et Castello, 1981)

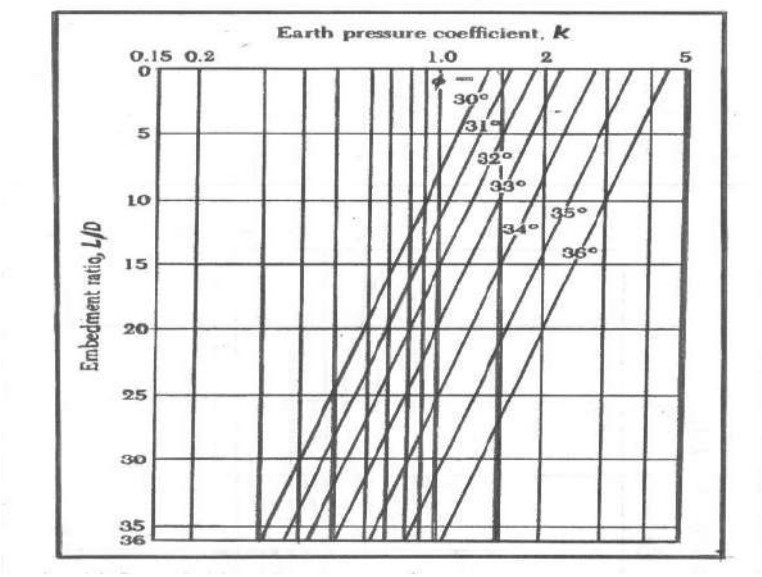


Figure - I .11- variation de K avec L/D (Coyle et Castello, 1981)

I.8.2. 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.

I.8.2.1 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_{ad} 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

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

I.8.2.2 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.

I.8.2.3 Méthode de Crandall :

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

$$Q_u = \frac{M^2 H}{(e+\frac{e_1}{2})(M+P)}$$

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.

I.8.2.4 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.

I.8.2.5 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. cu Le facteur de sécurité recommandé Fs = 6.

I.8.2.6 Méthode Danoise :

$$Q_u = \frac{E.H_E}{S+\sqrt{\frac{E.H_E.L}{2A_pE_p}}}$$

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.8.2.7 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.8.2.8 Méthode de JANBU :

$$Q_u = \frac{E.H_E}{S+K_u}$$

Avec :

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

$$C_d = 0.75 + 0.15\frac{W_p}{W_R}$$

$$\lambda = \frac{EH_E L}{A_p E_p S^2}$$

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.

I.8.3 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.

I.8.3.1 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 I.12) D_e est donnée par la formule :

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

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.

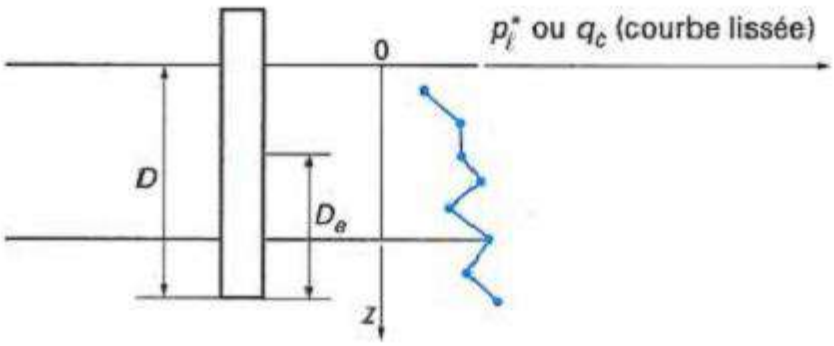


Figure I.12 : définition de l'encastrement équivalent

I.8.3.1.1 Contrainte limite de pointe

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

$q_{pu} = k_c \cdot q_{ce}$

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 œuvre du pieu (pieu foré ou battu). Les valeurs de kc données dans le fascicule 62 figurent dans le tableau suivant.

Tableau (**I** .5) valeur de k_c selon le fascicule 62.

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
Sables et graves A- lâche B- moyennement compacts C- compacts	0,15	0,50
Craies A- molles B- altérées	0,20 0,30	0,30 0,45

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 :

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

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 corrigée (figure I -13).

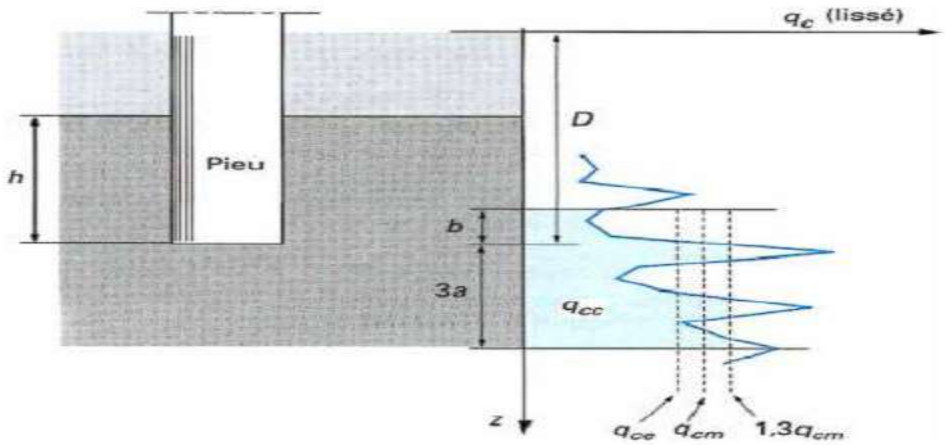


Figure - I.13- résistance de pointe équivalente

q_{ce} est obtenue comme suit :

- calcul de la contrainte moyenne qcm sur la hauteur b à + 3 a 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.

I.8.3.1.2 Frottement latéral unitaire limite :

Il est tentant de relier directement le frottement latéral unitaire *f*s mesuré sur le manchon du pénétromètre statique et le frottement latéral unitaire limite qs 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 *f*s 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* = *f*s/q_s 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 :

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

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

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

Les valeurs de β et q_s max sont données dans le tableau I.6. 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

Tableau (I.6) valeur de β et qs max selon le fascicule 62

		Argile-limons					Sables-graves			Craies	
		A	B		C		A	B	C	A	B
Foré	β	-	-	7(1)	-	-	200	200	200	125	80
	q_{smax} (kpa)	15	40	80(1)	40	80(1)	-	-	120	40	120
Foré tubé (tube récupéré)	β	-	100	100(2)	-	100(2)	250	250	300	125	100
	q_{smax} (kpa)	15	40	60(2)	40	80(2)	-	40	120	40	80

Métal battu fermé	β q_{smax} (kpa)	- 15	120 40	150 80	300 -	300 -	300 120	(3)
Battu à fût béton	β q_{smax} (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 être très faible dans les craies avec ces types de pieux. A défaut d'essai de chargement statique sur le site même, il convient de se référer à des essais de chargement exécutés dans des conditions similaires.

I.8.3.2 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 D_e est donnée par la formule :

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

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.8.3.2.1 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 œuvre du pieu (tableau I.7).

Tableau (I.7) valeurs de kp selon le fascicule 62.

Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles-limons	A- argiles et limons mous	1,1	1,4
	B- argiles et limons fermes	1,2	1,5
	C- argiles très fermes à dures	1,3	1,6
Sables-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

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 I.14) 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.

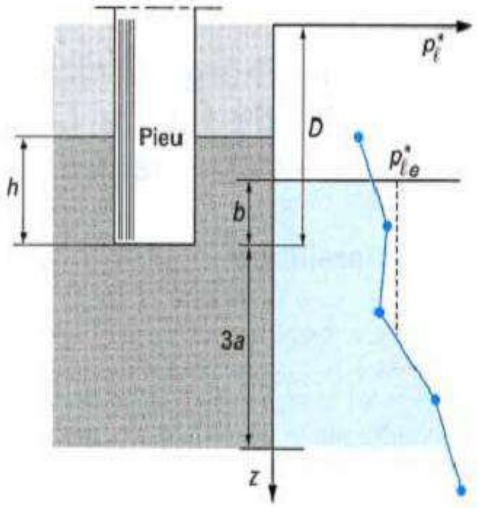
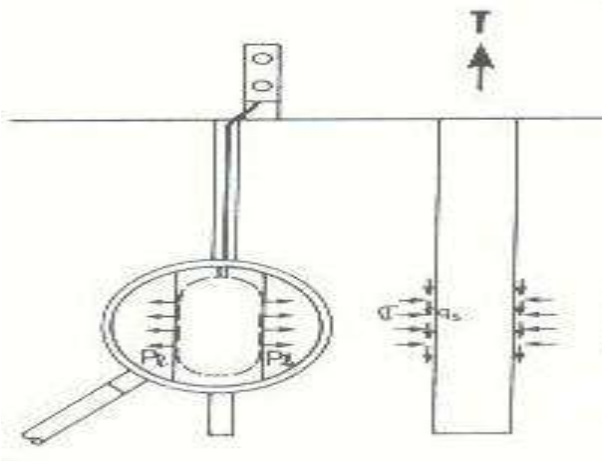


Figure I.14 : définition de la pression limite équivalente au pressiomètre Ménard

I.8.3.2.2 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 I.15 (a) et (b)). Toutefois, des corrélations ont été établies entre le frottement latéral unitaire q_s *et* la pression limite du sol p_l.



(a) pressiomètre (b) pieu

Figure I.15 - 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 $q_s = f(p_l)$ 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 q_s et pl, 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 16 et le choix de la courbe à considérer est donné par le tableau I.8.

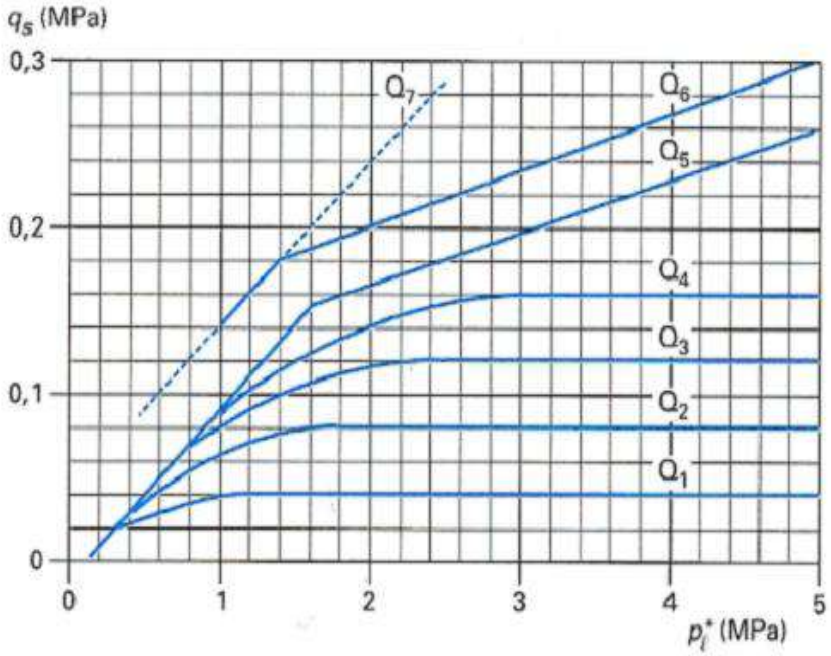


Figure - I.16 : courbes de frottement latéral.

Tableau (I.8) choix de la courbe de frottement latéral

Type de pieu	Argiles-limons			Sables-graves			craies			marnes		roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q1	Q1, Q2(1)	Q2, Q3(1)				Q1	Q3	Q4, Q5(1)	Q3	Q4, Q5(1)	Q6
Foré à la boue	Q1	Q1, Q2(1)		Q1	Q2, Q1(2)	Q3, Q2(2)	Q1	Q3	Q4, Q5(1)	Q3	Q4, Q5(1)	Q6
Foré tubé (tube récupéré)	Q1	Q1, Q2(3)		Q1	Q2, Q1(2)	Q3, Q2(2)	Q1	Q2	Q3, Q4(3)	Q3	Q4	
Foré tubé (tube perdu)	Q1			Q1		Q2	(4)			Q2	Q3	
Métal battu fermé	Q1	Q2		Q2		Q3	(4)			Q3	Q4	Q4
Battu préfabriqué béton	Q1	Q2		Q3			(4)			Q3	Q4	Q4
Battu moulé	Q1	Q2		Q2		Q3	Q1	Q2	Q3	Q3	Q4	
Battu enrobé	Q1	Q2		Q3		Q4	(4)			Q3	Q4	
Injecté basse pression	Q1	Q2		Q3			Q2	Q3	Q4	Q5		
Injecté haute pression (5)		Q4	Q5	Q5		Q6		Q7	Q6	Q6		Q7(7)

(1) réalésage et rainurage en fin de forage
(2) pieux de grande longueur (supérieure à 30m)
(3) forage à sec, tube non louvoyé
(4) dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux
(5) sans tubage ni virole foncés perdus (parois rugueuses)
(6) injection sélective et répétitive à faible débit
(7) injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités.

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 (I-17).

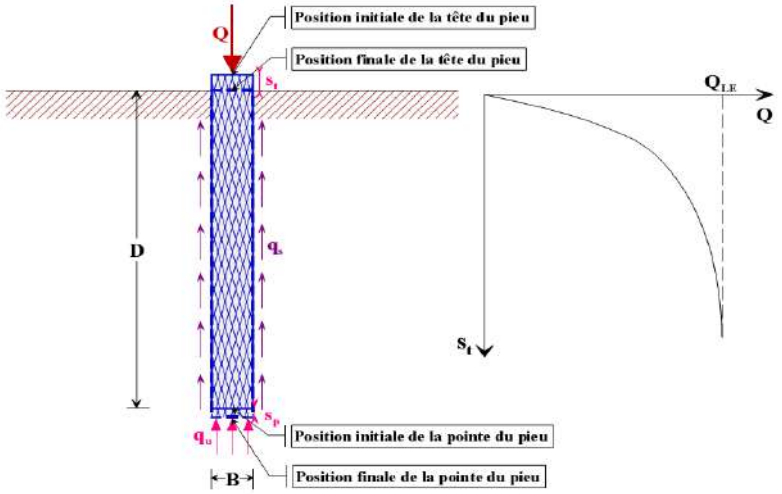


Figure - I.17- Courbe effort-déplacement en tête d'un essai de chargement de pieu

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 qu 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 :

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

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

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-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.µ

I.8.3.3.1 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 I.18) 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.

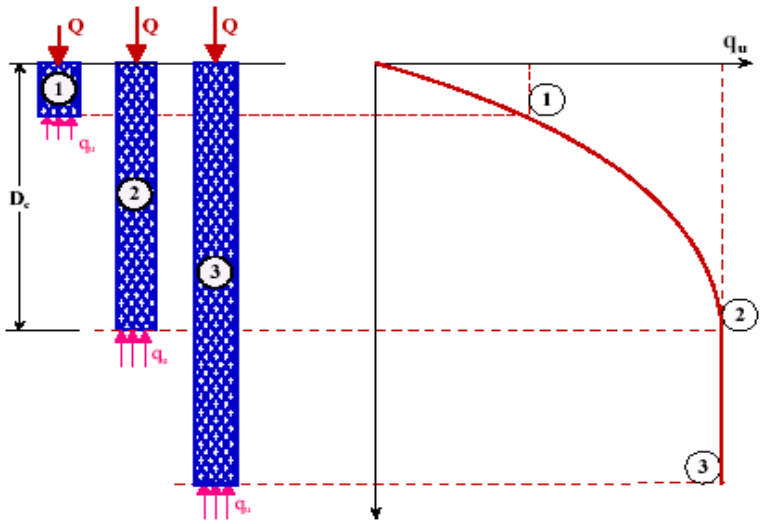


Figure - I.18- Evolution de la résistance de pointe q_u en fonction de la profondeur d'enfoncement du pieu.

I.9 Modélisation des pieux par la méthode des éléments finis :

I.9.1 Concepts de base :

La méthode des éléments finis consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité du déplacement réel de la structure La méthode des éléments finis est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées.

I.9.2 Modélisation numérique en éléments finis (EF) :

L'approche par la méthode des éléments finis permet de déterminer le comportement du pieu ainsi que du massif du sol l'entourant. La modélisation du comportement des pieux exige la connaissance des caractéristiques géométriques et mécaniques des pieux ainsi que le choix d'un bon modèle d'interface sol-pieu et d'une loi de comportement adéquate du sol. La modélisation du comportement des pieux par la méthode des éléments finis peut être réalisée par une schématisation en symétrie de révolution ou tridimensionnelle. La condition de symétrie de révolution (ou "axisymétrie") est généralement utilisée dans le cas d'un pieu cylindrique isolé, l'axe de symétrie étant l'axe du pieu (objet de notre étude). La condition tridimensionnelle reste l'approche la plus réaliste ; en revanche, elle requiert des moyens importants pour la réalisation du maillage autour des pieux. Les approches par calculs EF de pieux sont ici brièvement analysées.

I.9.2.1 Modélisation numérique axisymétrique des pieux par EF :

Lors d'une modélisation axisymétrique, le pieu est supposé cylindrique et plein. Des caractéristiques équivalentes sont alors cherchées pour les surfaces, les modules et les densités pour les pieux à section non circulaire ou non pleine, en conservant généralement les rigidités axiales et les diamètres extérieurs ou les longueurs des pieux réels. En général, une équivalence de la surface latérale est privilégiée par rapport à la

surface en pointe ou la surface de la section moyenne. En connaissant le rayon équivalent du pieu, il faut affecter au matériau constituant le pieu un module d'Young tel qu'il assure une rigidité équivalente à celle du pieu réel. Pour la modélisation d'un pieu isolé, il convient de fixer les limites verticales du maillage (u = 0) à au moins deux fois la longueur Lp du pieu et la limite horizontale inférieure à au moins 2,5 fois la longueur Lp en dessous de la pointe (condition v = 0 ou u = v = 0), soit 3,5 L depuis la surface (Mestat et Prat 1999). Par ailleurs, le maillage d'un pieu isolé doit être relativement resserré au voisinage des interfaces, c'est-à-dire à la pointe et le long du fût, où des forts gradients risquent d'apparaître tout en respectant des valeurs acceptables du rapport de forme avec l'approche "thin layer".

Beaucoup d'auteurs ont modélisé numériquement, par la méthode des éléments finis, le comportement des pieux sous chargement en tenant compte de l'interface au contact sol-pieu.

Les rares modélisations par éléments finis de l'installation du pieu (fonçage ou battage) ont été effectuées en considérant le processus de pénétration d'une inclusion en grandes déformations, en imposant des déplacements en tête du pieu (Cividini et Gioda 1988 ; Van Den Berg et al. 1996 ; Huang et al. 2004 ; Lu et al. 2004) ou en imposant des forces (Sikora et Gudehus 1990 ; Mabsout et al. 1995). Certains auteurs ont modélisé l'essai de chargement de pieu ou de modèle de pieu par éléments finis en utilisant des éléments d'interface sans épaisseur (Barbas et Frank 1982 ; Cabella et Passalacqua 1998 ; Das Neves et al. 2001b; Wehnert et Vermeer 2004) ou type couche mince avec des caractéristiques spécifiques de rigidité et de frottement (Madabhushi et Haigh 1998 ; De Gennaro et al. 1999 ; De Gennaro et Frank 2002b). D'autres auteurs ont modélisé le comportement des pieux sans utilisation d'éléments d'interface (Mohamedzein et al. 1999 ; Georgiadis et al. 2003). Dans ces cas, l'étude de l'influence de différents paramètres sur le comportement du pieu (la dilatance, la longueur du pieu dans les sols expansifs ; la saturation partielle et les fluctuations du niveau phréatique) a été évoquée.

Plusieurs facteurs peuvent influencer les résultats de l'analyse numérique EF du comportement d'un pieu. Citons, l'influence du maillage, l'influence du modèle de

comportement du sol adjacent au pieu et l'influence du comportement de l'interface (De Gennaro 1999 ; Das Neves et al. 2001a et b ; Wehnert et Vermeer 2004).

Les principaux logiciels utilisés, sont

- **CESAR** (LCPC) : Logiciel 2D ou 3D, spécialement utilisé pour les tunnels
- **PLAXIS** : (logiciel hollandais développé par l'équipe du Pr. Vermeer) Logiciel 2D dédie à la géotechnique.
- **GROUP** : logiciel développé par (Reese et al, 2000).
- **ABAQUS :** un programme en éléments finis, (HKS, 1989).

Pour ce travail, on va utiliser le logiciel PLAXIS 2D.

I.9.3 Formulations de la Méthode des éléments finis :

Nous présentons ci-après un bref rappel de l'écriture de la méthode des éléments finis, sous sa forme la plus simple (pour un solide drainé), lors d'une étape de chargement statique non linéaire ; au demeurant, cette présentation est extrêmement classique.

Le principe des puissances virtuelles permet d'écrie l'équilibre exact du solide occupant le domaine Ω quelle que soit sa loi de comportement (figure 3.1) :

$$\int_{\Omega}^{T_0} \varepsilon^* (\sigma_n - \sigma_{n-1})\, d\Omega = \int_{\Omega}^{T_0} u^* (f_n - f_{n-1}) d\Omega + \int_{\Omega}^{T_0} u^* (\overline{t_n} - \overline{t_{n-1}}) d\Gamma$$

u : vecteur déplacement réel (petits déplacements).

u* : vecteur déplacement virtuelle.

σ : pseudo- vecteur contrainte (réel).

ε: pseudo- vecteur déformation (réelle).

ε*: pseudo- vecteur vitesse de déformation virtuelle.

f : vecteur forces de volume.

t: vecteur contrainte ou forces de surface sur la partie Γ_σ de la frontière Γ de Ω (conditions aux limites en contraintes).

Conditions aux limites en déplacements ($u_u = u_\sigma$) sur le complément $\Gamma_u$de Γ_σ ($\Gamma = \Gamma_u \cup \Gamma_\sigma$)

Indice n : relatif à l'étape de chargement numéro n (dont la solution est Inconnue).

Indice (n-1) : relatif à l'étape de chargement précédente numéro n-1 (dont la solution est parfaitement connue).

L'espace est discrétisé en éléments ayant en commun ou en propre des nœuds

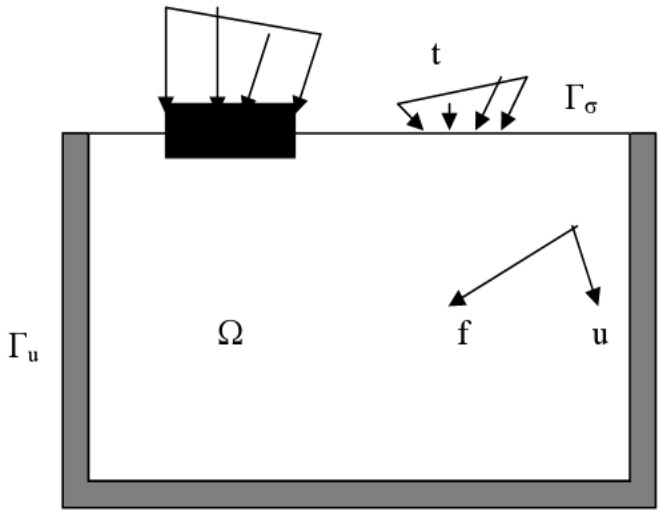


Figure - I.19 - les actions sur le domaine Ω.

Les inconnues de l'étape de chargement sont :

- d'une part le champ de déplacement nodal en fin d'étape n (inconnues principales) ;
- d'autre part les chemins de contraintes au cours de l'étape de chargement n (inconnues liées aux inconnues principales).

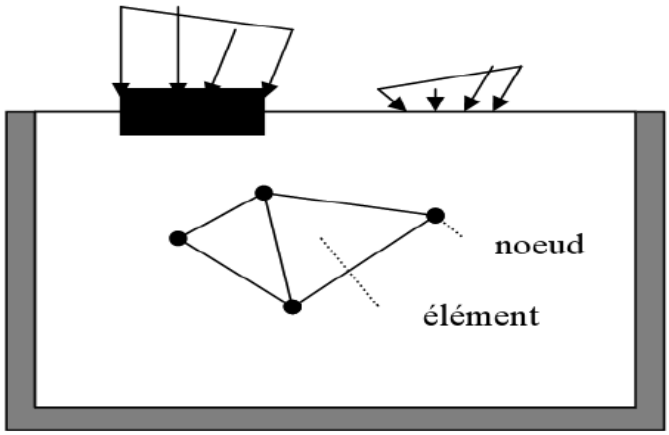


Figure - I.20 - domaine Ω discrétisé.

I.9.4 Présentation du code éléments finis PLAXIS :

L'analyse des projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis (EX : PLAXIS, le code éléments finis utilisé dans notre étude). L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le code éléments finis est parfois rebutant il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien.

I.9.4.1 Le logiciel Plaxis :

Le code éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur le plan scientifique et pratique. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles, doté des méthodes de résolution, éprouvés, ainsi que de procédures de chois automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique. Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage). Le système d'options du code plaxis commencent par :

- **Le Maillage :** l'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe de détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds, avec contrôle permanent à l'écran.

- **Les conditions aux limites en déplacement :** si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

- **Les contraintes initiales dues au poids des terres :** peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état k0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité

L'option K_0 est particulièrement intéressante dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale.

- **Les pressions interstitielles :** ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles, Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine).
- **Le coefficient de sécurité :** est une notation très importante en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une qualité considérable de données, supposant une réduction proportionnelle de la résistance mécanique des matériaux impliques, ce qui ne constitue pas un état réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui présider à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis.

Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats : résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du 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.

I.9.4.2 Les modèles de comportements intégrés dans Plaxis :

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux ; depuis le modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols.

Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans les calculs par éléments finis. La modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte du comportement réel du sol. Deux difficultés majeurs ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part la loi de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation (colloque de Villard de l'an (1984), colloque de Cheveland (1987)…). La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes de calcul par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important.

La démarche suivie dans le développement du code Plaxis est différente. Un des objectifs de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code d'élément finis, permettant de traiter des problèmes géotechnique réels, dans un délais raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminé à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, Plaxis peut apparaître comme une « règle de calcul » de l'ingénieur géotechnicien. Les modèles de comportement utilisés dans plaxis sont :

I.9.4.2.1 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.

I.9.4.2.2 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.

I.9.4.2.3 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.

I.9.4.2.4 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.

I.9.4.2.5 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.

I.9.4.2.6 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.

Chapitre 2 : Code de calcule et mise au point du modèle.

II -1 Introduction :

On s'intéresse ici au comportement d'un pieu isolé sous charge verticale. Il s'agit d'un pieu vertical de 1m de diamètre et de 10m de longueur. Ce chapitre consiste à la mise en point du modèle d'essai et fixation des valeurs utilisées. Le travail sera fait par logiciel plaxis.

II -2 présentation du code de calcul plaxis :

Les sols et les roches tendent à se comporter d'une manière fortement non linéaire sous l'effet d'un chargement. Ce comportement non linéaire en contraintes-déformations peut être modélisé suivant différents niveaux de sophistication. Mais le nombre de paramètres à introduire dans les modèles augmente avec ce degré de sophistication.

Le modèle bien connu de Mohr-Coulomb peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel du sol. Ce modèle, élastique parfaitement plastique, nécessite cinq paramètres fondamentaux qui sont : le module d'Young E, le coefficient de Poisson ν, la cohésion c, l'angle de frottement φ, et l'angle de dilatance ψ. Comme les ingénieurs géotechniciens sont habitués à utiliser ces cinq paramètres, et qu'ils disposent rarement d'autres données, une attention particulière sera portée à ce modèle classique de comportement. PLAXIS contient également des modèles de sols plus avancés; ces modèles et leurs paramètres sont décrits dans le manuel Material Model.

II -2.1 Jeux de données pour les sols et les interfaces :

Les propriétés et paramètres associés aux éléments de sol sont saisis sous la forme de jeux de données. Les propriétés des interfaces sont reliées aux propriétés de sol et sont saisies dans les mêmes jeux de données que ces dernières. Un jeu de données pour un sol et des interfaces représente généralement une couche de sol donnée et peut être affecté aux éléments (clusters) correspondants dans le modèle géométrique. Le nom du jeu de données est indiqué dans la fenêtre de propriétés de la couche. Les interfaces présentes à l'intérieur ou autour de cette couche se voient attribuer le même jeu de données. Ceci est indiqué dans la fenêtre de propriétés de l'interface sous le libellé <Cluster material>.

Plusieurs jeux de données peuvent être créés pour différencier les différentes couches de sol. L'utilisateur peut spécifier n'importe quel nom d'identification pour un jeu de données. Il est conseillé d'utiliser un nom significatif, étant donné que le jeu de donnée va apparaître sous ce nom dans l'arborescence de la base de données des matériaux.

Pour faciliter l'identification des matériaux dans le modèle géométrique, une couleur est attribuée à chaque jeu de données. Cette couleur apparaît dans l'arborescence de la base de données. PLAXIS sélectionne une couleur par défaut unique pour chaque jeu de données, mais cette couleur peut être modifiée par l'utilisateur, en cliquant sur la case de couleur en bas à gauche de la fenêtre des propriétés du jeu de données. Les propriétés de chaque jeu de données sont présentées en 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 Parameters 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.

II -2 .2 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. Parmi ces modèles on a :

II -2 .2 .1 Modèle de Mohr-Coulomb:

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

II -3 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 comportement pour chaque modèle de sol.

II -3.1 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.

II -3.2 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. Toutes les couches considérées comme non drainées se comporteront ainsi, même si la couche ou une partie de celle-ci se trouve au-dessus de la nappe phréatique. Remarquons que les paramètres de modélisation à entrer sont les paramètres effectifs, i.e. E', ν, φ', ψ' et non pas E_u , ν_u , c_u (s_u), φ_u . En plus de la raideur et de la résistance du squelette du sol, PLAXIS ajoute automatiquement un module de compressibilité pour l'eau et distingue les contraintes totales, les contraintes effectives et les surpressions interstitielles.

II -3.3 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.

II -4 Les paramètre mohr-coulomb :

II .4.1 Poids volumique saturé et non saturé (γ_{sat} et γ_{unsat}) :

Les poids volumiques saturés et non saturés se réfèrent au poids volumique total du sol incluant le fluide interstitiel. Le poids volumique non saturé γ_{unsat} s'applique à tous les matériaux au-dessus de la nappe phréatique et le poids volumique saturé γ_{sat} à tous les matériaux situés sous la nappe. L'unité des poids est une force par unité de volume. Pour les matériaux non poreux, seul le poids non saturé est significatif, et il correspond exactement au poids total unitaire. Pour des sols poreux, le poids volumique non saturé est évidemment inférieur au poids volumique saturé. Pour les sables, par exemple, le poids volumique saturé est généralement de 20 kN/m^3

environ, alors que le poids volumique non saturé peut-être beaucoup plus faible, en fonction du degré de saturation. Remarquons que dans la pratique, les sols ne sont jamais complètement secs. Par conséquent, il est conseillé de ne pas entrer le poids volumique correspondant à un sol totalement sec pour $\gamma_{unsat.}$

Néanmoins, les pressions interstitielles au-dessus de la nappe phréatique sont toujours nulles. Les poids sont activés au moyen du paramètre ∑Mweight durant la génération des contraintes initiales (procédure $K_{0)}$ ou au moyen du chargement gravitaire dans le programme de calcul.

II -4.2 Le module d'Young (E) :

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

II -4.3 Le coefficient de Poisson (ν) :

Des essais triaxiaux standards drainés peuvent montrer une diminution significative de volume au tout début du chargement et révéler ainsi une faible valeur du coefficient de Poisson ν_0.

Pour le modèle de Mohr-Coulomb, l'utilisation d'une valeur plus élevée est recommandée. Le choix d'une valeur pour le coefficient de Poisson est particulièrement simple dans le cas du modèle élastique ou du modèle de Mohr-Coulomb avec un chargement gravitaire (accroissement de ∑Mweight de 0 à 1 au cours du calcul plastique). Dans la plupart des cas, les valeurs de ν seront comprises entre 0,3 et 0,4.

II -4.4 La cohésion (c) :

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

II -4.5 L'angle de frottement (φ) :

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

Le temps de calcul varie exponentiellement avec de l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés. L'angle de frottement conditionne la résistance au cisaillement au moyen des cercles de contrainte de Mohr.

II -4.6 L'angle de dilatance (ψ) :

L'angle de dilatance ψ (psi), est donné en degrés. Sauf pour les couches très sur consolidées, les sols argileux ne présentent aucune dilatance (ψ = 0). La dilatance d'un sable dépend de sa densité et de son angle de frottement. Pour des sables siliceux, un ordre de grandeur est ψ=φ-30°. Dans la plupart des cas toutefois, l'angle de dilatance est nul pour des valeurs de φ inférieures à 30°. Une valeur négative faible pour ψ n'est réaliste que pour des sables extrêmement lâches.

II -4.7 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 $R_{inter} = 1.0$). 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.

II -5 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 nœuds ou des éléments triangulaires à 6 nœuds. En plus de ces éléments, il y a des éléments particuliers pour le comportement des structures. PLAXIS permet une génération automatique des maillages d'éléments finis.

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' Après la génération du maillage, le programme de résultats (Output) est lancé et une représentation du maillage est affichée affinage dans le menu Mesh.

II -5 .1 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, il vaut mieux commencer par raffiner les couches, les lignes puis les points. Si nécessaire, des coefficients locaux de taille des éléments peuvent être définis directement pour des points.

II -5.2 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).

II -5 .3 Conditions hydrauliques :

Le mode des conditions hydrauliques peut être ignoré dans des projets qui n'impliquent pas de pressions d'eau. Dans ce cas, le toit de la nappe phréatique est placé en bas du modèle géométrique et les pressions interstitielles et pressions hydrauliques externes sont prises nulles.

II -5.3.1 Poids volumique de l'eau :

Dans des projets qui incluent des pressions interstitielles, la saisie d'un poids volumique pour l'eau est nécessaire pour faire la distinction entre les contraintes effectives et les pressions interstitielles. Lorsque l'utilisateur entre pour la première fois dans le mode des conditions hydrauliques d'un projet, une fenêtre apparaît dans laquelle le poids volumique de l'eau peut être modifié. Ce poids volumique peut aussi être saisi en sélectionnant l'option Water weight depuis le menu Geometry. Par défaut, le poids volumique de l'eau vaut 9,8 kN/m^3 (ou 0,062 klb/ft^3).

II -5.3.2 Génération des pressions hydrauliques :

Après les conditions aux limites pour un calcul d'écoulement, 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.

II -5.3.3 Génération des contraintes initiales (procédure k_0) :

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. ($\sigma'_{h0} = K_0 \sigma'_{v0}$).

Dans PLAXIS, les contraintes initiales peuvent être générées en spécifiant K_0 ou en utilisant le chargement gravitaire (Gravity loading). La génération des contraintes initiales à partir de la donnée de K_0 peut être effectuée en cliquant sur le bouton Generate initial stresses (croix rouges) dans la barre d'outils, ou en sélectionnant l'option Initial stresses depuis le menu Generate. Une fenêtre apparaîtra alors et les valeurs de K_0, ainsi que d'autres paramètres, pourront être saisies dans un tableau.

II -6 Programme de calcul :



Cette icône représente le programme de calcul (*Calculations*). Celui-ci contient les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs ont être définis. Il n'est pas nécessaire de choisir un projet quand on clique sur le bouton *calculate* depuis la fenêtre des conditions initiales du programme d'entrée des données. Dans ce cas, le projet en cours est automatiquement sélectionné dans le programme de calcul. Après la sélection (automatique) d'un projet, la fenêtre principale du programme de calcul apparaît. (Figure II -1).

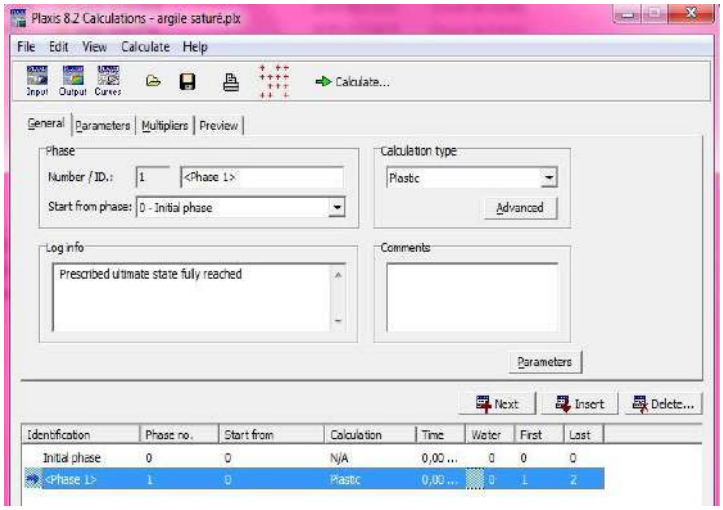


Figure II -1 : Fenêtre principale du programme de calcul.

La fenêtre principale du programme de calcul comporte les points suivants :

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

Quand la phase de calcul n'a pas encore été calculée, il n'y a aucun numéro de pas. Une phase de calcul sélectionnée pour être calculée est signalée par une flèche bleue (➡) en face de la ligne. Les phases de calcul calculées avec succès sont marquées d'une coche verte (✔), alors que celles pour lesquelles le calcul n'a pas pu être mené jusqu'au bout sont indiquées par une croix rouge (✘).

- **Définition d'une phase de calcul :**

Considérons un nouveau projet pour lequel aucune phase de calcul n'a encore été définie. Dans ce cas, la liste des calculs ne contient qu'une seule ligne référencée phase initiale (*Initial phase*) pour laquelle le numéro de phase est 0. Cette ligne représente la situation initiale du projet telle que définie par les conditions initiales du programme *Input*. La phase initiale est le point de départ pour les calculs ultérieurs. Pour introduire la première phase de calcul du projet en cours, il suffit d'appuyer sur le bouton *Next* situé au-dessus de la liste des phases ; une nouvelle ligne apparaît alors. L'option *Next phase* peut également être sélectionnée à partir du menu *Edit*. Lorsque le programme de calcul a été lancé à partir du menu des conditions initiales dans le programme d'entrée des données en cliquant sur le bouton *Calculate*, la première phase de calcul, non définie, a été automatiquement introduite.

Lorsqu'une nouvelle phase de calcul est introduite, celle-ci doit être définie. Les onglets *General*, *Parameters* et *Multipliers* dans la partie supérieure de la fenêtre principale, sont prévus à cet effet. En appuyant sur les touches *Enter* ou *Tab* du clavier après l'entrée de chaque paramètre, l'utilisateur est guidé vers chacun des autres paramètres.

La plupart d'entre eux ont une valeur par défaut, ce qui simplifie l'entrée des données.

En général, seuls quelques paramètres doivent être définis pour une phase de calcul.

Quand tous les paramètres ont été définis, l'utilisateur peut choisir de définir une autre phase de calcul ou de lancer le processus de calcul. L'introduction et la définition d'une autre phase de calcul se fait de la même manière que précédemment. Le processus de calcul se lance en cliquant sur le bouton *Calculate* de la barre d'outils ou en sélectionnant l'option *Current project* du menu *Calculate*. Il n'est pas nécessaire de définir toutes les phases de calcul avant le début du processus de calcul puisque le programme permet de définir de nouvelles phases de calcul après que les précédentes ont été calculées.

II-7 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 II.2).

- ***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.

- ***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.

- ***Comments et log info:***

La case *Log info* affiche les messages générés pendant le calcul aux éléments finis. La case *Comments* permet de stocker les informations relatives à une phase de calcul en particulier.

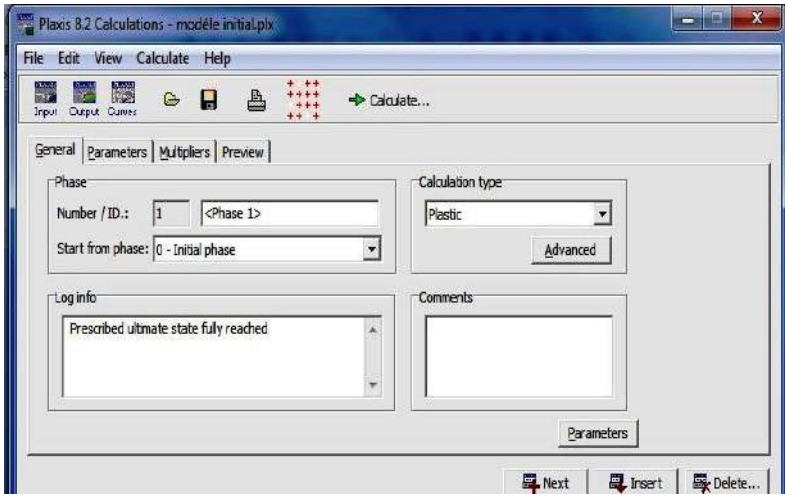


Figure II-2 : Onglet General de la fenêtre de calcul.

II-8 Procédures d'application du chargement :

Quand la plasticité du sol est prise en compte dans un calcul aux éléments finis, les équations ne sont plus linéaires, ce qui signifie que chaque phase de calcul doit être résolue de manière itérative, par l'application de plusieurs pas de chargement. Un élément important de la procédure de résolution non linéaire est le choix de la taille des pas et du type d'algorithme à utiliser.

Dans PLAXIS, plusieurs procédures sont disponibles pour la résolution des problèmes de plasticité non linéaire. Toutes les procédures sont basées sur une sélection automatique de la taille des pas de calcul.

Les procédures d'application du chargement sont contrôlées par un certain nombre de paramètres de contrôle du calcul. Il existe un réglage par défaut pour la plupart des paramètres de contrôle, qui correspond à un bon compromis entre la robustesse, la précision et l'efficacité du calcul. Les utilisateurs peuvent influencer la procédure automatique de résolution en ajustant manuellement les paramètres de contrôle. Il est possible ainsi d'avoir un contrôle plus strict de la taille des pas de calcul et de la précision du calcul. Avant de s'intéresser aux paramètres de contrôle des calculs.

II-9 Paramètres de contrôle du calcul :

L'onglet *Paramètres* est employé pour définir les paramètres de contrôle d'une phase de calcul et de la procédure de résolution correspondante (Figure II-3).

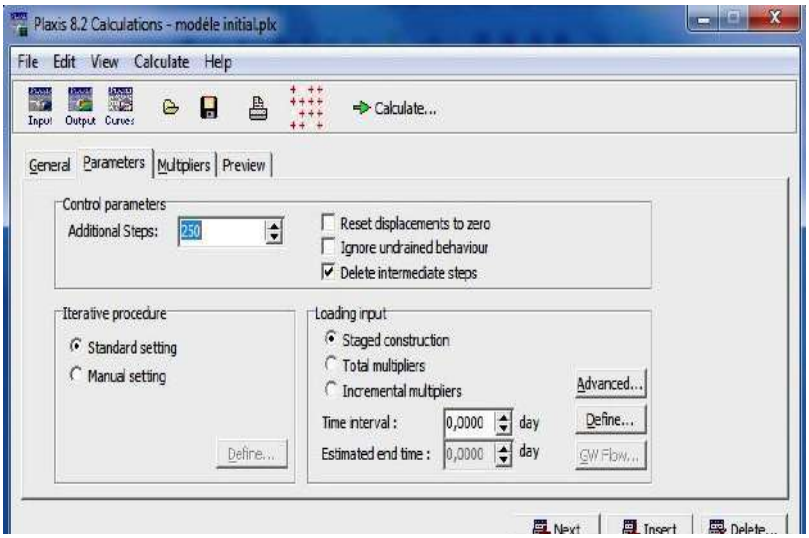


Figure II-3 **:** Onglet Paramètres de la fenêtre de calcul.

II-9-1 Les pas additionnels (Additional steps) :

Ce paramètre précise le nombre maximum de pas de calcul (pas de chargements) réalisés dans une phase de calcul.

Par défaut, le paramètre *Additional steps* est fixé à 250, ce qui est généralement suffisant pour réaliser une phase de calcul. Cependant, ce nombre peut être changé dans l'intervalle 1 à 1000.

II-10 Dimensionnement du modèle :

Avant de faire une étude paramétrique il faut d'abord dimensionner le modèle pour cela on propose de voir l'effet de la profondeur sous le pieu.

On a un pieu de longueur D= 10 m et un diamètre ∅ = 1 m.

Une langueur sous le pieu de 10 m. et une largeur de 20 ∅ m

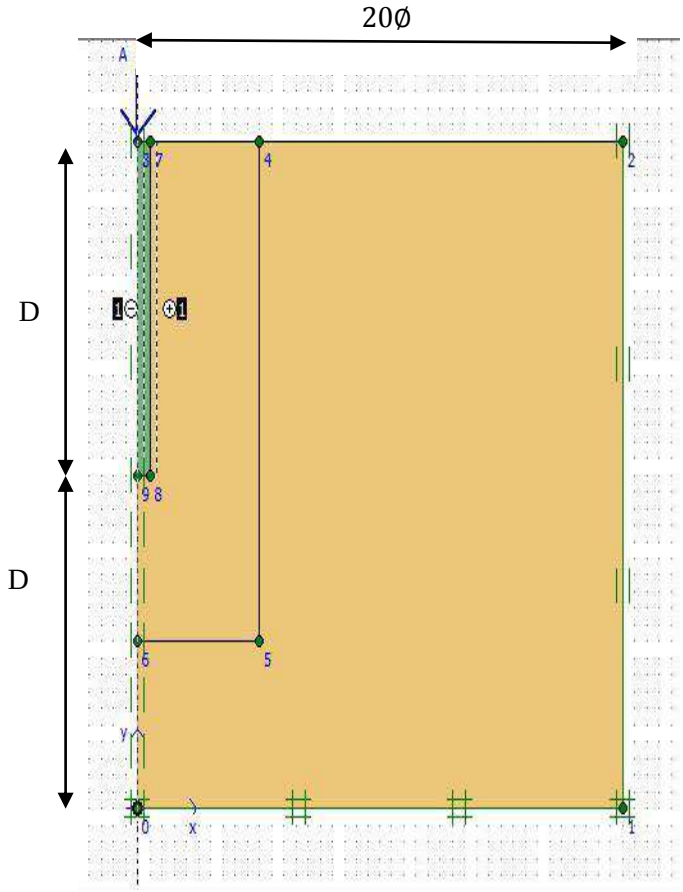


Figure II-4 modèle initial

II-10-1 variation de D ,2D et 3D :

II-10-1-a : pour l'argile :

On fait varier les dimensions de modèle de D, 2D et 3D. On obtient la courbe chargement-déplacement suivantes :

- **La courbe chargement déplacement :**

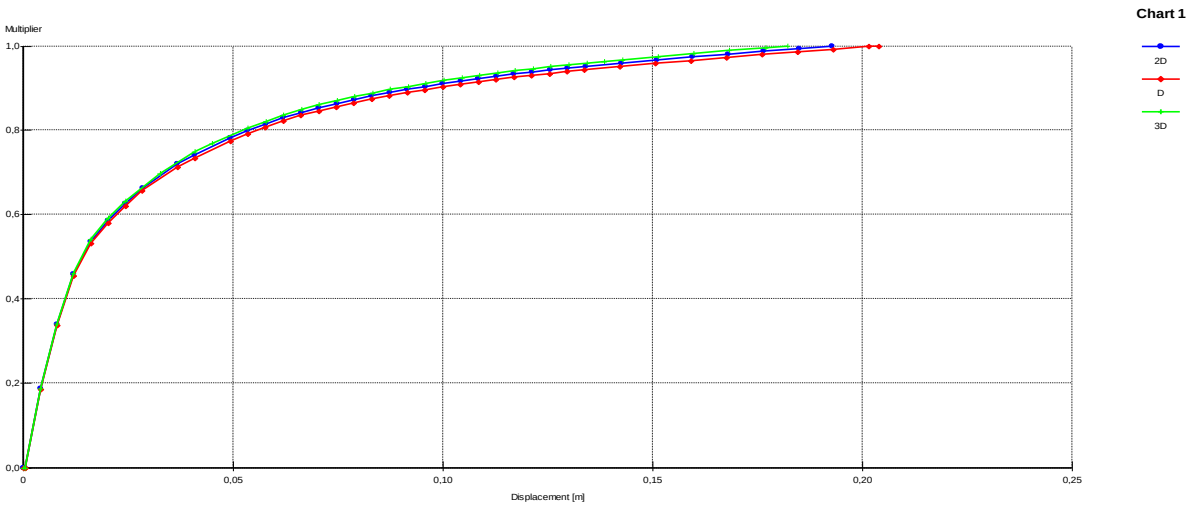


Figure II-5 effet de variation D, 2D et 3D Pour l'argile.

II-10-1-b : pour le sable :

- **La courbe chargement-déplacement :**

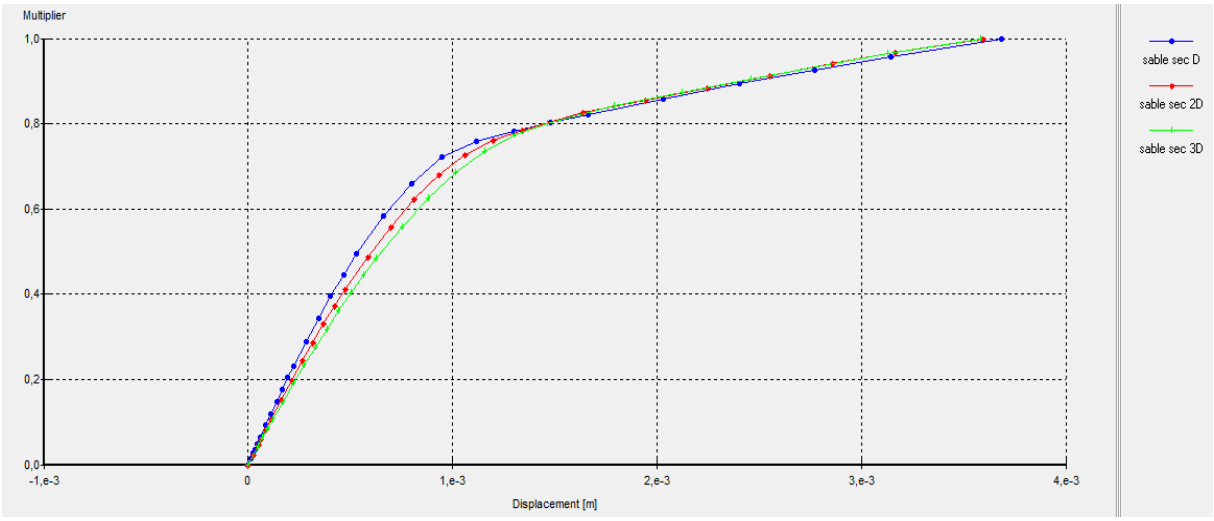


Figure II-6 effet de variation D, 2D et 3D Pour le sable.

D'après la figure ci-dessus on remarque que pour une profondeur sous le pieu égale à D ,2D ou 3D la courbe de chargement est presque identique avec une différence légère. Donc on choisit une profondeur égale à D.

II-10-2 variation de 15Ø ,20Ø et 25Ø :

II-10-2-a pour l'argile :

On fait varier la largeur de 15Ø ,20Ø et 25Ø .On obtient la courbe chargement déplacement suivante :

- **La courbe chargement déplacement** :

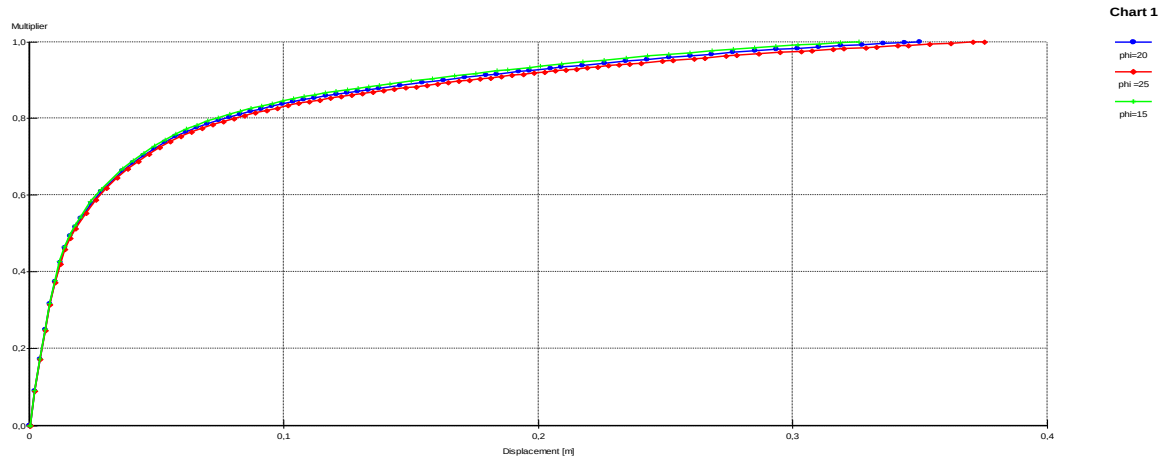


Figure II-7 Effet de variation de largeur 15Ø, 20Ø, 25Ø Pour l'argile.

II-10-2-b pour le sable :

- **La courbe chargement déplacement** :

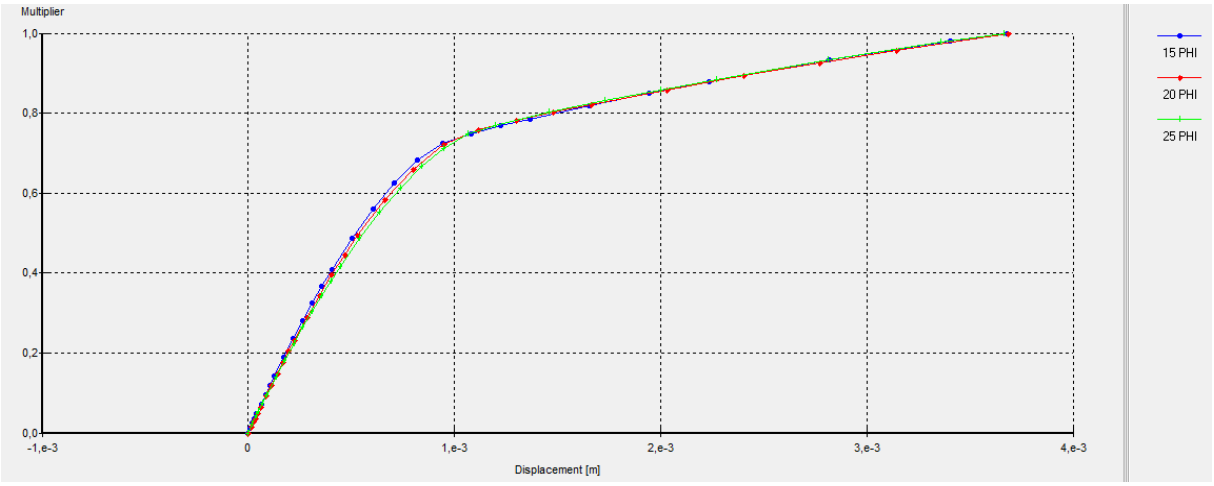


Figure II-8 Effet de variation de largeur 15Ø, 20Ø, 25Ø Pour le sable.

D'après la figure ci-dessus on remarque que pour un élancement égale à 15Ø, 20Ø ou 30Ø la courbe de chargement est presque la même avec une différence légère. Donc on choisit une largeur égale à 20Ø.

II-10-3 Le maillage :

Avec logiciel plaxis on a le choix parmi 2 éléments : élément à 15 nœuds et élément à 6 nœuds.

On refait le calcul deux fois la première par un élément à 6 nœuds et une deuxième fois avec un élément à 15 nœuds.

II-10-3-a pour l'argile :

- **La courbe chargement déplacement** :

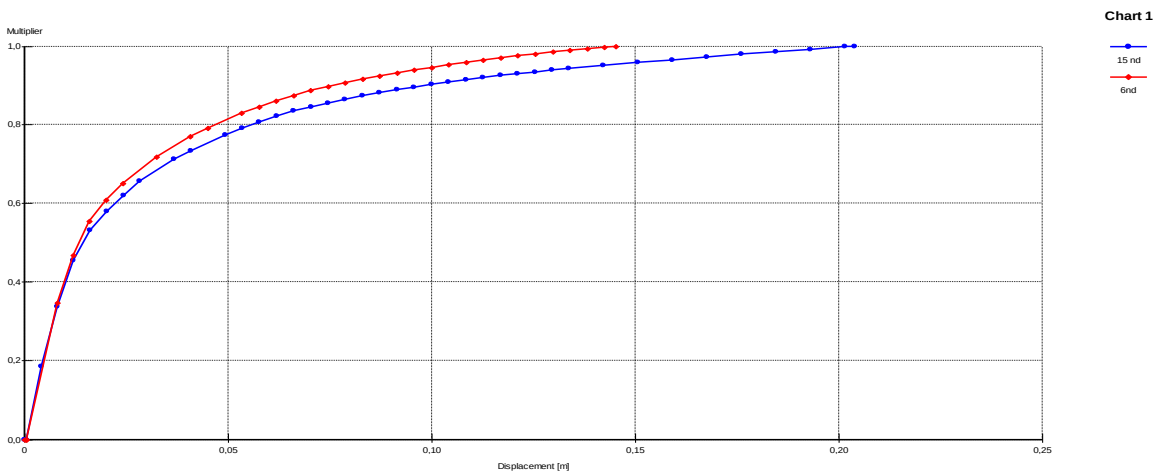


Figure II-9 Effet de maillage pour l'argile.

II-10-3-b pour le sable :

- **La courbe chargement déplacement** :

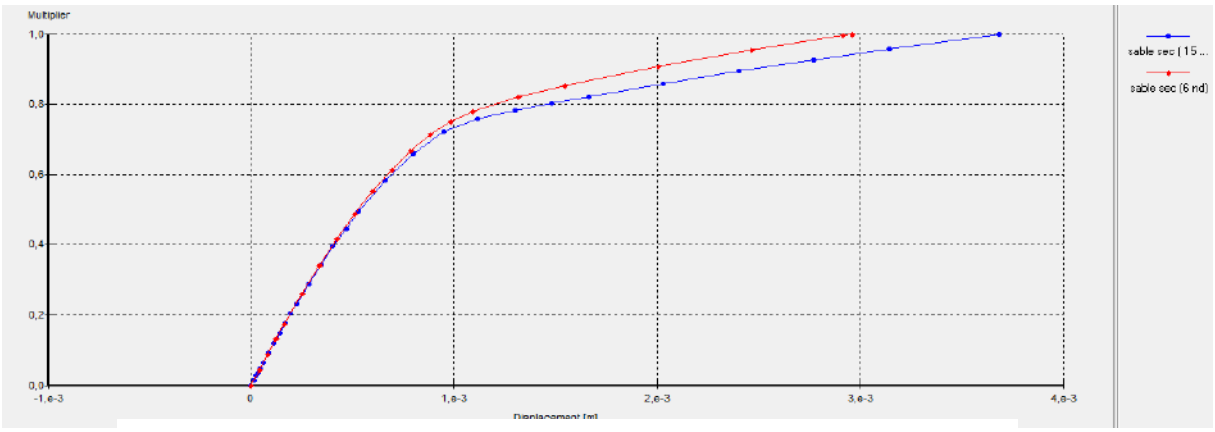


Figure II-10 Effet de maillage pour le sable.

On remarque que l'élément à 15 nœuds donne des résultats plus précis que celle de l'élément à 6 nœuds donc on travaillera avec cet élément.

II-10-4 L'interface :

Le logiciel plaxis ne donne pas une valeur précise de coefficient réducteur de l'interface R_{inter} pour le contact entre sol pieu lorsque le pieu est en béton « il est classique de prendre un R_{inter} d'environ 2/3 pour un contact sable-acier et d'environ 1/2 pour des contacts argile- acier ; les interfaces avec du béton donnent des valeurs légèrement supérieur.

Afin de savoir la valeur à ne pas dépasser dans le choix de R_{inter} lors de l'interaction sol-béton pour le sable et l'argile, on propose de faire une petite étude paramétrique pour avoir une idée sur l'influence de ce paramètre. Les résultats obtenus sont montré sur la figure suivante :

II-10-4-a pour l'argile :

- **La courbe chargement déplacement** :

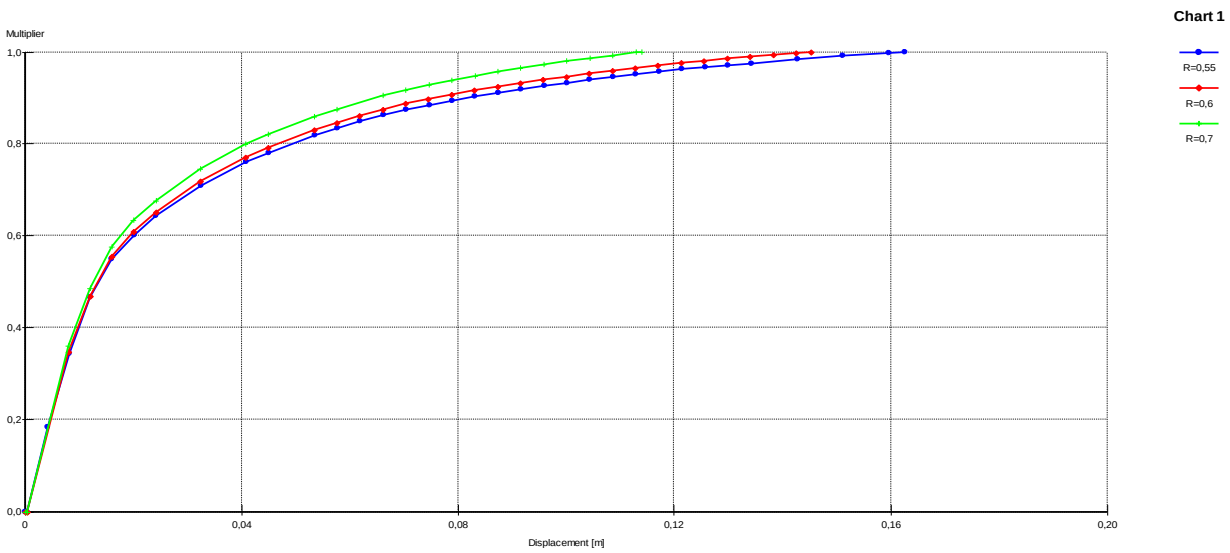


Figure II-11 l'effet de R_{inter} pour l'argile.

D'après la figure ci-dessus on remarque que la valeur de R_{inter} à ne pas dépasser est égale à 0,6 Au-delà la courbe diverge.

II-10-4-b Pour le sable :

- **La courbe chargement-déplacement :**

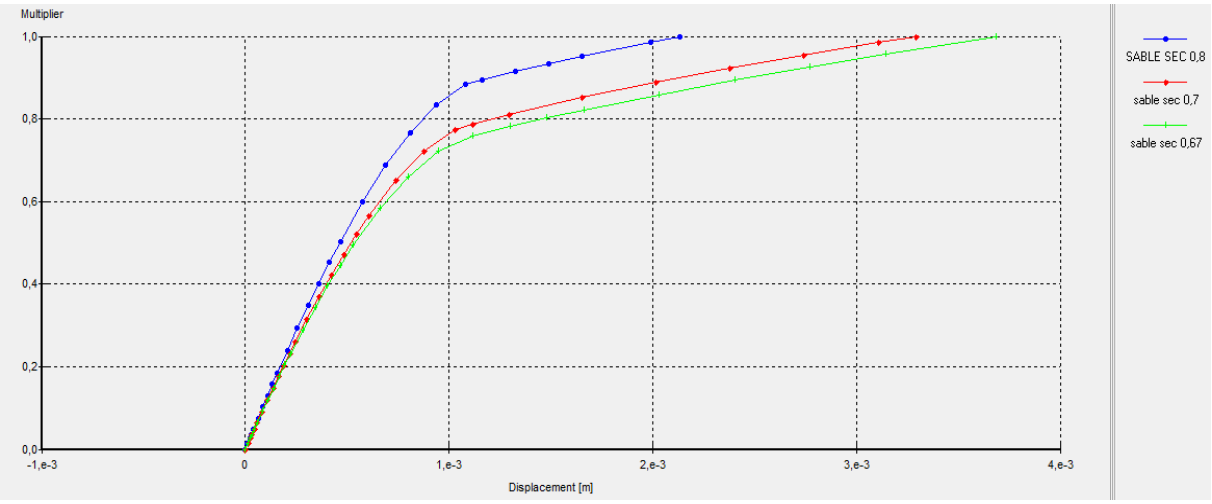


Figure II-12 l'effet de R_{inter} pour le sable.

D'après la figure ci-dessus on remarque que la valeur de R_{inter} à ne pas dépasser est égale à 0,67 Au-delà la courbe diverge.

II -11 input :

II-11-1 Saisie des données :

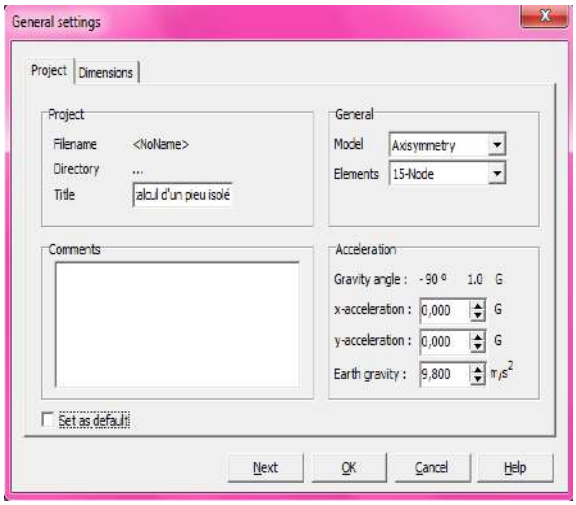
Le modèle de référence est limité à un demi-espace. Il présente une extension latérale de 20m, depuis l'axe de l'ouvrage et descend verticalement jusqu'à 20 m au-dessous de la surface du sol. On choisit dans le menu « general setting »

Axisymétrie ;

- 15 Nœuds ;
- Maillage de 20*20 m.

On peut alors rentrer les différents points :

- La coordonnée x ;
- La coordonnée y.



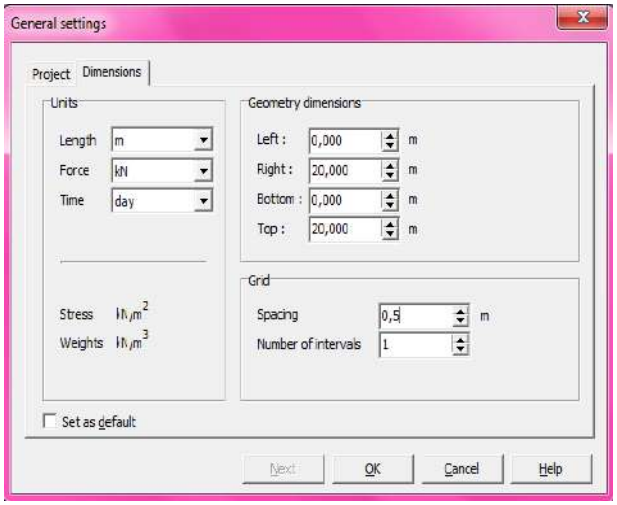
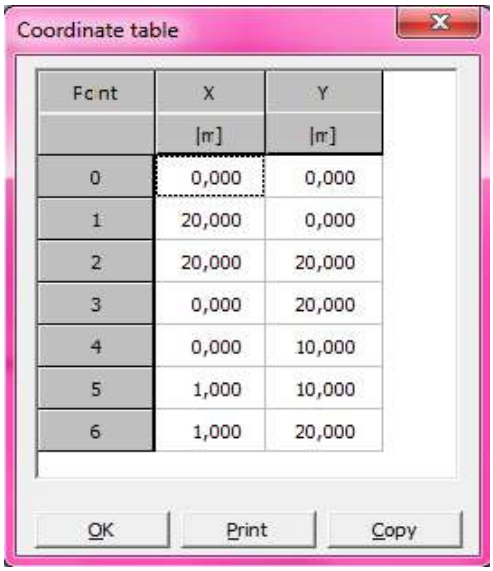


Figure II- 13: caractéristiques générales du modèle . Figure II-14 : taille du maillage.

Les coordonnées des différents points du modèle sont données ci dessous (figure II.15 et 16) :



Point	X [m]	Y [m]
0	0,000	0,000
1	20,000	0,000
2	20,000	20,000
3	0,000	20,000
4	0,000	10,000
5	1,000	10,000
6	1,000	20,000

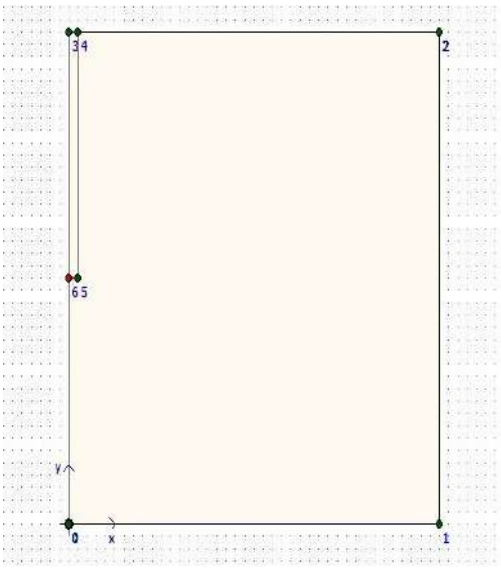


Figure II-15 : coordonnées. Figure II-16 : première vue.

Pour pouvoir raffiner le maillage au tour du pieu, on crée une nouvelle couche au voisinage du pieu ABCD [A(0,5) ; B(5,5) ; C(5,20) ; D(0,20)] pour avoir une précision très élevée.

Et on applique :

- **Les interfaces le long du pieu** : 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 0,6 pour les argiles et 0,67 pour les sables.

- **Les conditions aux limites standards :**

- Le déplacement horizontal nul suivant les limites latérales du modèle (Ux = 0)
- Le déplacement vertical nul suivant la base du modèle (Uy = 0).

Le chargement est défini par une charge A ponctuelle a une valeur de 150 KN/m sur le pieu, (figure II - 17).

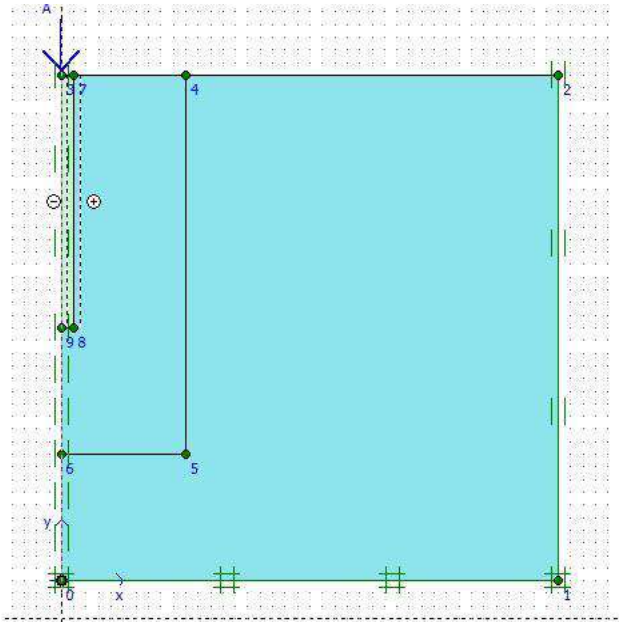


Figure II-17 : Modèle de référence utilisé pour le calcul de modèle initial

II-11-2 Paramètre des matériaux :

Les propriétés des matériaux sont :

- pour le pieu élastique on prend le modèle linéaire élastique **(linear elastic) Non-poreux** de paramètres : E= $3E7\ MPa$. γ= 25 KN/m³. ν=0,25.
- le tableau suivant présente les paramètres du sol (argile/sable) prix pour le calcul de modèle initial.

Tableau II-1 paramètre du sol argile/ sable

Paramètres	Argile saturée	Sable sec
γ_{sat} (KN/m^3)	20	18
γ_{Unsat} (KN/m^3)	9	20,5
φ °	1	31
C (KN/m²)	30	0,1
ψ°	0	1
E (KN/m²)	5.10^6	$1,5*10^5$
ν	0,35	0,3
Material type	Undrained	Drained

- **pour l'argile :**

Saisie des paramètres :

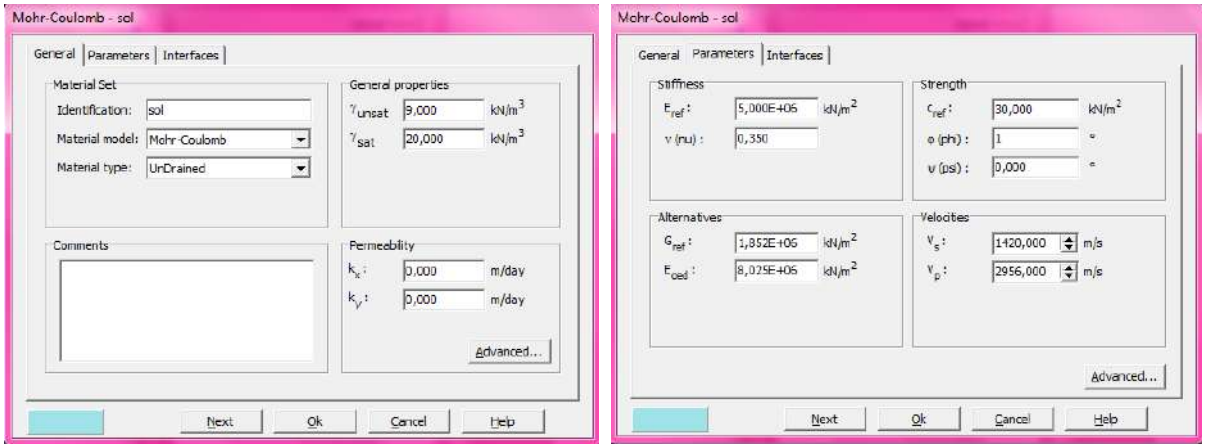


Figure II-18 : fenêtre des caractéristiques générales relative à la couche de sol.

- **Le Maillage :**

On peut alors lancer la génération automatique du maillage: on raffinera le modèle avec un maillage global ensuite en raffinera le maillage 2 fois dans la couche au voisinage du pieu (Figure II.19).

Figure II-19 : Maillage du problème.

- **Conditions initiales :**

Validez le poids volumique de l'eau.

L'initialisation des contraintes de ce sol peut se faire en conditions K0. Plaxis propose par défaut un K_0 selon la formule de jaky ($K_0 = 1- \sin\varphi'$) 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 11).

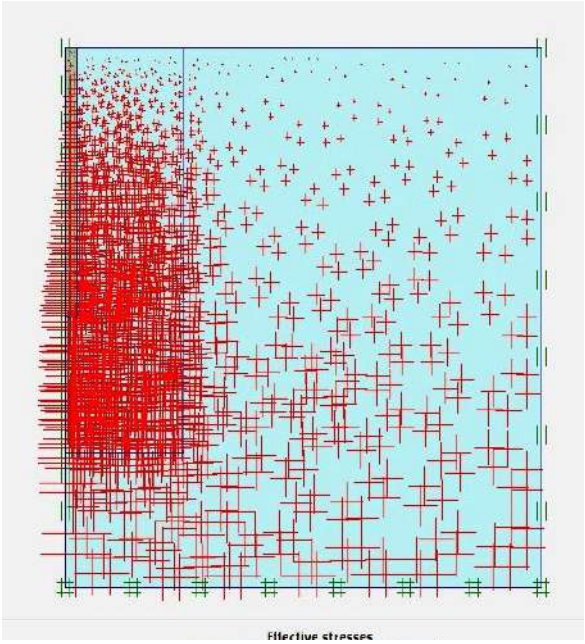


Figure II-20 : contraintes initiale

- **Le calcul :** le calcul est fait dans deux phases comme suit :

La première phase :

Dans la fenêtre calcul, on choisit les options et dans l'onglet paramètres, on prend l'option «staged construction» en désactive le sol et la charge en active seulement le pieu. Dans la première phase on considère la charge comme désactivée alors toutes les contraintes du a la surcharge sont annulées.

La deuxième phase :

On prend l'option «reset displacement to zero » pour voir l'effet de chargement, et on prend l'option «staged construction» puis on clique sur le bouton « Define », on active le sol, la charge et les interfaces.

 On clique sur cette icône pour choisir les points ou l'on veut visualiser les données, tant en déplacement (des nœuds) qu'en contraintes (des points de gauss). On propose l'analyse de la réponse chargement déplacement à la base du pieu comme montrer sur les figures suivante :

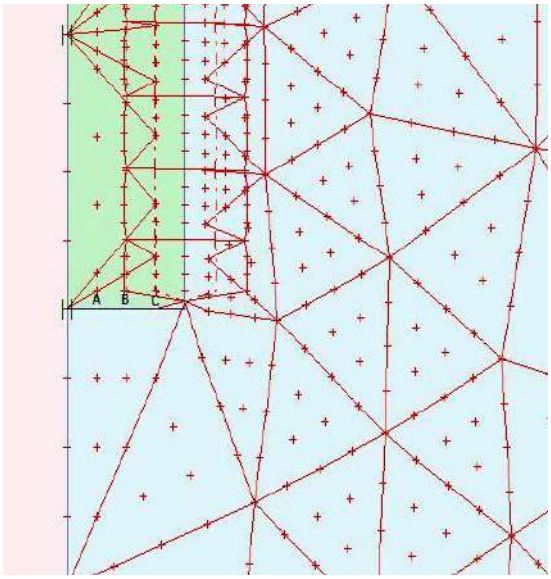


Figure II.21 Point de déplacement.

On peut alors lancer le calcul des différentes phases. (Figure II-22).

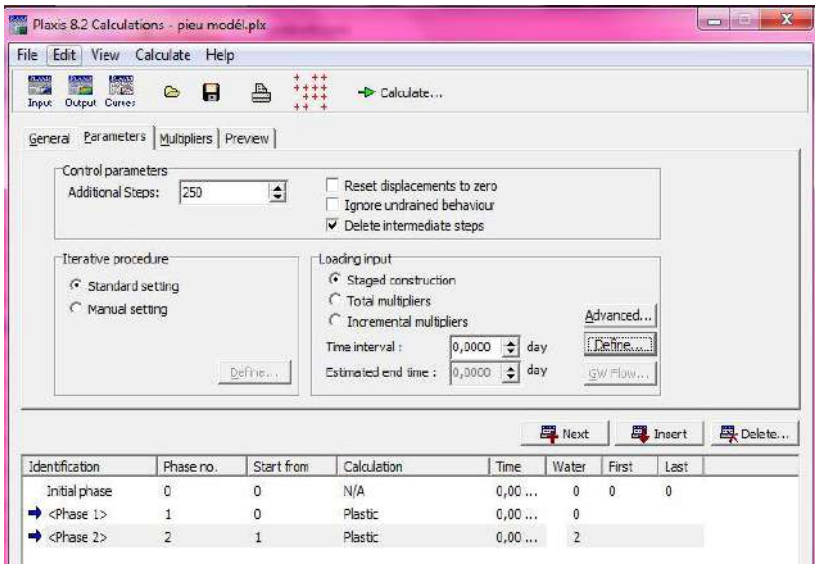


Figure II-22 : les différentes phases de calcul.

- **Le résultat :**

On peut obtenir le maillage déformé sous un chargement de 150 kpa (figure II-23)

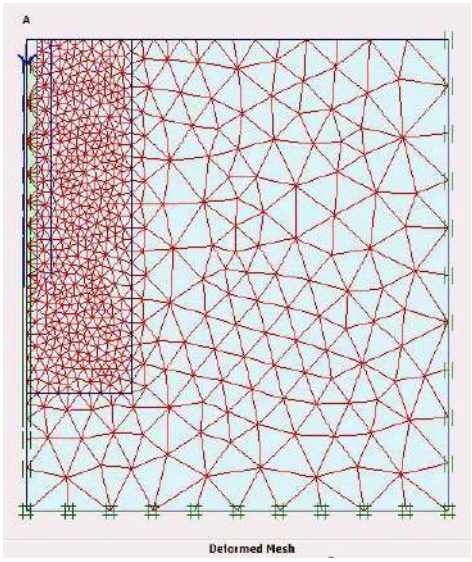


Figure II-23 : représentation du maillage déformé sous 150 kpa pour l'argile saturée.

Après l'analyse de la figure, on voit clairement que le maillage et déformé au niveau de la pointe .cette déformation du maillage est du au mouvement de pieu à la base après application du chargement.

- **Pour le sable :**

Les figures suivantes présentent les paramètres du sable sec :

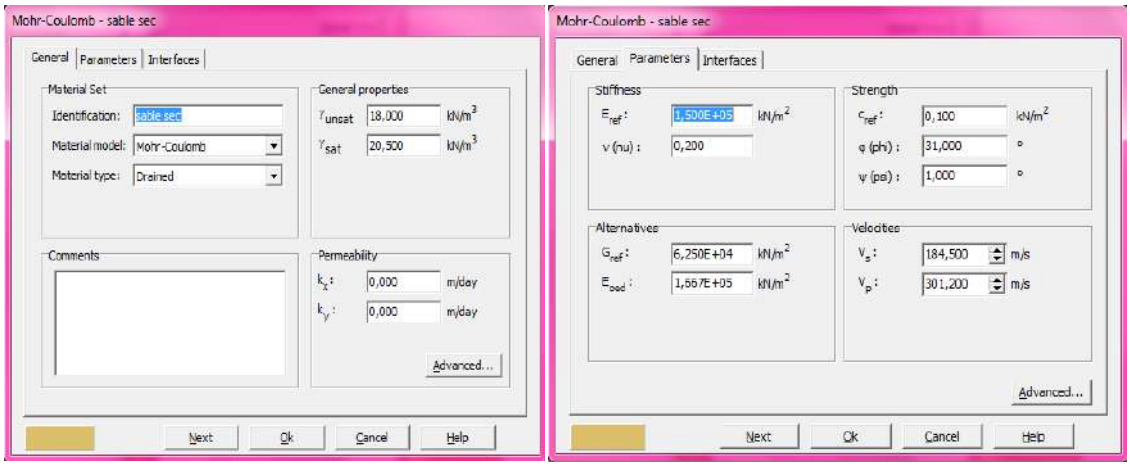


Figure II-24 : fenêtre des caractéristiques générales relative à la couche de sol (Sable sec).

Le maillage :

On raffinera le modèle à la même manière que l'argile.

- **Les conditions initiales** :

Avec les mêmes conditions initiales que l'argile on obtient la figure suivante :

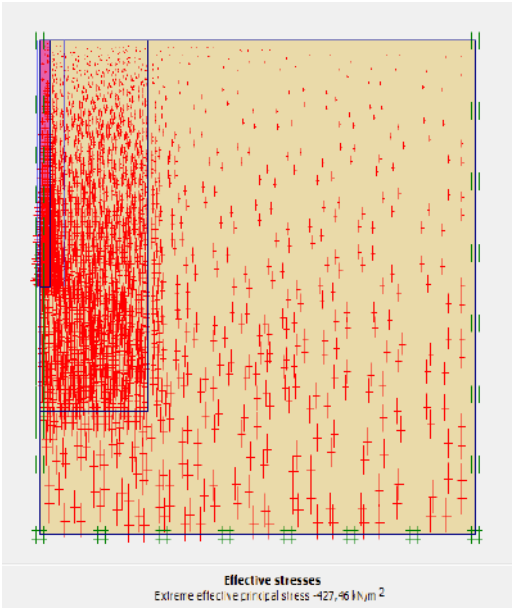


Figure II-25: les conditions initiales.

- **Le calcul :** on refait les mêmes étapes de calcul de l'argile pour le sable on obtient la figure suivante :

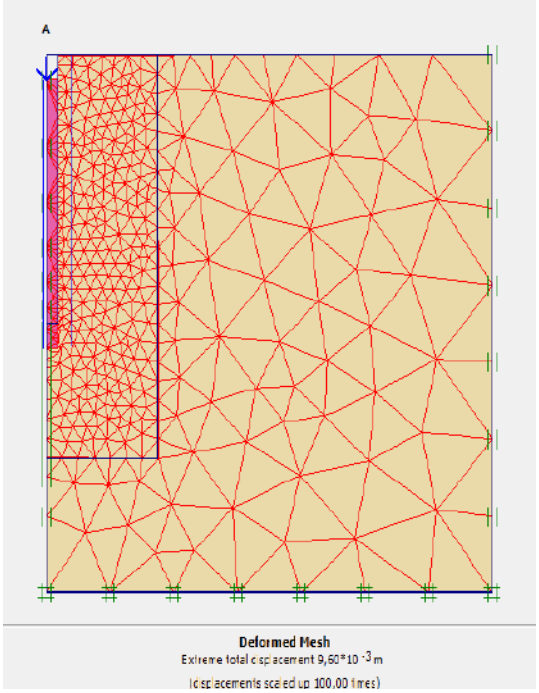


Figure II-26: représentation du maillage déformé sous 150 kpa pour le sable sec.

Chapitre 3 : Etude paramétrique :

III .1 Introduction :

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).

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 on utilisant deux modèles pour l'argile (molle et raide) et deux modèles pour le sable (lâche et dense) et On va montrer l'effet des paramètres sur le comportement du pieu et du sol avec les mêmes données et on change à chaque fois le paramètre à comparer dans notre cas on vas changer la cohésion et l'angle de frottement pour voir leur effet sur la courbe chargement déplacement.

Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- Quel est le comportement principale à modéliser ?
- Utiliser un modèle qui décrive ce comportement ;

-Interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

Les modèles de référence ont été établi et calculé avec le logiciel PLAXIS . Ils seront utilisés comme base de comparaison lors de l'étude des modèles.

III .2 Courbes chargement-déplacement et chemins de contrainte :

Le programme des courbes (Curves) peut être utilisé pour dessiner des courbes charge ou temps-déplacements, des chemins de contrainte ou de déformation pour des points choisis dans la géométrie. Ces courbes représentent les évolutions au cours des différentes phases de calcul, et cela donne un aperçu du comportement global et local du sol. Les points au niveau des quels les courbes sont générées doivent

être choisis avec l'option Select points for curves dans le programme de calcul avant de lancer le processus de calcul. La distinction est faite entre les nœuds et les points de contrainte.

III .3. présentation du modéles argile molle et argile raide :

On a pris le modèle sité dans le chapitre II comme modèle de référence.

III. 3. 1. Définition des données :

- Elément triangle : 15-Nœud.
- Axisymétrie.
- Maillage de 20*20 m.

Le pieu est implanté dans le sol Les principaux paramètres du pieu sont présentés si dessous :

- linéaire élastique **(linear elastic)** et **non-poreux** de paramètres : E= $3E7\ MPa$.

γ= 25 KN/m³. ν=0,25.

III.3. 2. Propriétés des couches de sols et des interfaces :

Dans cette étude le pieu est implanté dans deux types de sol uniforme différent une argile molle et une argile raide. Les paramètres de sol introduit dans le calcul numérique sont reportés dans le tableau suivant pour le comportement de mohr-coulomb.

Tableau III -1 Propriétés des sols et des interfaces.

Paramétre	Unité	Argile molle	Argile raide
Poids volumique humide γ_h	(KN/ m^3)	19	21
Poids volumique sec γ_d	(KN/m^3)	18	20
Coefficient de Poisson ν_s	-	0,3	0.3
Module de Young Es	(KPa)	7995	76500
Coefficient des terres au repos K_0	-	0,562	0.470

Angle de frottement φ	(°)	26	32
Angle de dilatation Ψ	(°)	0	2
Cohésion C	(Kpa)	1	4
Type de Comportement	-	Undrained	Undraind

L'intreface prend les mémes paramètres que le sol avec R_{inter} change avec la nature de sol.

III.3.3. Input :

Pour les données qui vont être prise en considération , on adoptera les mêmes que ceux utilisées dans le chapitre II, afin d'obtenir les résultats visés.

III.3.4 . Conditions initiales :

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales.

III.3.5. Procédure de calculs :

Le calcul du modèle de référence se fait définie en 2 phases dans l'ordre, comme suit :

Phase 1 : Cette phase est caractérisé par :

- Calcul plastique.
- Activer l'option mettre les déplacement à zéro.
- Entrer 'Total multipliers'.

Phase 2 : activer la charge ainsi que le pieu et l'interface. On peut alors lancer le calcul.

III.3.6. Les principaux résultats :

On s'intéressera à deux types de déformation.

1. Déplacement résultant.
2. Déformation des éléments structuraux indiquée par :

− La courbe de déplacement chargement .

Nous allons donner les résultats de la dernière phase seulement.

III.4. Le programme courbe (curves) :



Cette icône représente le programme Curve. Ce programme contient toutes les options nécessaires pour générer des courbes chargement-déplacement, Au début du programme Curve, il faut choisir entre ouvrir une courbe existante et en créer une nouvelle. Si New chart est sélectionné, la fenêtre curve generation apparaît, dans laquelle les paramètres de génération de courbes sont réglés.

III.5. pour l'argile :

III.5.1. Les résultats obtenus pour l'argile molle :

- **le déplacement :**

Le déplacement est représentés sur la figure III.1

On note un déplacement total maximum de 326,26 x 10^{-3} m.

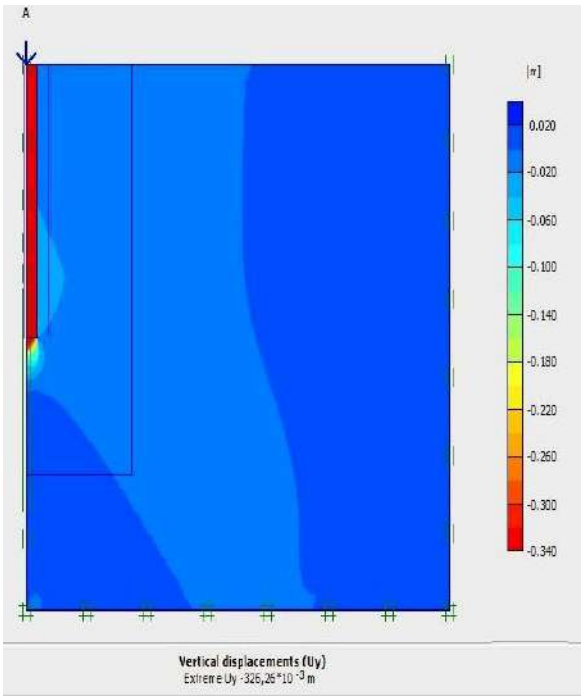


Figure III.1 le déplacement pour l'argile molle.

III.5.2. Les résultats obtenus pour l'argile raide :

- **le déplacement :**

Le déplacement est représentés sur la figure Figure III.2.

On note un déplacement total maximum de 5,70 x 10^{-3}m.

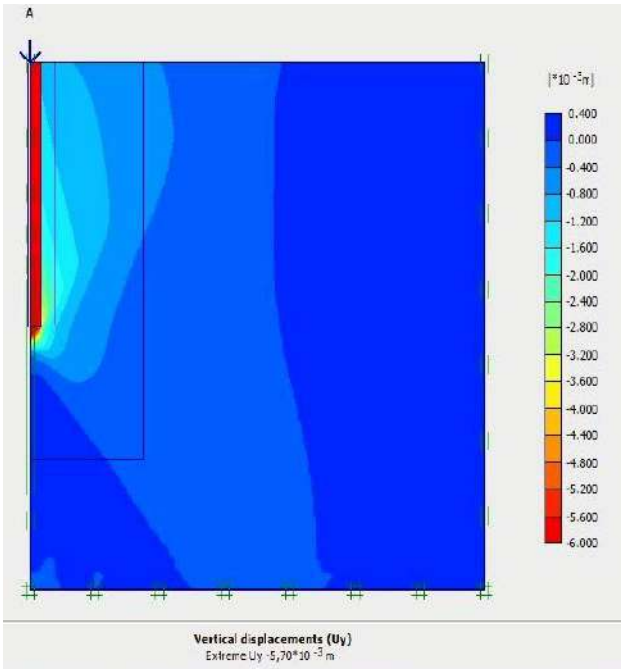


Figure III.2 : déplacement pour l'argile raide.

III.5.3. Etude paramétrique :

Après l'établissement du modèle de référence et les résultats obtenus, l'étude paramétrique sera effectuée. Il sera question de montrer l'effet de différents paramètres sur les résultats. On utilise le même modéle, avec les mêmes données et on change chaque fois le paramètre à comparer, les paramètres ont été modifiés un par un.

Dans cette étude, la comparaison sera faite sur deux types de résultats :

-les déplacements.

- **L'effet de cohésion :**

III.5.3.1. pour l'argile molle :

La cohésion du modél de l'argile molle est c=1 kPa.

pour l'étude paramétrique on fait les calculs pour : c=0 kPa et c=5 kPa.

a- La cohésion c= 0kPa :

- **Le déplacement:**

Le déplacement est représenté sur la figure III.3.

On note un déplacement total maximum de $375{,}79 \times 10^{-3}$ *m*, est un peu plus élevé par rapport au déplacement total maximum du modèle de référence.

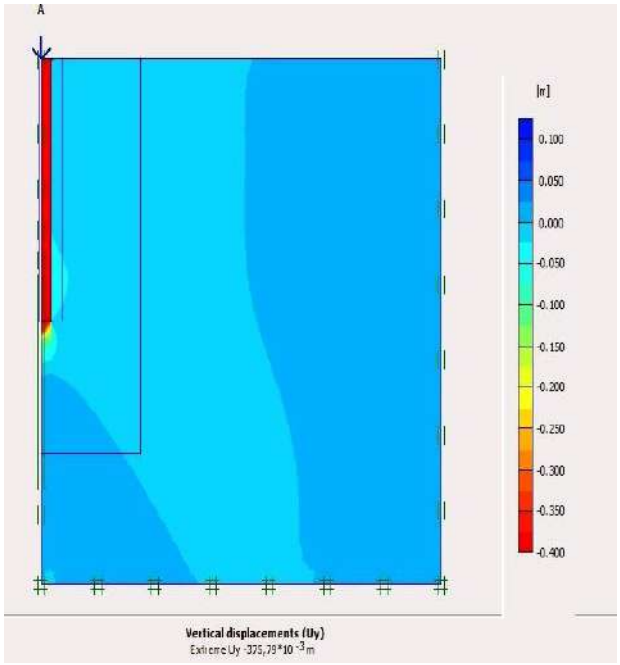


Figure III.3 déplacement pour l'argile molle (*c=0kPa*).

b- La cohésion c=5 kPa :

- **Le déplacement :**

Le déplacement est représenté sur la figure III.4.

On note un déplacement total maximum de 204,07x10^{-3} *m*, est plus faible par rapport au déplacement total maximum du modèle de référence.

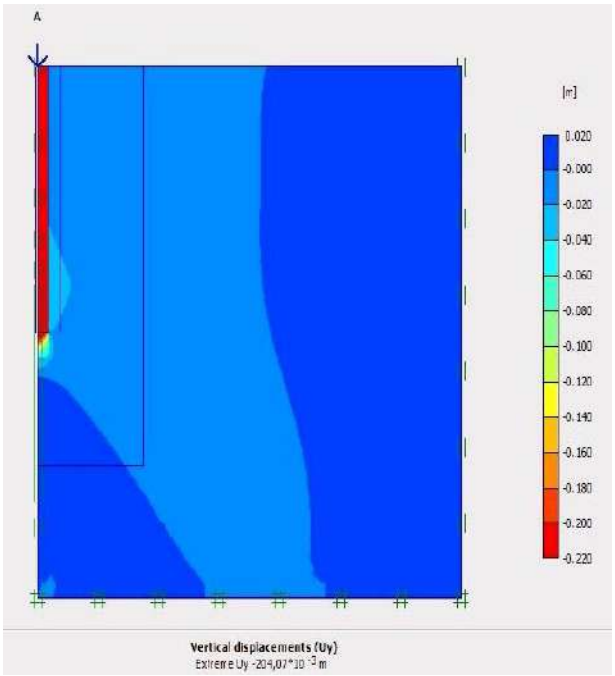


Figure III.4 le déplacement pour l'argile molle (*c=5kPa*).

Courbe d'effet de la cohésion pour l'argile molle :

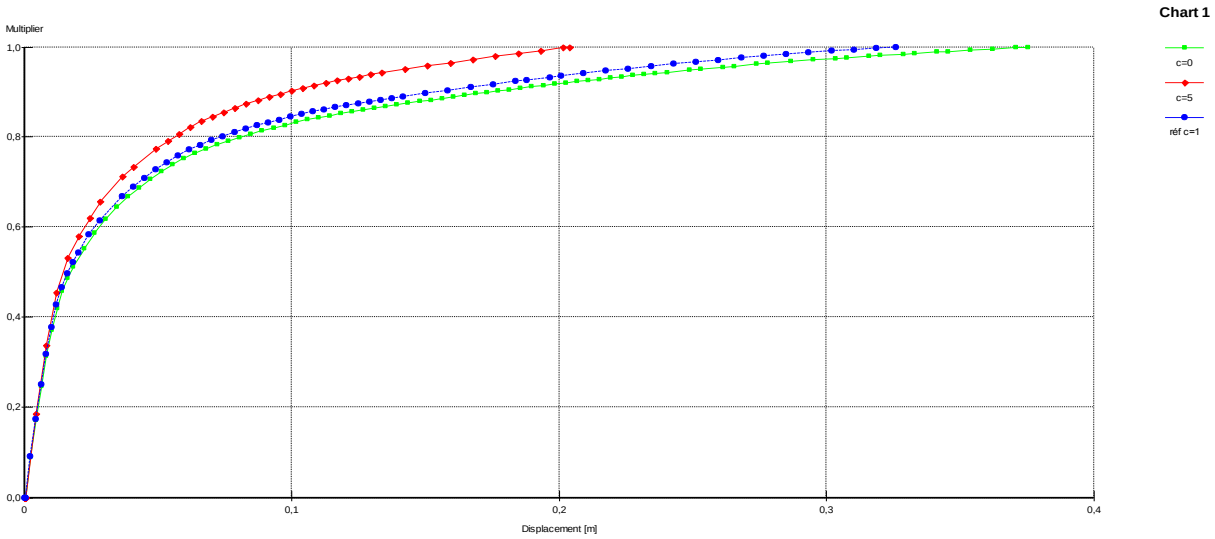


Figure III.5. effet de cohésion dans l'argile molle.

c- Interprétation des graphes :

Les résultats obtenus sont en accord avec l'effet de l'augmentation de la cohésion sur le comportement du sol .

Une augmentation de cohésion conduit à une diminution sensible du déplacement.

III.5.3. 2 pour l'argile raide :

La cohésion du modél de l'argile raide est c=4 kPa.

pour l'étude paramétrique on fait les calculs pour : c=0 kPa et c=9 kPa.

a- Cohésion c=0 kPa :

- **Le déplacement :**

Le déplacement est représentés sur la figure III.6.

On note un déplacement total maximum de $7{,}02 \times 10^{-3}\ m$, cette résultat est plus élévée par rapport au déplacement total maximum du modèle de référence.

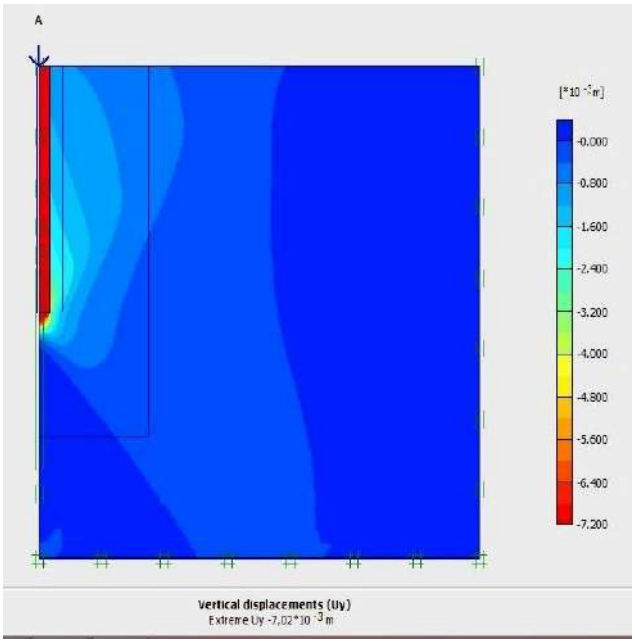


Figure III.6: déplacement pour l'argile raide c =0 kpa.

b- cohésion c=9 kPa :

- **le déplacement :**

le déplacement est représenté sur la figure III.7. On note un déplacement total maximum de $5{,}70\times 10^{-3}$m est plus faible par rapport au déplacement total maximum du modè le de référence.

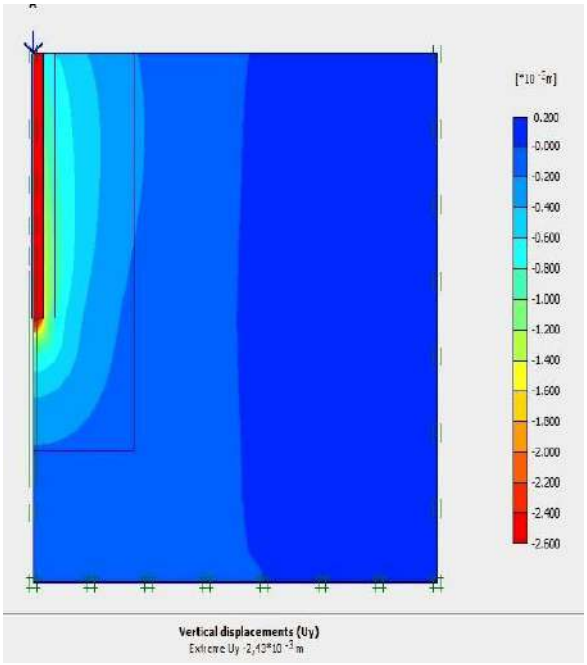


Figure III .7: déplacement pour l'argile raide (c= 9kpa).

Courbe d'effet de cohésion pour l'argile raide :

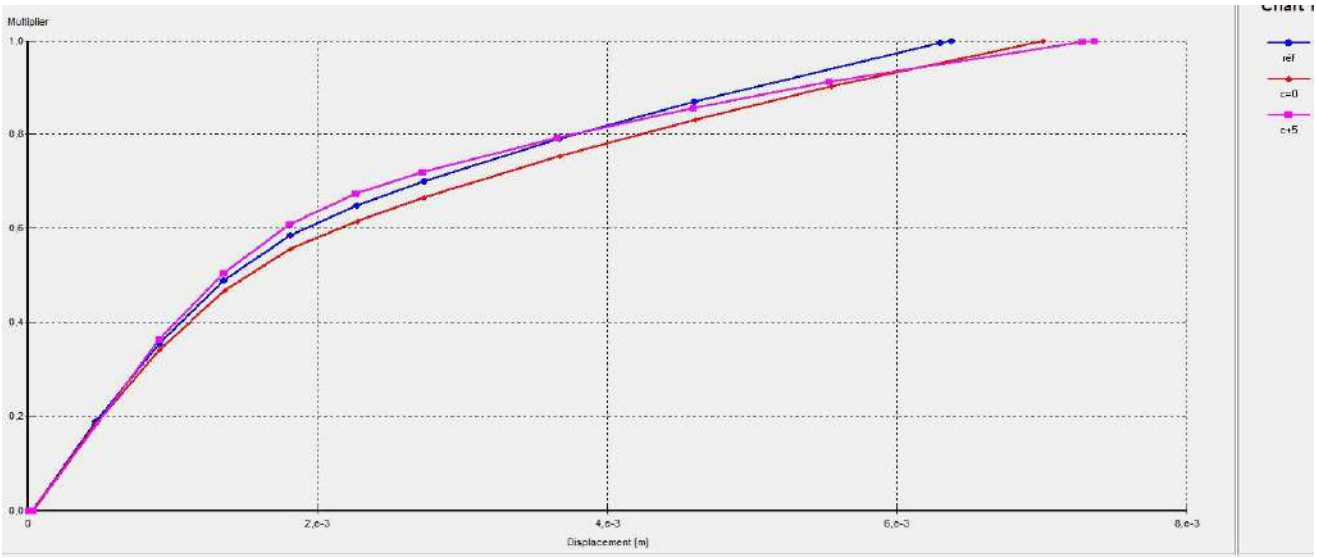


Figure III.8 effet de cohésion sur l'argile raide.

c- Interprétation des graphes :

Les mêmes remarques que le premier modèle.

III.6. Pour le sable :

On fait l'étude paramétrique sur un pieu implanté dans deux types de sable: un sable lâche et un sable dense avec la même manière qu'on a fait pour l'argile. Les paramètres de sol introduit dans le calcul numérique sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau III -2 : Propriétés des sols et des interfaces.

Paramétre	Unité	Sable lâche	Sable dense
Poids volumique humide γ_{unsat}	(KN/ m^3)	17	19
Poids volumique sec γ_{sat}	(KN/m^3)	20	21
Coefficient de Poisson ν	-	0,2	0.2
Module de Young E	(KPa)	1 E5	1,8 E5

Coefficient des terres au repos K_0	-	0,470	0,384
Angle de frottement φ	(°)	32	38
Angle de dilatation Ψ	(°)	2	8
Cohésion C	(Kpa)	0,1	0,1

III .6.1. Les résultats obtenus pour un sable lâche :

- **Le déplacement :**

Le déplacement vertical est représenté sur la figure III.9.

On note un déplacement total maximum de 6,73 *10^{-3} m .

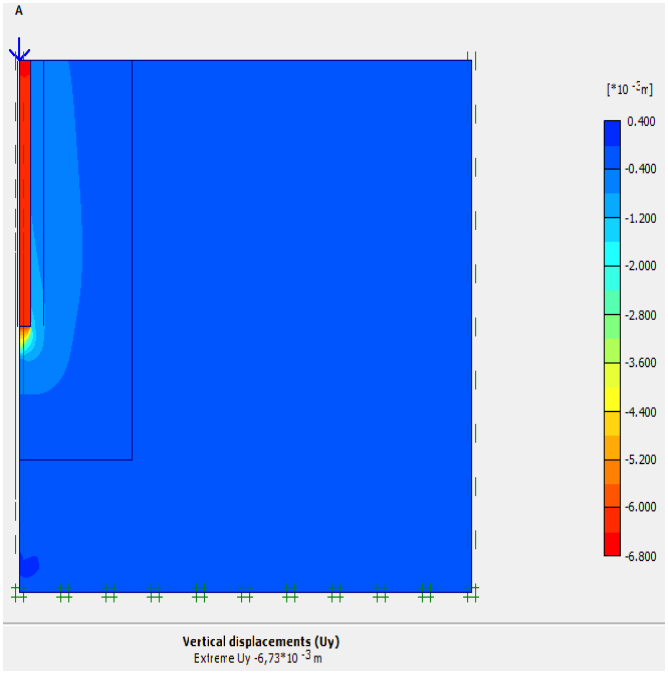


Figure III.9: déplacement pour le sable lâche.

III .6.2. Les résultats obtenus pour un sable dense :

- **Le déplacement :**

Le déplacement est représenté sur la figure III.10.

On note un déplacement total maximum de 2,49* 10^{-3} m .

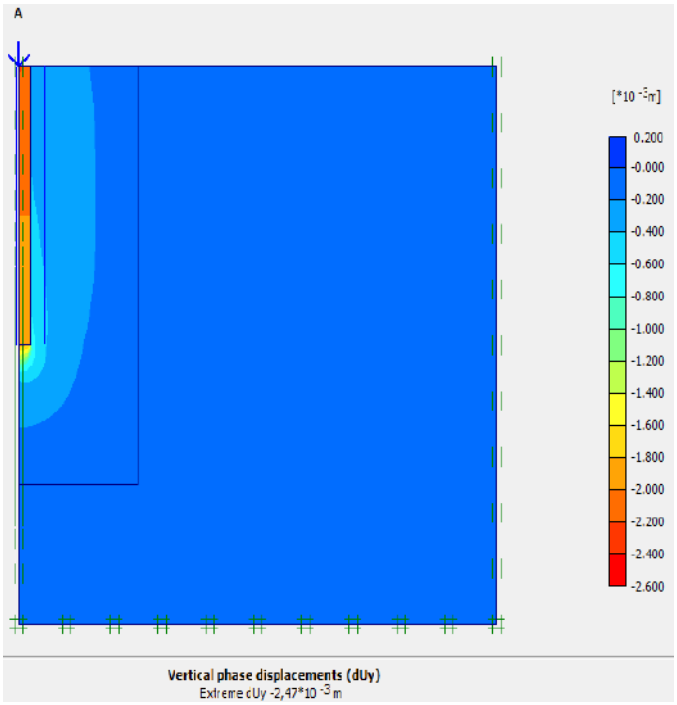


Figure III.10 déplacement pour le sable dense.

III .6.3. Etude paramétrique :

Après l'établissement du modèle de référence et les résultats obtenus, l'étude paramétrique sera effectuée. Il sera question de montre l'effet de l'angle de frottement sur les résultats. On utilise le même modèle, avec les mêmes données et on change chaque fois l'angle de frottement. Dans cette étude, la comparaison sera faite sur deux types de résultats :

-les déplacements.

- **L'effet de l'angle de frottement :**

III.6.3.1. Pour un sable lâche :

L'angle de frottement du modèle d'un sable lâche est $\varphi = 32°$.

Pour l'étude paramétrique on fait les calculs pour (φ+5 = 37°) et (φ-5 = 27°).

a- L'angle de frottement φ+5 = 37° :

- **Le déplacement :**

Le déplacement est représenté sur la figure III.11.

On note un déplacement total maximum de 5,29* 10^{-3} *m*. cette résultat est diminue par rapport au déplacement total maximum du modèle de référence.

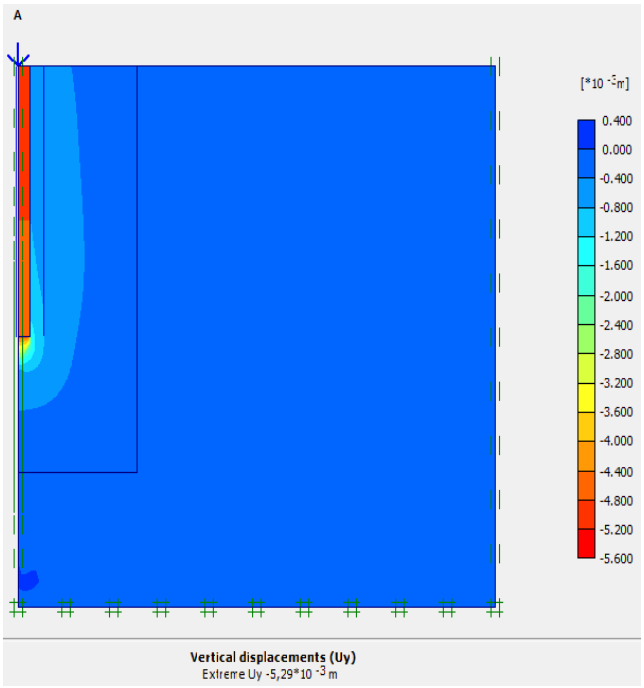


Figure III.11: déplacement pour le sable lâche (φ= 37°).

b- L'angle de frottement $\varphi - 5 = 27°$:

➢ **Le déplacement :**

Le déplcement est représenté sur la Figure III.12.

On note un déplacement total maximum de $9{,}48*10^{-3}$ *m*, cette résultat est un peu plus élevée par rapport au déplacement total maximum du modèle de référence.

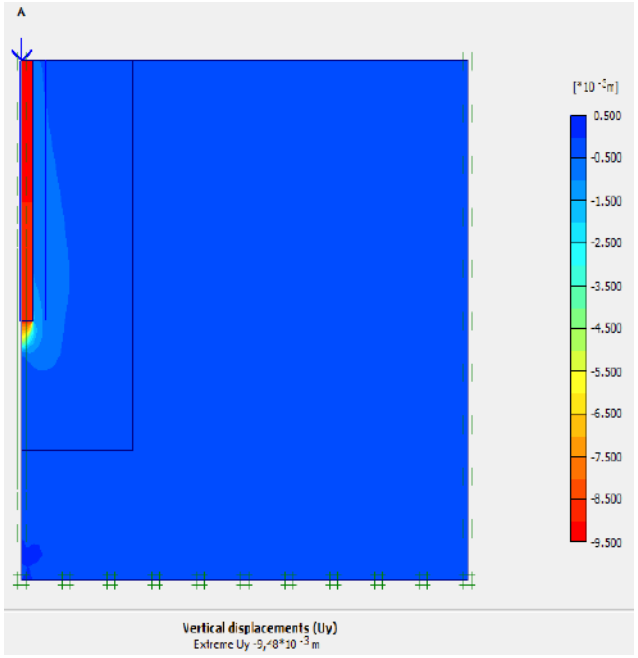


Figure III.12 : déplacement pour le sable lâche (φ = 27°).

Courbe d'effet de l'angle de frottement pour le sable lâche:

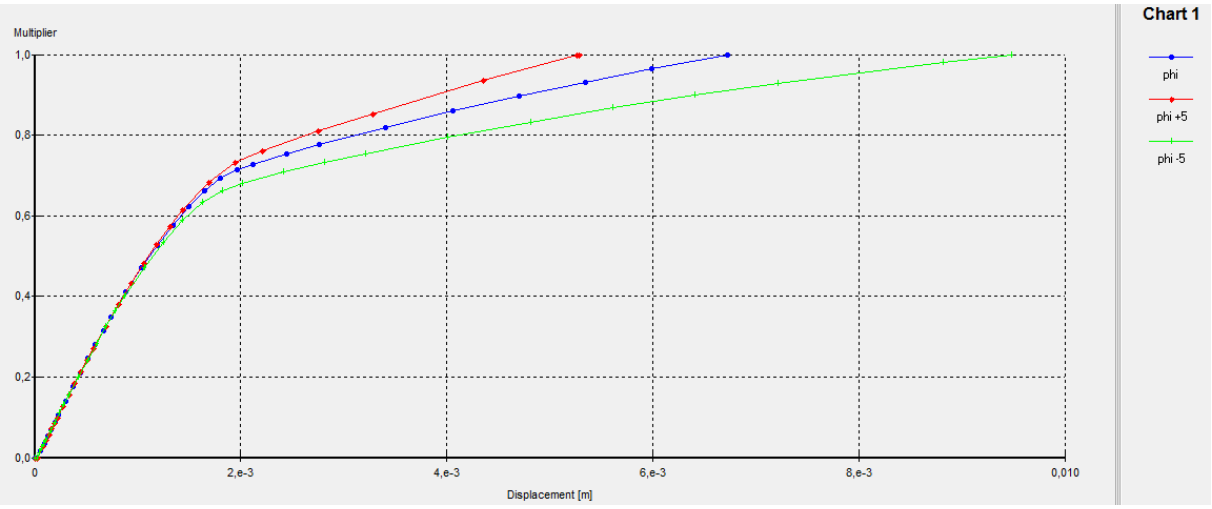


Figure III.13 effet de l'angle de frottement pour un sable lâche.

c- Interprétation des résultats :

Les résultats obtenus sont en accord avec l'effet de l'argumentation de l'angle de frottement sur le comportement du sol (sable lâche).

Une argumentation de l'angle de frottement conduit à :

- Une diminution très sensible du déplacement de modèle pour le sable lâche.

III.6.3.2. Pour un sable dense :

L'angle de frottement du modèle d'un sable lache est φ = 38°.

Pour l'étude paramétrique on fait les calculs pour (φ+5 = 43°) et (φ-5 = 33°).

a- L'angle de frottement φ+5 = 43° :

- **Le déplacement :**

Le déplacement est représenté sur la figure III.14.

On note un déplacement total maximum de 2,36*10^{-3} m . cette résultat est diminue par rapport au déplacement total maximum du modèle de référence.

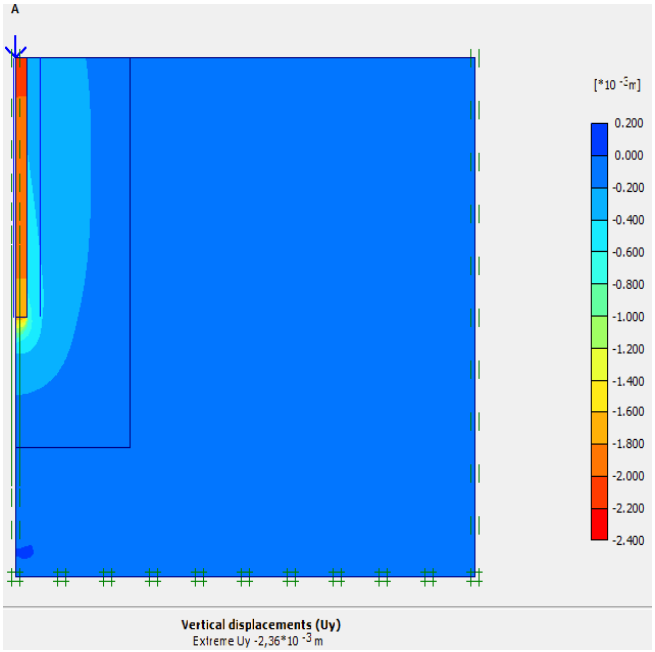


Figure III.14 : déplacement pour le sable dense (φ= 43°).

b- L'angle de frottement φ-5 = 33° :

- **Le déplacement :**

Le déplacement représenté sur la figure III.15.

On note un déplacement total maximum de $2{,}87*10^{-3}$ m . cette résultat est un peu élevée par rapport au déplacement total maximum du modèle de référence.

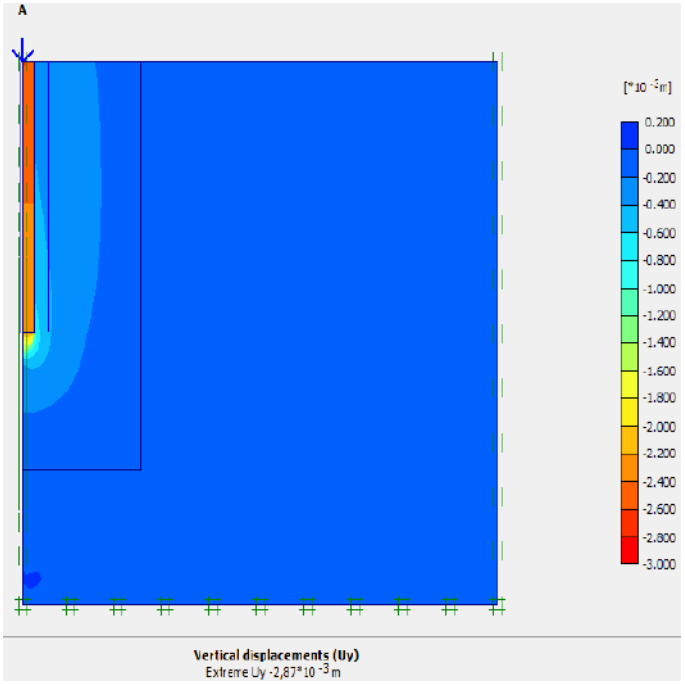


Figure III.15 déplacement pour le sable dense (φ-5 = 33°).

Courbe d'effet de l'angle de frottement pour le sable dense :

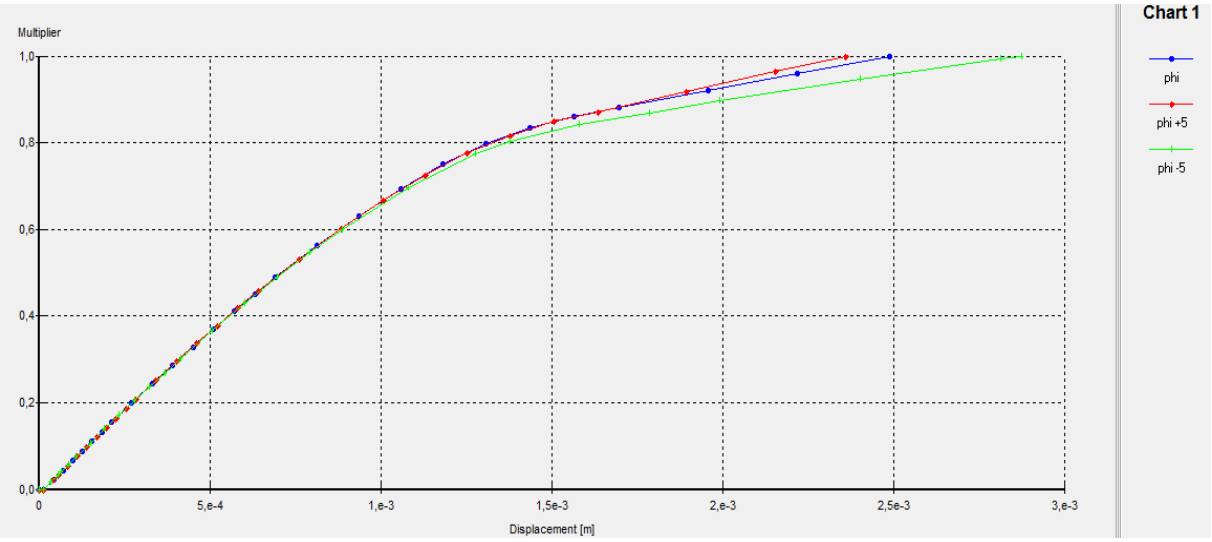


Figure III.16: l'effet de l'angle de frottement pour le sable dense.

c- Interprétation des résultats :

Les résultats obtenus sont en accord avec l'effet de l'augmentation de l'angle de frottement sur le comportement du sol (sable dense).

Une argumentation de l'angle de frottement conduit à :

- Une diminution très sensible du déplacement de modèle pour le sable dense .

Conclusion générale

Nous avons présenté dans ce mémoire un travail de recherche théorique et numérique sur le comportement d'un pieu isolé sous charges verticales

On a établi un calcul de référence pour un projet donné : ce calcul de référence n'est pas la solution au problème, mais une approximation raisonnable de la réalité. On a fait varier individuellement plusieurs paramètres de calcul, et étudié leur influence pour des fourchettes de variation raisonnables.

L'étude paramétrique a mis en évidence l'influence importante des paramètres de modélisation (définis en général par défaut).

L'étude a porté sur la détermination du déplacement, à base du pieu du pieu. L'étude a été faite avec deux types de sol. On a analysé deux cas de sols uniformes : un sable lâche et sec et une argile molle et raide.

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

Les résultats numériques obtenus dans ce travail, nous permis de caractériser l'effet de plusieurs paramètres sur le déplacement du pieu est ça courbe de chargement.

Quelques remarques :

− Cette étude ne prétend pas être exhaustive : on aurait peu faire varier d'autres paramètres, ou étudier l'influence des variations de paramètres sur d'autres types de résultats.

− L'influence combinée de plusieurs paramètres, qui n'a pas été étudiée ici, peut bien sûr être encore plus importante.

− Les conclusions tirées de cette étude paramétrique ne sont pas généralisables, même pour d'autres calculs équivalents.

− L'étude présentée s'est limitée à une étude en deux dimensions.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Bouafia, A (2006) Les essais in-situ dans les projets de fondations, Université de Blida, Office des Publications Universitaires, Algérie.

Chelghoum, N (2006) Calcul et conception des fondations, Université d'Annaba, Office des Publications Universitaires, Algérie.

Chelghoum, N. et Hamami, M (2005) Prévision de capacité portante d'un pieu foré, Symposium International pour le 50 ème anniversaire du pressiomètre, ENPC-LCPC, Paris.

Frank, R (1999) Calcul des fondations superficielles et profondes, Techniques de l'Ingénieur, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, Paris, France.

Jean-Sébastien LEBEAU FE-Analysis of piled and piled raft foundations April - August 2008

Maouche Henia analyse numérique de la réponse non linéaire d'un pieu sous sollicitations latérales thèse doctorat université mentouri Constantine.

Philipponnat, G (1979) Fondations et ouvrages en terre, Editions Eyrolles, Paris, France.

Philipponnat, G. et Hubert, B (2003) Fondations et ouvrages en terre, Editions Eyrolles, Paris.

Said, I (2006) Comportement des interfaces et modélisation des pieux sous charge axiale Thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées, Paris, France, pp.30-37.

Terzaghi, K (1943) Theoretical Soil Mechanics, Jhon Willey and Sons, New York.

Vijayvergya, V. N and Focht, J.A (1972) A New Way to Predict Capacity of Piles in Clay, Offshore Technology Conference, Houston, Texas.

Jean-Sébastien LEBEAU FE-Analysis of piled and piled raft foundations April - August 2008.