

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



**UNIVERSITE MENTOURI CONSTANTINE**

Faculté des sciences de l'ingénieur  
Département de Génie Civil

## **THESE**

Présentée pour l'obtention du diplôme de DOCTORAT EN SCIENCES en Génie Civil

Option : Géotechnique

N° d'ordre : .....

Série : .....

**ANALYSE NUMERIQUE DE LA REPONSE NON LINEAIRE D'UN PIEU  
SOUS SOLLICITATIONS LATERALES**

**Par**

**Maouche Henia**

**Directeur de thèse : Ahmed Boumekik**      Professeur - U. Mentouri de Constantine

Thème soutenu le .....

Devant le jury composé de :

**Président : Hacène Houari**      Professeur - U. Mentouri de Constantine

**Membres : Bachir Rejel**      Professeur - U. de Annaba

**M. Kouloughli Salim**      Maître de conférences - U. Mentouri de Constantine

**M. Khalifa Abbeche**      Maître de conférences- U. Hadj Lakhdar Batna

## Résumé

Dans cette thèse, on a utilisé une modélisation en éléments finis pour étudier le comportement linéaire et non linéaire d'un pieu placé dans un sol uniforme (monocouche) ou hétérogène (multicouche) et soumis à une charge statique latérale. On considère dans l'étude deux types de comportement du sol. On a choisi le code éléments finis Plaxis, qui nous permet le passage d'un projet réel complexe au modèle numérique, et de faire l'étude paramétrique facilement et rapidement. *PLAXIS* utilise plusieurs modèles de comportement qui dépendent de la nature du sol et de type d'ouvrage. Dans cette étude, on modélise le comportement non linéaire du sol par le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb. Ce modèle a l'avantage que les paramètres du sol qu'on utilise peuvent être mesuré directement à partir des essais de laboratoire.

Les résultats numériques obtenus sont vérifiés en comparant avec les résultats publiés et montrent une bonne corrélation. L'approche actuelle est utilisée pour calculer le comportement des pieux enfoncés dans des couches de sols linéaires ou non linéaires. L'étude a permis de caractériser l'influence de, la non linéarité, les dimensions du pieu et du chargement latéral  $H$  ; sur les déplacements en tête du pieu et sur la pression latérale du sol. L'étude a traitée deux types de sols : un sol uniforme (sable et argile) et un sol multicouche. Ainsi l'étude des déplacements le long de la longueur du pieu a été effectuée pour le cas du sol multicouche.

**Mots-clés** : pieu isolé, charge latérale, déplacement, argile, éléments finis, *PLAXIS*, sable, sol multicouche.

## Abstract

In this thesis, we use a finite element modelling to study the linear and nonlinear behaviour of a pile placed in two soil types, uniform (soil layer) and non uniform soils (layered soil), submitted in the horizontal direction to a lateral load  $H$ . We have choused the finite element *PLAXIS* code, which make possible the passage from reel complex project to numerical model, and to do the parametric study quickly and very easily. *PLAXIS* use various behaviors models that depend in nature of soil and type of project, the non-linear behavior of the soil is modeled by the Mohr-Coulomb elastoplastic behavior. This model offers the advantage that the soil parameters to be introduced can be measured directly from laboratory tests.

Numerical results from finite elements calculations are verified by comparing with published results and show a good correlation. The present approach is used to compute the behavior of piles embedded in linear or non-linear uniform layers. The study aims to characterize the effects of non-linearity, pile dimensions and lateral load  $H$  on the head displacements and the lateral soil stress. The study was investigated for two types of soil: uniform soils (sand and clay) and non-uniform soils. Either the displacements along the depth in a layered soil are studied.

**Keywords:** Single pile, Lateral load, displacement, Clay, Finite Element, *PLAXIS*, Sand, layered soil.

## ملخص:

في هذه الرسالة، يتم استخدام نموذج العناصر المنتهية لدراسة السلوك الخطي و الغير خطي لخازوق موضوع في تربة متجانسة و غير متجانسة الخواص يخضع لتأثير قوة جانبية ثابتة  $H$ . لقد تم اختيار برنامج العناصر المنتهية *PLAXIS* لأنه يسمح بالانتقال من مشروع حقيقي معقد إلى نموذج رقمي وكذلك يسمح بإجراء دراسة لعوامل الحساب بكل سهولة و سرعة. يستعمل البرنامج الحسابي *PLAXIS* عدة نماذج لدراسة سلوك التربة و التي تتعلق بنوعية التربة و طبيعة المشروع. السلوك الغير خطي للتربة يأخذ شكل النموذج المرن- اللدن *Mohr-Coulomb*. هذا النموذج يعطي ميزة إمكانية قياس معطيات التربة مباشرة من الاختبارات المخبرية .

تم التحقق من نتائج الحسابات العددية بالعناصر المنتهية عن طريق مقارنتها مع النتائج المنشورة وقد بينت وجود علاقة توافق جيدة. يستخدم النهج الحالي لحساب السلوك الخطي و غير الخطي لخوازيق مغروسة في طبقات من تربة موحدة الخواص. وتهدف الدراسة إلى وصف: تأثير أبعاد الخازوق على الإزاحة الأفقية للرأس, تأثير الضغط الأفقي للتربة, تأثير اللاخطية على الإزاحة الأفقية للخازوق و كذا دراسة تأثير الحمولة الجانبية على ضغط التربة. و لقد اعتمدنا على نوعين من التربة: تربة متجانسة (رملية, طينية) و تربة غير متجانسة. بالإضافة إلى دراسة الإزاحات الأفقية على طول عمق الخازوق داخل تربة متعددة الطبقات.

**كلمات المفاتيح:** خازوق فردي، حمولة جانبية، إزاحة، طين، العناصر المنتهية، *PLAXIS*، رمل، تربة متعددة الطبقات.

## *Remerciements*

*Je tiens tout d'abord à remercier Monsieur le Professeur **Boumekik Ahmed** pour avoir assuré la supervision et le suivi de cette Thèse et pour son aide aux diverses questions pour préparer ce travail.*

*Je tiens particulièrement à remercier Monsieur le Professeur **Houari Hacène** d'avoir accepté la présidence du jury de cette Thèse.*

*Mes vifs remerciements vont également à tous les membres de Jury qui ont bien voulu accepter d'examiner cette Thèse.*

*A tous ceux qui ont contribué de prêt ou de loin à mener à terme ce travail.*

---

## Table des Matières

<b>1 Introduction générale</b> .....	2
1.1 Généralités .....	2
1.2 Présentation du sujet .....	4
1.3 Plan d'étude .....	5
<b>2 Généralités sur les fondations sur pieux</b> .....	8
2.1 Généralités .....	8
2.2 Pieu isolé sous charges axiales.....	9
2.3 Pieu isolé sous sollicitations latérales .....	10
2.3.1 Réaction du sol dues à des efforts en tête du pieu .....	10
2.3.2 Pieux actifs .....	12
2.3.3 Pieux passifs .....	12
2.3.4 Relation entre contrainte horizontale et verticale .....	13
<b>3 Modélisation non linéaire du comportement du sol</b> .....	15
3.1 Méthode de construction d'une loi de comportement .....	15
3.2 Lois de comportement élastique .....	16
3.2.1 Comportement élastique linéaire isotrope (loi de Hooke) .....	17
3.2.2 Module et coefficient de Poisson des matériaux isotropes.....	18
3.3 Lois élastiques non linéaires incrémentales .....	19
3.3.1 Loi élastique non linéaire incrémentale de type hypoélastique.....	19
3.3.2 Le modèle hyperbolique .....	20
3.3.3 Le modèle hyperbolique à module variable .....	22
3.3.4 Loi élastique non linéaire incrémentale de type hyperélastique.....	23
3.4 Lois de comportement élastoplastiques .....	23
3.4.1 Notion de surface de charge.....	24
3.4.2 Notion d'écrouissage .....	24
3.4.3 Notion loi d'écoulement .....	26
3.5 Lois de comportement élastique parfaitement plastique .....	27

<b>4 Méthodes d'analyse des pieux sous chargement latéral</b> .....	29
4.1 Dimensionnement des pieux sous charges latérales .....	29
4.2 Méthodes analytiques .....	30
4.2.1 Méthode de Winkler .....	30
4.2.2 Méthode du continuum élastique .....	32
4.2.3 Méthode <i>P-y</i> .....	34
4.3 Méthodes numériques .....	43
4.3.1 Modélisation des pieux par la méthodes des éléments finis .....	43
4.3.2 Modélisation des pieux par des éléments discrets .....	45
<b>5 Analyse de la réponse non linéaire des pieux sous chargement latéral</b> .....	51
5.1 Formulation en éléments finis de problèmes d'interaction .....	51
5.1.1 Position et formulation locale .....	51
5.1.2 Formulation variationnelle .....	52
5.1.3 Discrétisation du domaine .....	53
5.1.4 Comportement à l'interface entre le sol et le pieu .....	56
5.1.5 Considération sur la réalisation du maillage du sol-pieu .....	56
5.1.6 Choix des éléments finis .....	57
5.1.7 Calcul des contraintes à l'intérieur des éléments finis .....	57
5.2 Analyse de l'interaction sol-pieu par le code PLAXIS .....	58
5.2.1 Option par défaut et solutions approchées .....	58
5.2.2 Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles .....	60
5.2.3 Modélisation numérique du système sol-pieu.....	61
5.2.4 Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS.....	64
<b>6 Résultats et analyse paramétrique</b> .....	74
6.1 Définition des paramètres de l'étude .....	74
6.1.1 Paramètres sol-pieu .....	75
6.1.2 Formulation du modèle numérique.....	75
6.2 Validation du modèle numérique .....	78
6.2.1 Cas d'un sol uniforme linéaire élastique ....	78
6.2.2 Cas d'un sol uniforme non linéaire élasto-plastique.....	79
6.2.3 Cas d'un sol multicouche non linéaire élasto-plastique.....	81
6.3 Comportement non linéaire du pieu dans un sol uniforme.....	84
6.3.1 Etude du déplacement non linéaire du pieu.....	84

---

6.3.1.1 Effet de la non-linéarité.....	86
6.3.1.2 Effet du rapport d'élanement du Pieu.....	86
6.3.2 Etude de la pression latérale du sol.....	88
6.3.2.1 Effet du chargement latéral.....	88
6.3.2.2 Effet du rapport d'élanement du pieu.....	89
6.4 Comportement non linéaire du pieu dans un sol multicouche.....	90
6.4.1 Etude du déplacement non linéaire du pieu.....	90
6.4.1.1 Effet de la non-linéarité.....	92
6.4.1.2 Effet du rapport d'élanement du pieu.....	93
6.4.1.3 Effet du chargement latéral.....	94
6.4.2 Etude de la pression latérale du sol.....	95
6.4.2.1 Effet de la non-linéarité.....	95
6.4.2.2 .Effet du chargement latéral.....	96
<b>7 Conclusion générale.....</b>	<b>99</b>
<b>Références bibliographiques .....</b>	<b>103</b>

***Chapitre 1 :***

***Introduction Générale***

# 1. Introduction Générale

## 1.1 Généralités

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

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

On peut voir ci-dessous quelques exemples de chargements latéraux que l'on rencontre souvent dans la pratique : cas de stabilisation d'un remblai (Figure 1.1-a), et le cas d'un pont routier (Figure 1.1-b).

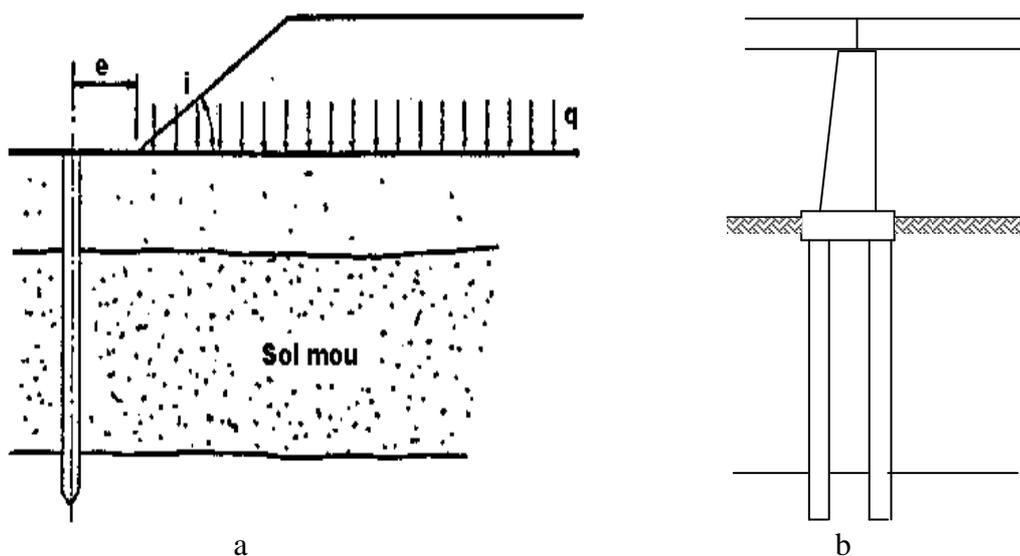


Figure.1. 1 : Exemples de pieux sollicités horizontalement  
a-. Stabilisation d'un talus par pieux  
b- Pont routier : culée

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

Jusqu'à un passé récent, la conception des pieux soumis à des charges latérales se faisait par des méthodes de calcul approximatif dans lesquelles le comportement du sol est pris linéaire (élastique). Une manière simple de résoudre le problème des pieux soumis à des pressions latérales consiste à introduire tout le long des pieux une réaction répartie du sol agissant selon la loi de Winkler.

Mais ces dernières années, à cause du développement des moyens de calcul numériques, les études sont de plus en plus effectuées dans le domaine non linéaire qui représente mieux le comportement réel du sol et les solutions analytiques ne sont pas faciles à formuler

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. Cette méthode tire sa puissance de son adaptation facile aux problèmes de géométries complexes et de fortes hétérogénéités. A cause de la nature infinie du sol, pour l'application de la méthode pour ce type de problème on doit utiliser des frontières appropriées, avec les conditions aux limites correspondantes.

La méthode des éléments discrets limite la discrétisation à une partie de la frontière du milieu infini et le nombre d'éléments à utiliser devient très réduit, ce qui permet un gain de mémoire et de temps de calcul. Elle est mieux adaptée pour les problèmes d'interaction sol-structure Cette méthode présente certains inconvénients

qui se résume en : son adaptation difficile aux problèmes non-linéaires, de fortes hétérogénéités matérielles et de géométries complexes.

Une approche alternative a été développée et consiste en la combinaison des deux méthodes (éléments finis, éléments frontières) afin de pouvoir tirer profit de leurs avantages et éliminer leurs inconvénients individuels. Cette technique a été intensivement utilisée par plusieurs chercheurs, pour l'étude des problèmes complexes d'interaction sol-structure. Dans cette approche le pieu est modélisé par des éléments frontières et le sol par éléments finis.

## 1.2 Présentation du sujet

Dans cette thèse, on utilise une modélisation en éléments finis pour étudier la réponse non linéaire d'un pieu placé dans deux types de sol, un sol uniforme et un sol multicouches, soumis dans le sens horizontale à un effort latéral  $H$ . Le modèle du système sol-pieu est simulé par la méthode numérique des éléments finis.

Le modèle sol-pieu utilisé dans cette étude est montré sur la figure 1.2.

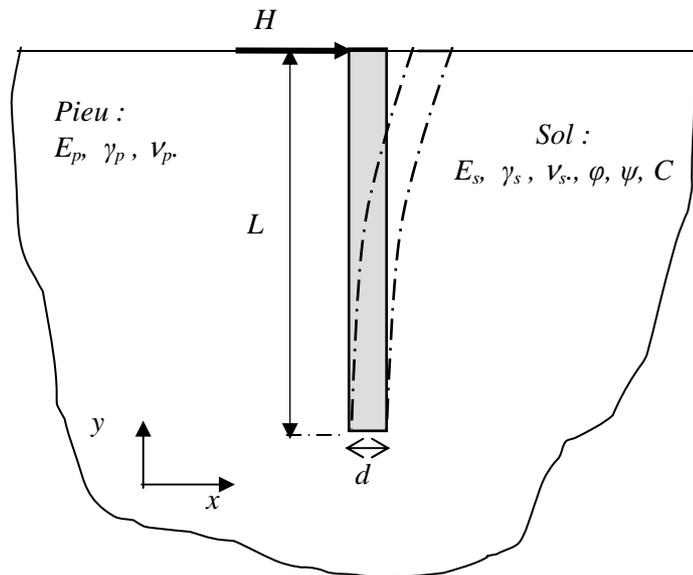


Figure. 1.2 : Modélisation du système sol-pieu

Le pieu est supposé en béton armé de poids unitaire  $\gamma_p$  de section carrée ou circulaire de la longueur  $L$  et diamètre ou de côté  $d$ . Le comportement du pieu est considéré élastique linéaire impliquant deux paramètres élastiques, à savoir  $E_p$  module de Young et le coefficient de Poisson  $\nu_p$ . Le comportement non-linéaire du

sol, est modélisé par le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb. Ce modèle est bien connu, il est basé sur les paramètres du sol à savoir : un module de Young,  $E_s$ , un coefficient de Poisson,  $\nu_s$ , la cohésion  $C$ , un angle de frottement,  $\varphi$  et un angle de dilatance,  $\psi$ . Pour le modèle linéaire de référence, le sol est modélisé comme milieu élastique homogène.

L'objectif de l'étude est l'analyse non linéaire de la réponse d'un pieu sous sollicitations latérales.

### 1.3 Plan d'étude

Le travail, de cette thèse se divise comme suit :

Après une introduction générale présentant le thème, le chapitre 2 est consacré à des notions générales qui concernent les fondations sur les pieux pour les charges axiales et pour les charges latérales

Le chapitre 3 présente une étude bibliographique sur le comportement non linéaire des sols. On expose les modèles rhéologiques, le comportement élastoplastique, notion de surface de charge, notion d'écrouissage, notion loi d'écoulement, les différents critères de rupture et la formulation en élasto-plasticité. On présente aussi les méthodes de résolution des problèmes à non linéarité matérielle en exposant le type de non linéarité.

Le chapitre 4 présente les méthodes analytiques et numériques utilisées dans le calcul de la réponse linéaire et la réponse non linéaire des pieux qui sont soumis à un chargement latéral.

Dans le chapitre 5 on présente la méthode qu'on a utilisé pour déterminer la réponse non linéaire des pieux qui sont soumis à un chargement latéral. Cette approche, est basée sur la méthode des éléments finis, avec des simulations numériques du modèle de calcul sur Plaxis. Ce chapitre contient la modélisation des pieux, au choix des éléments finis, au calcul des contraintes à l'intérieur des éléments finis et aux conseils pour la réalisation des maillages, aux modèles de comportement utilisés dans plaxis, ainsi qu'à la présentation général du programme de calcul numérique.

Le chapitre 6 est consacré à la validation du modèle numérique, ainsi qu'à l'analyse paramétrique effectuée pour un pieu soumis à un chargement latéral et placé dans un sol uniforme ou multicouche. Le sol peut avoir un comportement

linéaire ou non linéaire. Les résultats numériques obtenus par cette étude concernent, le déplacement à la tête du pieu, les déplacements le long de la longueur du pieu ainsi que l'étude de la pression latérale du sol. L'étude a été réalisée pour analyser l'effet du non linéarité, l'effet du chargement  $H$ , l'effet du rapport d'élancement du pieu  $L/d$ , sur la réponse du pieu.

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

**Chapitre 2 :**

***Généralités sur les fondations sur  
pieux***

## 2. Généralités sur les fondations sur pieux

### 2.1 Généralités

On présente dans ce chapitre quelques connaissances générales sur les fondations sur des pieux. D'après le D.T.R. BC 2.33.2 (1994), une fondation est considérée comme profonde lorsque  $L/d \geq 6$  et  $L \geq 3m$ , avec  $L$  : longueur du pieu et  $d$  : diamètre du pieu.

Un pieu est une fondation profonde qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de bonne caractéristiques mécaniques pour avoir une bonne résistance du sol, éviter alors la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs acceptables. En général, les pieux traversent une ou plusieurs couches et vont être ancrés dans la couche de bonnes caractéristique mécaniques, appelé couche d'ancrage.

Les caractéristiques mécaniques de ces matériaux sont plus élevées comparées avec celles des sols. Pour cette raison, le matériau constituant les pieux sont fréquemment considérés comme élastique pour les sollicitations habituelles.

Le comportement de ces matériaux peut être décrit simplement par la loi de Hook Pour dimensionner le pieu on a besoin seulement de 2 paramètres : le module de Young et le coefficient de Poisson du matériau.

Les pieux sont généralement utilisés comme fondations profondes pour les grands ouvrages tels que les centrales nucléaires, les ponts, les tours, les structures offshores ou lorsque les couches de sol proches de la surface présentent des caractéristiques mécaniques faibles. Les sollicitations s'exerçant sur une fondation profonde sont de deux types :

- Sollicitations dues à la superstructure
- Sollicitations dues au sol en contact avec la fondation (action de freinages, poussée horizontale des terres, séisme, etc.....)

La capacité portante d'un pieu est le minimum des deux valeurs suivantes (Prakash et Sharma, 1990) :

- La charge admissible obtenue par division de la charge ultime de rupture par un coefficient de sécurité.
- La charge correspondant à un déplacement admissible.

Les méthodes de calcul de la capacité portante des pieux dépendent de deux facteurs importants : le type de sol où sont placés le pieu et la nature de la charge appliquée sur le pieu (verticale ou horizontale). On distingue plusieurs types de pieux. Traditionnellement les pieux sont classés (Frank 1999), soit suivant la nature du matériau constitutif (bois, métal, béton,...), soit suivant le mode de leur placement dans le sol (pieux battus, pieux forés). Les charges supportées par les pieux peuvent être des charges axiales ou latérales ;

## 2.2 Pieu isolé sous charges axiales

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

- la charge limite de pointe  $Q_{pl}$  qui représente, le poinçonnement du sol sous la base du pieu
- la charge limite  $Q_{sl}$  mobilisable par frottement entre le fût du pieu et le sol. La charge limite  $Q_l$  du pieu qui correspond à la rupture du sol est la somme de ces 2 charges limites

$$Q_l = Q_{pl} + Q_{sl} \quad (2.1)$$

La charge limite de pointe ( $Q_{pl}$ ), s'exprime :

$$Q_{pl} = q_{pl} \cdot A_p$$

$q_{pl}$  : la résistance unitaire du sol sous la pointe

$A_p$  : la section droite de la pointe.

La charge limite par frottement ( $Q_{sl}$ )

$$Q_{sl} = p \sum_{i=1}^n h_i q_{sli}$$

$q_{sli}$  : la résistance unitaire du sol due au frottement latéral dans de la couche  $i$

$p$  : le périmètre du pieu.

$n$  : le nombre de couches traversées par le pieu.

Les méthodes de calcul à partir des essais de laboratoire reposent sur la détermination des caractéristiques de cisaillement :

- Caractéristiques effectives : ( $c'$  et  $\varphi'$ ) pour les sols pulvérulents (sables, gravier), les argiles surconsolidées et les marnes.
- Caractéristiques apparentes : ( $c_u$  et  $\varphi_u=0$ ) pour les argiles et limons saturés.

Les valeurs de ces résistances sont très variables avec ces paramètres. Cependant, les dimensionnements basés sur les résultats des essais en place, sont plus fiables.

Les méthodes de calcul de la capacité portante des pieux sont basées sur les essais in-situ classiques qui sont :

- Le pénétromètre statique
- Le pressiomètre
- L'essai SPT (Standard Pénétration Test)
- Le pénétromètre dynamique
- Essai de battage

## 2.3 Pieu isolé sous sollicitations latérales :

### 2.3.1 Réaction du sol dues à des efforts en tête du pieu :

Considérons une section de profondeur  $z$  (figure 2.1), à l'état de repos, la section est soumise à la pression latérale des terres au repos  $P_0$ , dont la résultante est nulle. Sous ces charges, cette section subit un déplacement horizontal  $Y$ . Les pressions sont de ce fait modifiées et deviennent  $P_c$ . Par définition, on appelle réaction latérale la différence, en un point donné, entre la pression sous charge et la pression au repos.

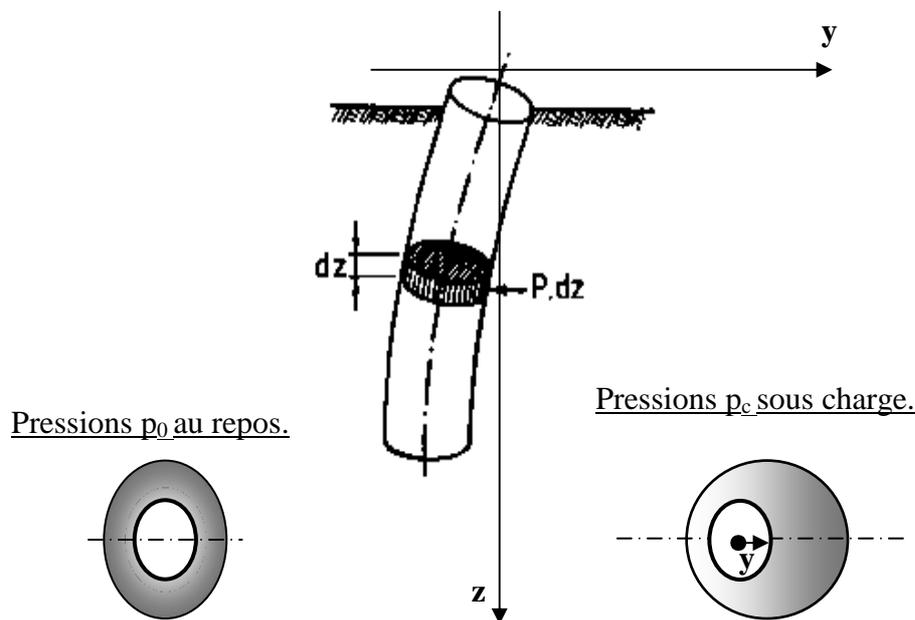


Figure 2.1. Pression et réaction (Bagluelin et al. 1972).

En pratique on peut définir deux zones de réactions frontales avant et arrière, où les réactions sont essentiellement normales à la surface du pieu, et deux zones de frottement latéral où elle est essentiellement tangentielle. Notons que les réactions frontales avant

résultent d'un accroissement des pressions tandis que les réactions frontales arrière sont dues à une diminution des pressions.

Lorsqu'un pieu vertical est sollicité par un effort horizontal  $H$  ou un moment  $M$  en tête sa stabilité ne peut être assurée que par mobilisation des efforts de réaction latérale du sol sur le fût du pieu (figure 2.2).

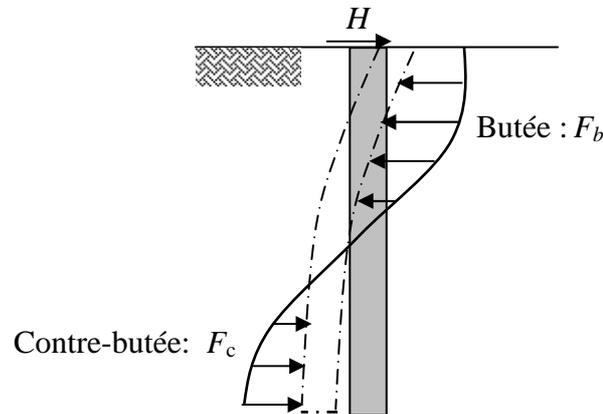


Figure 2.2 Pieu mobilisant la réaction du sol (Bourgez et Frank, 1992).

Sous l'action d'une charge horizontale, on distingue différents cas (Leonards, 1968) :

- les pieux courts faiblement encastrés dans le sol, tournent d'un point neutre, sans pratiquement fléchir, cette particularité permet de les considérer comme des pieux absolument rigides.
- Lorsque la profondeur d'encastrement du pieu augmente celui-ci entre dans le domaine des pieux de rigidité finie, dans lequel, simultanément à la rotation, il subit une flexion que l'on ne peut négliger,
- enfin un troisième cas correspond à une assez grande profondeur d'encastrement du pieu dans le sol, lorsque sa rotation est petite et qu'il subit seulement de la flexion, l'état de contrainte et de déformation du pieu passe d'un cas à l'autre, en fonction de sa profondeur d'encastrement et de sa rigidité.

Il existe deux types de problèmes concernant les pieux qui sont soumis à des sollicitations latérales. Ce sont les cas des pieux actifs et les pieux passifs.

### 2.3.2 Pieux actifs

#### Equilibre limite inférieur ou poussée :

Dans ce cas le pieu est sollicité en tête par des constructions et chargés de transmettre des sollicitations latérales au sol. Les efforts transmis par les constructions aux pieux sont des forces horizontales  $H$  et des moments  $M$  en tête. Il résulte alors des déplacements horizontaux des pieux. On parle dans ce cas de pieux actifs.

Lorsqu'un sol pulvérulent, limité par un terre-plein horizontal, est en état d'équilibre limite inférieur, il tend à descendre. Ce sol exerce sur les facettes verticales une pression horizontale on dit que le sol est à l'état actif ou en poussée (Costet et Sanglerat, 1975).

Lorsqu'un pieu vertical, infiniment lisse est enfoui dans ce sol, la contrainte qui s'exerce sur une facette verticale de ce pieu reste horizontale puisqu'il n'y a pas de frottement. Dans ce cas le sol à l'état actif, pousse le pieu et cause donc son déplacement. La contrainte agissant sur le pieu s'exprime par :

$$\sigma_a = Ka \gamma z \quad (2.2)$$

Où  $Ka$ , appelé coefficient de pression active des terres représente le rapport entre la contrainte  $\sigma_a$  agissant sur le pieu et la contrainte verticale  $\sigma_z$  due au poids des terres. IL s'exprime par :

$$Ka = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (2.3)$$

### 2.3.3 Pieux passifs :

#### Equilibre limite supérieur ou butée :

Ce cas se présente si le pieu est soumis à des efforts latéraux le long de leur fût sous l'effet de déplacements horizontaux du sol avoisinant. Dans ce cas, ce sont les déplacements qui provoquent les sollicitations. On parle alors de pieux passifs. C'est le cas par exemple des murs de soutènement ou les culées de ponts.

De la même manière, l'introduction dans un massif pulvérulent limité par un terre-plein horizontal et en état d'équilibre limite supérieur, d'un pieu vertical infiniment lisse. On trouve que la contrainte principale horizontale vaut :

$$\sigma_p = Kp \gamma z \quad (2.4)$$

$Kp$  est le rapport entre la contrainte  $\sigma_a$  agissant sur le pieu et la contrainte verticale  $\sigma_z$  et que ce rapport cette fois le coefficient de butée de Rankine :

$$Kp = \tan g^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.5)$$

Dans ces conditions on dit que le sol se trouve à l'état d'équilibre passif.

### 2.3.4 Relation entre contrainte horizontale et verticale :

Le pieu sera donc soumis à une contrainte totale, qui met le pieu en mouvement de rotation.

La résistance totale du sol à la rotation du pieu est pour cette raison prise en général égale à :

$$\sigma_p - \sigma_a = \gamma z \left( \tan g^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - \tan g^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) \quad (2.6)$$

Le rapport entre la contrainte  $\sigma_h$  agissant sur le pieu et la contrainte verticale  $\sigma_z$  due au poids des terres, calculé à l'état limite est appelé coefficient de pression active des terres, ou coefficient de poussée de Rankine. On dit aussi que le sol se trouve à l'état actif

$$Ka = \frac{\sigma_h}{\sigma_z} \quad (2.7)$$

Le coefficient K de pression des terres est représenté en fonction du déplacement  $\delta$  par l'une des deux droites horizontales représentant respectivement les coefficients de poussées  $Ka$  et de butée  $Kp$  atteints respectivement pour des déplacements vers le vide, et vers le sol par un segment de droite incliné coupant les ordonnées à  $K_0$  (Figure 2.3).

Dans ce cas, les droites horizontales représentent respectivement les pressions limites de poussée  $\sigma_{ha}$  et de butée  $\sigma_{hp}$ , mais le segment de la droite incliné a précisément une pente correspondant au module de réaction horizontale  $k_h = \sigma_h / \delta$  dans le domaine du comportement élastique.  $\delta$  est le déplacement horizontal de la structure. Ce diagramme est appelé courbe de réaction. Les valeurs limites en ordonnées sont théoriquement proportionnelles à la contrainte verticale effective. Le calcul du comportement des pieux sollicités latéralement se fait à partir de ces courbes de réaction

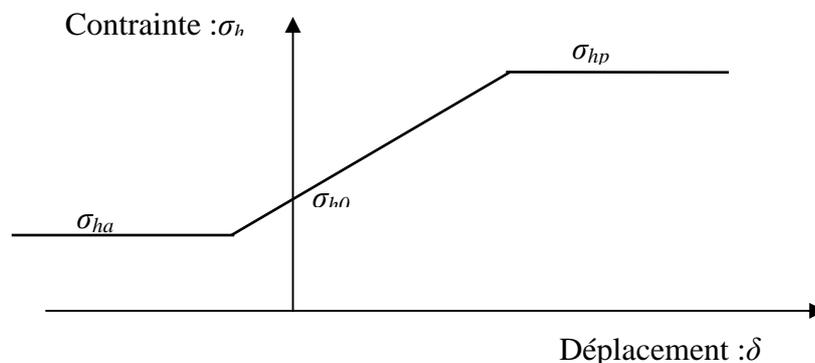


Figure 2.3 : Courbe de réaction du sol

**Chapitre 3 :**

***Modélisation non linéaire du  
comportement du sol***

## 3. Modélisation non linéaire du comportement du sol

### 3.1 Méthode de construction d'une loi de comportement :

Les matériaux en Génie Civil sont assimilés à des milieux continus, qui sont soumis à un certain nombre de principes généraux de la physique et de la mécanique (la conservation de l'énergie, la conservation de la quantité de mouvement, etc...). L'objet de la loi de comportement est de caractériser l'évolution du matériau sous l'effet d'actions extérieures données. La diversité et la complexité des comportements des matériaux ont amené les rhéologues à distinguer un grand nombre de comportements tels que l'élasticité, la viscoélasticité, la plasticité et leurs combinaisons.

Elaborer un modèle de comportement pour un matériau consiste à construire une relation fonctionnelle permettant d'exprimer les efforts intérieurs, représentés par les contraintes, en fonction des grandeurs cinématiques décrivant la déformation du milieu étudié. Le comportement d'un matériau est complètement caractérisé lorsque l'on peut prévoir l'état des contraintes ( $\sigma_{ij}$ ) lorsque l'on connaît l'histoire des déformations ( $\varepsilon_{ij}$ ). La détermination expérimentale quantitative d'une loi de comportement doit être effectuée en quatre étapes :

- Détermination des types de modèles dont relève le comportement étudié, des expériences quantitatives permettent d'identifier les principaux caractères du comportement du matériau.
- Ecriture formelle d'une loi de comportement adaptée aux divers caractères identifiés.
- Détermination des fonctions mathématiques intervenant dans la définition de la fonctionnelle de comportement et détermination quantitative des valeurs numériques des paramètres.
- Détermination du domaine de validité de la fonctionnelle ainsi définie.

Une bonne loi doit admettre une forme suffisamment simple pour être utilisable et une forme adaptée à son introduction dans un code de calcul numérique en déformation. De plus, la loi doit comporter un nombre limité de paramètres, ces paramètres devant être facilement identifiables sur des essais en laboratoire.

### 3.2 Lois de comportement élastique :

Lorsque dans un essai, la courbe effort - déformation est la même en chargement et en déchargement, le comportement du matériau est dit élastique. La relation comportementale s'exprime par une fonction tensorielle ( $F_{ij}$ ), dont la forme dépend de la configuration de référence choisie est telle que :

$$\sigma_{ij} = F_{ij}(\varepsilon_{kl}) \quad (3.1)$$

Le comportement élastique peut être linéaire : le tenseur des déformations est proportionnel au tenseur des contraintes au cours des sollicitations. Le comportement élastique peut être non linéaire : les essais montrent généralement que la courbe effort - déformation devient rapidement non linéaire. En réalité, le comportement linéaire constitue seulement une approximation du comportement réversible des matériaux (où à petites déformations).

Au-delà de la limite d'élasticité, la courbe effort - déformation en déchargement est différente de la courbe suivie en chargement. Lorsque la déformation n'est plus réversible, le comportement est dit inélastique. De plus, à partir d'un certain niveau de chargement correspondant à une limite d'élasticité initiale, la limite d'élasticité évolue en fonction des sollicitations appliquées : c'est le phénomène de l'écrouissage (Figure 3.1).

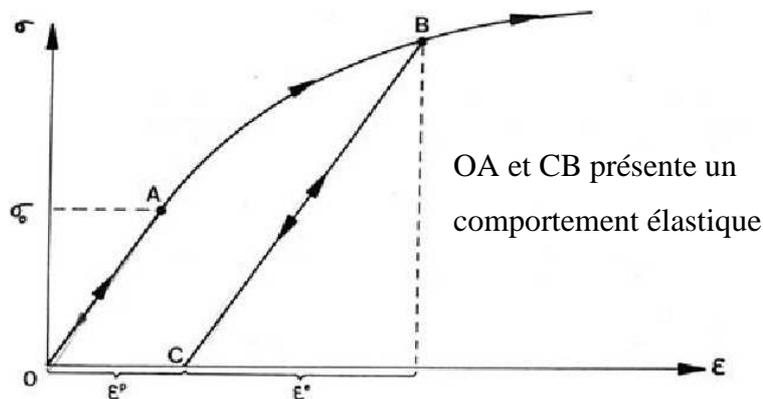


Figure 3.1 : Phénomène d'écrouissage

### 3.2.1 Comportement élastique linéaire isotrope (loi de Hooke) :

Un comportement élastique linéaire signifie que le tenseur de déformation reste proportionnel au tenseur des contraintes au cours du chargement. Un matériau est dit isotrope si toutes les directions sont équivalentes. Les relations gouvernant l'élasticité linéaire sont les suivantes (cas tridimensionnel) :

$$\varepsilon_{ij} = (1 + \nu)\sigma_{ij} / E - \nu \text{tr}(\sigma_{kl})\delta_{ij} / E$$

$$\sigma_{ij} = 2\mu\varepsilon_{ij} + \lambda \text{tr}(\varepsilon_{kl})\delta_{ij}$$

Où le paramètre E représente le module d'Young,  $\nu$  le coefficient de Poisson,  $\lambda$  et  $\mu$  les coefficients de Lamé,  $\delta_{ij}$  symbole de Kronecher ( $\delta_{ii}=1$ ,  $\delta_{ij}=0$ , si  $i \neq j$ )

Les relations entre les paramètres de comportement sont suivantes (en 3D) :

$$\lambda = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad \mu = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$E = \frac{\mu(3\lambda + 2\mu)}{\lambda + \mu} \quad \nu = \frac{\lambda}{2(\lambda + \mu)}$$

Les coefficients E et  $\nu$  sont soumis aux conditions suivantes :

$$E > 0 \quad -1 < \nu < 0.5$$

La loi de comportement peut être appliquée aux invariants des tenseurs de déformation et de contraintes :

$$\text{tr} \sigma_{ij} = E \text{tr}(\varepsilon_{ij}) / (1 - 2\nu) \quad J_2(\sigma_{ij}) = (1 + \nu) J_2(\varepsilon_{ij}) / E$$

$$J_2(\varepsilon_{ij}) = 3\gamma_{oct}^2 / 2$$

$$\gamma_{oct} = \sqrt{\frac{1}{9} [(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2]}$$

Où introduisant la contrainte moyenne p et le déviateur des contraintes :

$$p = -I_1(\sigma_{ij}) / 3 \quad q = (3J_2(\sigma_{ij}))^{1/2}$$

Où K est module volumique, G le module de cisaillement et  $\gamma_{oct}$  est la déformation de cisaillement octaédrique.

Les relations entre les paramètres de comportement K, G, E et  $\nu$  sont suivantes :

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

### 3.2.2 Module et coefficient de Poisson des matériaux isotropes :

La détermination du module d'Young et du coefficient de Poisson d'un matériau est effectuée en estimant les tangentes initiales aux courbes de  $(\sigma-\varepsilon)$  obtenues à l'essai triaxial axisymétrique (Figure 3.2). Si  $Oz$  représente l'axe de compression et  $Ox$  et  $Oy$  les deux axes dans le plan de l'échantillon cylindrique, les déformations  $\varepsilon_{xx}$  et  $\varepsilon_{yy}$  sont égales et principales, on obtient les relations suivantes :

$$E = \frac{\Delta q}{\Delta \varepsilon_{zz}}$$

$$\nu = \frac{\Delta \varepsilon_{xx}}{\Delta \varepsilon_{zz}}$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = \varepsilon_{xx} = \varepsilon_{yy}$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{zz}$$

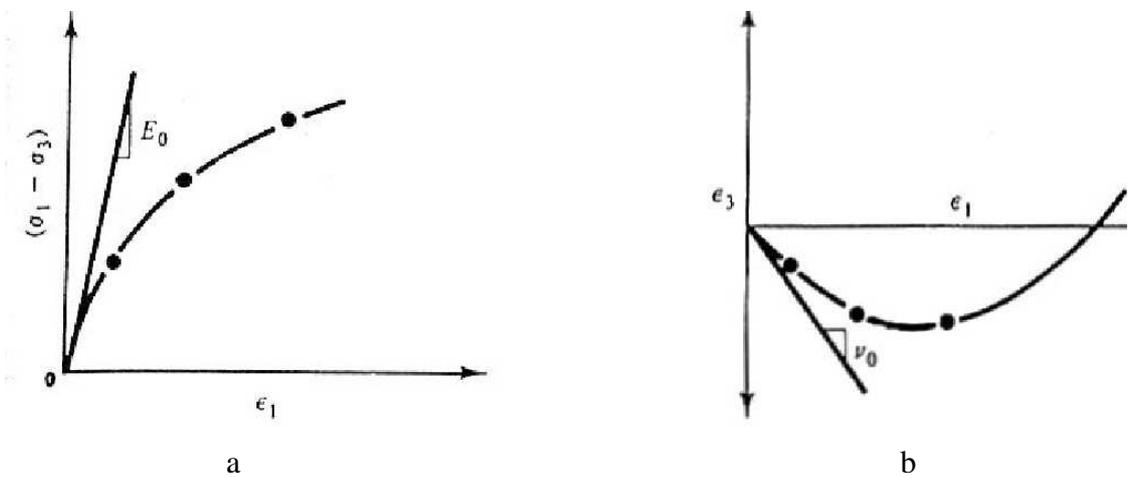


Figure 3.2 : Détermination des caractéristiques élastiques,

a- Module de Young,

b- Coefficient de Poisson

## 1.1 Lois élastiques non linéaires incrémentales :

Des lois sont dites incrémentales non linéaires si elles décrivent, dans leur expression, les déformations irréversibles sans faire appel à des critères de charge-décharge.

La non-linéarité du comportement des matériaux est un fait expérimentalement bien défini, surtout pour les sols. Les essais sur le sol montrent que dès les premiers chargements on observe une non-proportionnalité entre les contraintes et les déformations que subit l'échantillon.

L'écriture générale d'une loi de comportement sous forme incrémentale est difficile car il faut définir des vitesses de contraintes et de déformations respectant le principe d'indifférence matérielle. C'est pour cette raison que l'utilisation d'une loi de comportement incrémentale est appliquée que dans le cas de petites déformations, pour lesquelles les problèmes de la définition des vitesses ne se posent plus dans les mêmes termes.

La formulation incrémentale de la loi de comportement est obtenue en supposant qu'une petite sollicitation appliquée, pendant un temps  $dt$ , induit une petite réponse déterminée et unique. Il existe une fonction tensorielle  $F$  telle que :

$$F(d\varepsilon_{ij}, d\sigma_{ij}, dt) = 0 \quad (3.2)$$

Plusieurs types de lois élastiques non linéaires ont été développés : quasi-linéaire, non linéaires continues (hypoélastiques et hyperélastiques). Parmi ces lois la plus connue est la loi Duncan [1980] qui se base sur une approximation hyperbolique des courbes de comportement contrainte-déformation obtenues dans un essai triaxial de compression drainée.

### 1.1.1 Loi élastique non linéaire incrémentale de type hypoélastique :

La formulation de type hypoélastique est utilisée pour décrire mathématiquement le comportement des matériaux, dans le cas où l'état de contrainte dépendrait de l'état actuel de déformation et du chemin de chargement. Pour cette raison les modules élastiques tangents sont considérés. En mécanique des sols il existe deux catégories de méthodes hypoélastiques :

- Les modèles hyperboliques, c'est à dire une représentation linéaire élastique par morceaux Kondner [1963].
- Les modèles à modules variables (Duncan et Chang [1970], Janbu [1963]) Selon cette approche, la relation incrémentale entre contrainte et déformation peut s'écrire, lors du  $m^{\text{ième}}$  incrément de contrainte  $\{d\sigma_m\}$  et de déformation  $\{d\varepsilon_m\}$  :

$$\{d\sigma_m\} = [Ct_m] \{d\varepsilon_m\} \quad (3.3)$$

Où  $[Ct_m]$  est la matrice de rigidité incrémentale associée à cette étape de chargement (différent donc d'un incrément à l'autre et d'un point à l'autre); la relation précédente peut se mettre sous la forme dans le cas d'un problème en déformation plane :

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\tau_{xy} \end{Bmatrix}_m = \left( \frac{3K}{9K-E} \right)_m \begin{bmatrix} 3K+E & 3K-E & 0 \\ 3K-E & 3K+E & 0 \\ 0 & 0 & E \end{bmatrix}_m \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\varepsilon_{xy} \end{Bmatrix}_m \quad (3.4)$$

Les deux paramètres  $E$  et  $K$  seront réévalués à chaque incrément et en chaque point, en fonction des contraintes actuelles et du chemin de chargement.

### 1.1.2 Le modèle hyperbolique :

A partir de résultats d'essais triaxiaux, une relation hyperbolique a été proposée par Kondner [1963] pour décrire le comportement des sols (Figure3. 3).

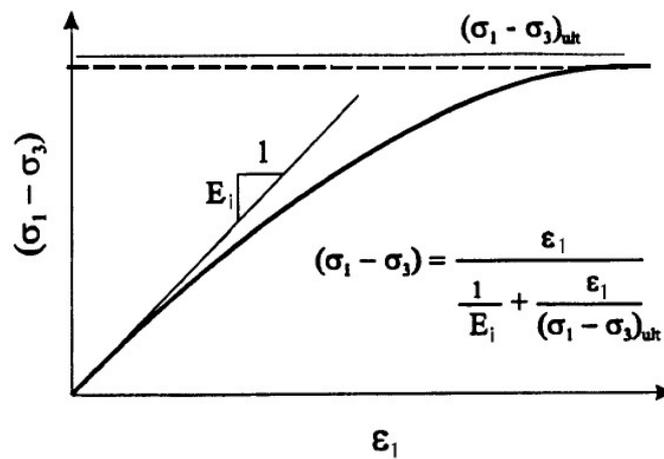


Figure 3.3: Représentation de la loi hyperbolique (triaxial).

Cette relation s'exprime sous la forme :

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon_1}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (3.5)$$

$E$  est le module d'Young

$\varepsilon_1$  la déformation axiale

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  la valeur asymptotique de la contrainte déviatorique  $(\sigma_1 - \sigma_3)$ .

$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  contrainte deviatorique à la rupture avec la valeur de  $\sigma_3$  appliquée

$\sigma_1$  et  $\sigma_3$  représentant les contraintes principales extrêmes ( $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ )

Les valeurs de  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  et de  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ , déviateur à la rupture (ou résistance déviatorique à la Compression) du sol, sont liés par le rapport constant de rupture  $R_f$ , tel que :

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = R_f (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \quad (3.6)$$

Le coefficient de rupture  $R_f$  est compris habituellement entre 0,6 et 0,9. Duncan et Chang [1970] déterminent le déviateur à la rupture  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  par le critère de Mohr-Coulomb:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (3.7)$$

Où

$c$  est la cohésion du sol

$\varphi$  est son angle de frottement interne

Duncan et Chang [1970] permettent également la variation de  $\varphi$  en fonction de  $\sigma_3$  selon la relation :

$$\varphi = \varphi_0 - \Delta\varphi \log_{10} \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right) \quad (3.8)$$

Où

$\varphi_0$  est l'angle de frottement interne du sol

$P_a$  est la pression atmosphérique de référence

$\Delta\varphi$  est la réduction supplémentaire de l'angle de frottement à chaque fois que  $\sigma_3$  augmente 10 fois.

### 1.1.3 Le modèle hyperbolique à module variable :

Duncan et Chang [1970] ont complété la loi hyperbolique proposée par Kondner en y introduisant le module tangent initial proposé par Janbu [1963] :

$$E_i = K_{ch} P_{atm} \left( \frac{\sigma_3}{P_{atm}} \right)^n \quad (3.9)$$

Où  $K_{ch}$  et  $n$  sont des paramètres obtenus à partir de résultats d'essais triaxiaux (Figure 3. 4) :

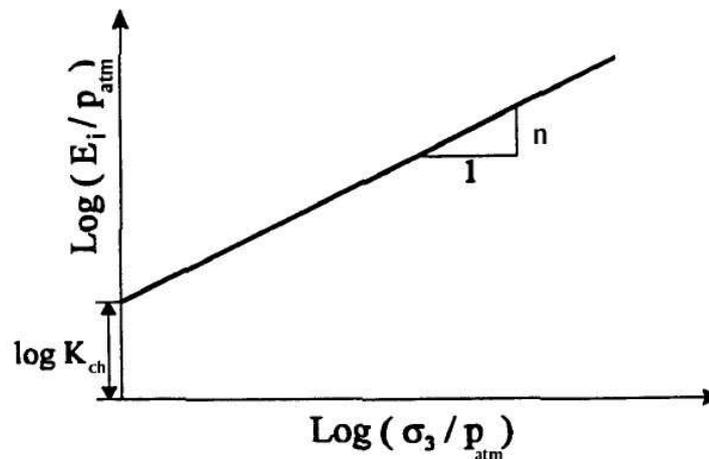


Figure 3.4 : Méthode de calcul des paramètres  $K_{ch}$  et  $n$  (Janbu 1963).

En déchargement et en rechargement, le module se calcule selon :

$$E_{ur} = K_{ur} P_{atm} \left( \frac{\sigma_3}{P_{atm}} \right)^n \quad (3.10)$$

Où  $K_{ur}$  est généralement plus grand que la constante  $K_{ch}$  (Figure 3. 5).

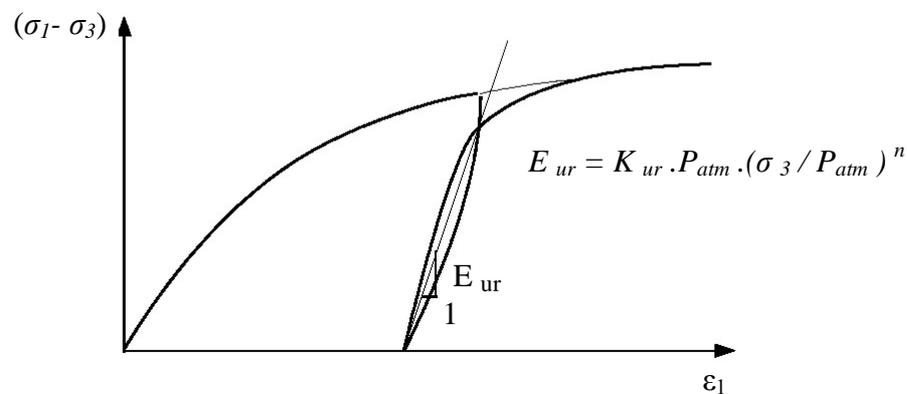


Figure 3.5 : La relation contraintes-déformations en cas de chargement-déchargement dans un triaxial (Duncan et al. 1980).

### 1.1.4 Loi élastique non linéaire incrémentale de type hyperélastique :

Un modèle est dit hyperélastique si la dissipation intrinsèque est toujours identiquement nulle. On peut alors montrer que la relation de comportement se met sous la forme :

$$\sigma_{ij} = \frac{\partial W(\varepsilon_{kl})}{\partial \varepsilon_{ij}} \quad (3.11)$$

Où  $W$  est l'énergie libre du matériau.

De la même façon on peut définir une énergie complémentaire  $\Omega(\sigma_{ij})$  qui est seulement fonction du tenseur de contrainte  $\sigma_{ij}$ , telle que :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{\partial \Omega(\sigma_{kl})}{\partial \sigma_{ij}} \quad (3.12)$$

Un modèle hyperélastique est donc caractérisé à partir de la donnée de l'énergie libre  $W(\varepsilon_{ij})$  ou de l'énergie complémentaire  $\Omega(\sigma_{ij})$ .

Les deux équations précédentes peuvent être écrites sous forme matricielle :

$$\begin{aligned} \sigma_{ij} &= C_{ijkl} \varepsilon_{kl} \\ \varepsilon_{ij} &= D_{ijkl} \sigma_{kl} \end{aligned} \quad (3.13)$$

Les tenseurs du quatrième ordre  $C_{ijkl}$  et  $D_{ijkl}$  dépendent des états actuels de déformation et de contrainte.

## 1.2 Lois de comportement élastoplastiques :

La plupart des matériaux ont un comportement élastoplastique, qui est caractérisé par l'apparition de déformations élastiques et de déformations irréversibles. La décomposition usuelle mais qui n'est pas forcément la seule est la suivante :

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (3.14)$$

Avec  $\varepsilon$  les déformations totales,  $\varepsilon^e$  les déformations élastiques et  $\varepsilon^p$  les déformations plastiques.

Les modèles élastoplastiques sont basés sur quatre notions fondamentales :

- la surface de charge ;
- la règle d'écrouissage;
- la règle d'écoulement;
- le critère de rupture ;

### 1.2.1 Notion de surface de charge :

La frontière entre les deux domaines : un domaine élastique (partie réversible) et un domaine plastique (partie de déformations irréversibles), est caractérisée par une fonction scalaire  $F$  appelée fonction de charge. Cette fonction peut évoluer en cours des sollicitations avec une variable d'écrouissage jusqu'au critère de rupture :

$$F(\sigma_{ij}, \lambda, A_i) = 0 \quad (3.15)$$

Où

$\sigma_{ij}$  : tenseur des contraintes.

$\lambda$  : paramètre d'écrouissage isotrope en général fonction des déformations plastiques.

$A_i$  : paramètre d'écrouissage cinématique.

Trois cas de figure se présentent donc :

- $F < 0$  Intérieur de la surface, ce domaine est élastique.
- $F = 0$  Etat correspondant à la frontière du domaine
- $F > 0$  Etat correspondant à l'extérieur du domaine

Lorsque le point représentatif de l'état des contraintes atteint la surface de charge  $F = 0$ , deux cas de comportement élastoplastiques sont possibles :

- a) La surface de charge n'évolue pas et l'expression de la surface de charge ne contient donc pas de paramètre d'écrouissage.
- b) La surface de charge évolue au cours du chargement (modèle élastoplastique avec écrouissage).

### 1.2.2 Notion d'écrouissage :

Afin de mieux comprendre la notion d'écrouissage, nous allons nous placer dans le cas d'un essai de traction ou de compression uniaxiale (Figure 3.6)

Le long du chemin  $OA$  le comportement est élastique, c'est à dire que lors d'une décharge, on revient en  $O$ . Le point  $A$ , représentant le point limite au-delà duquel on n'a plus le comportement élastique correspond à une contrainte caractéristique dite "seuil" de plasticité initiale ou "limite élastique". Après l'avoir franchi, et si au point  $B$  par exemple, on décharge, le chemin de déchargement ne sera pas  $BAO$  mais  $BCD$ . La déformation qui reste  $OD = \varepsilon$  est une déformation irréversible, dite plastique. On est donc entré dans le domaine plastique.

Si on recharge, le chemin sera  $DEF$ ,  $F$  étant le prolongement du chemin  $OAB$ . Il rejoint alors le chemin du premier chargement.

Le long du chemin  $OA$  le comportement est élastique, c'est à dire que lors d'une décharge, on revient en  $O$ . Le point  $A$ , représentant le point limite au-delà duquel on n'a plus le comportement élastique correspond à une contrainte caractéristique dite "seuil" de plasticité initiale ou "limite élastique". Après l'avoir franchi, et si au point  $B$  par exemple, on décharge, le chemin de déchargement ne sera pas  $BAO$  mais  $BCD$ . La déformation qui reste  $OD = \varepsilon$  est une déformation irréversible, dite plastique. On est donc entré dans le domaine plastique. Si on recharge, le chemin sera  $DEF$ ,  $F$  étant le prolongement du chemin  $OAB$ . Il rejoint alors le chemin du premier chargement.

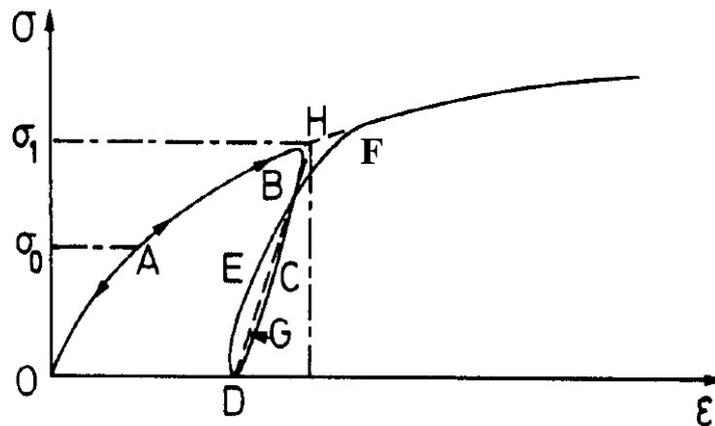


Figure 3.6 : Essai de compression uniaxiale.

On peut assimiler en général la courbe  $BCDEF$  à la droite  $DGH$  et admettre que les déformations sont réversibles le long de cette ligne. Le nouveau seuil de plasticité est alors le point  $H$  qui est plus élevé que le précédent ( $A$ ). Cette élévation du seuil de plasticité s'appelle écrouissage.

Le domaine élastique d'un matériau dépend donc de l'état d'écrouissage du matériau (équivalent à l'état de chargement). L'écrouissage du matériau se traduit par l'évolution de la surface du seuil de plasticité. On introduit donc une ou plusieurs variables supplémentaires, appelées variables d'écrouissage. Ces variables peuvent être choisies de façon arbitraire à condition qu'elles permettent de traduire l'évolution de l'état interne du milieu qui a subi des déformations plastiques. Ces variables peuvent être par exemple des scalaires fonction des déformations plastiques comme pour le modèle de Cam-Clay (Roscoe & Burland [1968]) qui utilise la déformation volumique plastique comme paramètre d'écrouissage, ou bien des tenseurs par exemple  $\varepsilon_{ij}$ .

### 1.2.3 Notion loi d'écoulement :

Soit  $(\sigma_{ij}, k)$  un état de contrainte et un état d'écrouissage correspondant à une étape de chargement donnée. Si cet état est tel que  $F(\sigma_{ij}, k) < 0$ , alors  $(\sigma_{ij})$  est à l'intérieur du domaine élastique actuel, la variation de la déformation est donc purement élastique :

$$d\boldsymbol{\varepsilon}_{ij} = d\boldsymbol{\varepsilon}_{ij}^e \quad (3.16)$$

Si cet état est tel que  $F(\sigma_{ij}, k) > 0$ , alors  $(\sigma_{ij})$  est sur la frontière du domaine, dans ce cas le comportement du matériau doit être décrit. Si l'état de contrainte actuel  $\sigma_{ij}$  est situé sur la surface de charge et à tendance à sortir de cette surface le matériau est considéré en chargement. De manière plus mathématique :

La règle d'écoulement plastique a pour objet d'exprimer  $(d\boldsymbol{\varepsilon}_{ij}^p)$  en fonction de  $(\sigma_{ij})$  et de l'état d'écrouissage  $k$ . L'incrément de déformation plastique  $(d\boldsymbol{\varepsilon}_{ij}^p)$  est caractérisé par sa direction et son amplitude, La direction de l'incrément de déformation plastique est perpendiculaire à la surface définissant le potentiel plastique  $G(\sigma_{ij}) = 0$ . Le vecteur incrément de déformations plastiques peut être exprimé par la règle d'écoulement suivante :

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{ij}^p = \dot{\lambda} \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} \quad \text{avec } \dot{\lambda} \geq 0 \quad (\text{multiplicateur plastique})$$

Si  $F = G + \text{constante}$ , la loi est dite associée.

Les différents cas de déchargement sont donnés sur le Tableau 3.1

**Tableau 3.1**

cas de déchargement	cas de chargement
$F(\sigma_{ij}, \lambda) = 0$ $\frac{\partial F(\sigma_{ij}, \lambda)}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} < 0$ <p>Les déformations totales sont élastiques :</p> $d\boldsymbol{\varepsilon} = d\boldsymbol{\varepsilon}^e \text{ et donc } d\boldsymbol{\varepsilon}^p = 0$ <p>C'est un cas de décharge et l'incrément de contrainte est dirigé vers l'intérieur du domaine élastique actuel.</p>	$F(\sigma_{ij}, \lambda) = 0$ $\frac{\partial F(\sigma_{ij}, \lambda)}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} > 0$ <p>Les déformations totales :</p> $d\boldsymbol{\varepsilon} = d\boldsymbol{\varepsilon}^e + d\boldsymbol{\varepsilon}^p$ <p>C'est un cas de chargement et l'incrément de contrainte est dirigé vers l'extérieur du domaine élastique actuel.</p>

### 3.5 Lois de comportement élastique parfaitement plastique :

Dans le modèle élastique parfaitement plastique la fonction de charge est confondue avec le critère de rupture. A l'intérieur de la surface de rupture ( $F < 0$ ), le comportement du matériau est supposé élastique linéaire isotrope ou anisotrope. Sur la surface de charge ( $F = 0$ ), le comportement est considéré comme parfaitement plastique.

Il existe plusieurs critères de rupture, qui ont été proposés, initialement développés pour les métaux et ont été utilisés pour les sols. A partir de ces critères il est possible de construire une loi de comportement élastique parfaitement plastique.

Le modèle de Mohr-Coulomb (voir chapitre 5) est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches tendres. Cette loi de comportement se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke ( $E, \nu$ ), une surface de charge  $F(\sigma_{ij})$  et un potentiel plastique  $G(\sigma_{ij})$ . Les règles d'écoulement sont non associées. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb et le potentiel plastique ne font pas intervenir la contrainte intermédiaire  $\sigma_2$ .

De manière générale, le modèle élastique parfaitement plastique constitue une approche acceptable pour analyser la rupture des sols dans les problèmes de fondations, stabilité de pentes, de tunnels, de soutènements. Les essais en laboratoire montrent qu'il est important de suivre la déformation au cours de la sollicitation et donc d'adopter un modèle élastoplastique plus complexe et capable de prendre en compte le phénomène d'écrouissage.

**Chapitre 4 :**

***Méthodes d'analyse des pieux  
sous chargement latéral***

## 4. Méthodes d'analyse des pieux sous chargement Latéral

### 4.1 Dimensionnement des pieux sous charges latérales :

On utilise les pieux comme fondations profondes dans plusieurs ouvrages qui sont soumis aux charges horizontales : structure de bâtiments, culées de pont, murs de soutènements, murs de quais, plates-formes marines, etc. Ces charges sont statiques ou dynamiques. La réponse d'un pieu soumis à une charge latérale est influencée par les caractéristiques mécaniques du pieu, par la nature et le comportement linéaire et non linéaire du sol et par la loi de chargement. Les paramètres à étudier lors du dimensionnement sont donc variés et nombreux. Ils concernent les conditions aux limites, la géométrie, la nature du pieu et du sol.

Une méthode efficace pour le dimensionnement nécessite donc :

- une loi de comportement du sol (linéaire ou non linéaire);
- modélisation de l'interaction sol-pieu (courbes P-y) : avec prise en compte de la géométrie du pieu et du sol ainsi que du mode de chargement et des conditions aux limites.
- programmation numérique et résolution du problème avec l'utilisation d'un logiciel de calcul ;

Dans la majorité des cas, le critère de dimensionnement n'est pas la capacité latérale ultime du pieu mais les déplacements maximum en tête. Sur ces bases, diverses méthodes ont été établies pour l'analyse de pieux sous charges latérales. En général, il existe 3 types de méthodes :

- Méthodes analytiques
- Méthodes numériques
- Méthodes expérimentales

## 4.2 Méthodes analytiques :

### 4.2.1 Méthode de Winkler

#### a. Equation différentielle :

La méthode de Winkler (1867) est la plus ancienne méthode analytique permettant de prédire la réaction latérale du sol. Elle suppose que le comportement du sol est linéaire et représenté par des séries de ressorts rapprochées sans couplages entre elles. Cette méthode est simple d'utilisation car Elle relie directement le comportement du sol (réaction ou pression  $p$ ) au comportement du pieu (déplacement  $y$ ) sous chargement latéral (figure 4.1).

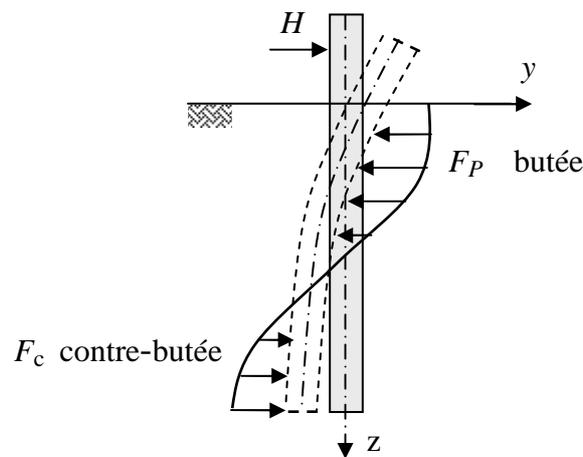


Figure.4.1 : Pieu mobilisant la réaction latérale du sol, (Frank et al, 1992).

Dans le modèle défini par Winkler, une poutre verticale sur une fondation élastique est utilisée, des ressorts horizontaux linéaires transmettent les efforts au sol. La pression  $p$  et le déplacement  $y$  en un point du massif sont reliés par un coefficient de réaction du sol, appelé  $k_h$  dans le cas d'un chargement horizontal :

$$p = k_h(z).y \quad (4.1)$$

Où  $k_h$  est exprimé en  $\text{N.m}^{-3}$

Cette équation est aussi exprimée sous la forme

$$p = E_S.y \quad (4.2)$$

Avec :

$P$  : réaction du sol par unité de longueur du pieu [ $\text{N/m}$ ]

$E_S$  : module de réaction du sol, ( $E_S = k_h.B$ ) [ $\text{N/m}^2$ ]

$B$  : diamètre ou largeur du pieu [ $\text{m}$ ]

Le pieu est idéalisé comme une poutre élastique chargée latéralement. Le sol est modélisé par des ressorts horizontaux, indépendants les uns des autres, et de raideur  $E_S$ . Ainsi le comportement du pieu est gouverné par l'équation d'une poutre sur appuis élastiques :

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} = -pB \quad (4.3)$$

$E_p$  : module d'élasticité du pieu

$I_p$  : moment d'inertie de la section transversale du pieu

$Z$  : profondeur dans le sol

Lorsqu'on néglige le chargement axial sur le pieu. d'après (4.1) et (4.3), l'équation décrivant le déplacement d'un pieu sous charge latérale est :

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + k_h(z).B.y = 0 \quad (4.4)$$

Les solutions de cette équation peuvent être obtenues soit par une méthode analytique soit par une méthode numérique.

#### **b. Module de réaction :**

La valeur du module de réaction est la difficulté principale de la méthode. Il dépend de nombreux paramètres ; rigidité du pieu, niveau du chargement, nature du sol, etc.

Hadjadji [1993] présente des formulations publiées dans la littérature. Il conclut que le module de réaction  $E_S$  du sol peut être déterminé à partir du module d'Young  $E$  par des essais en laboratoire ou à partir du module pressiométrique  $E_M$  par des essais en place. Ces valeurs sont :

Terzaghi (1955)

$$\frac{E_s}{E} = \frac{1}{1.35} = 0,74 \quad \text{pour les sables}$$

avec  $E = A.\gamma.z$  où  $\gamma$  est le poids volumique du sol et  $A$  est un coefficient adimensionnel fonction de la densité du sable.

Ménard, Bourdon et Gambin (1969)

$$\frac{E_s}{E_M} = \begin{cases} \frac{3}{\frac{2}{3} \left( \frac{B_0}{B} \right) \left( 2,65 \cdot \frac{B}{B_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha}{2}} & \text{pour } B > B_0 \\ \frac{18}{4 \cdot 2,65^\alpha + 3\alpha} & \text{pour } B < B_0 \end{cases}$$

Où  $B_0$  : Diamètre de référence égale à 0,6 m

$\alpha$  : Coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol

Poulos (1971)

$$\frac{E_s}{E} = 0,82$$

Gilbert [1995] relie aussi le module de réaction à la résistance de pointe  $Q_c$  de l'essai pénétrométrique par une formule empirique couramment utilisée :

$$E_s = 4,5 \cdot q_c$$

Dans le cas d'un sol homogène Frank [1999] présente un formulaire des solutions générales de l'équation (4.4) dans le cas de pieu souple ou rigide pour diverses conditions aux limites.

## 4.2.2 Méthode du continuum élastique :

La méthode du continuum élastique est au contraire basée sur la solution des équations de Mindlin [1936]. Celui-ci a établi le déplacement induit par une force ponctuelle dans un massif semi infini élastique. Le massif de sol est considéré comme un matériau élastique continu. Pour une charge latérale  $P$  appliquée à l'intérieur du sol, le déplacement se calcule par la formule de Mindlin :

$$U_y = \frac{P}{16\pi G(1-\nu)} \left\{ \frac{y^2}{R_1^3} + \frac{3-4\nu}{R_1} - \frac{3-4\nu}{R} + \frac{-y^2 + 2C(Z-C)}{R^3} - \frac{6Cy^2(Z-C)}{R^5} \right\} \quad (4.5)$$

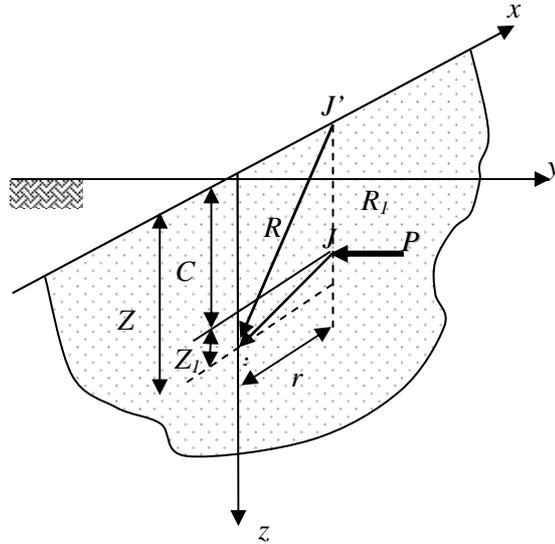


Figure.4.2 : Force parallèle à la frontière à l'intérieur d'un massif semi-infini, (Mindlin 1936).

Poulos [1971a] décrit le pieu dans ce massif comme une plaque verticale rectangulaire de largeur  $d$ , de longueur  $L$  et raideur constante  $E_p I_p$ . Le pieu est divisé en  $n+1$  éléments d'égales longueur, chaque élément étant soumis à une contrainte horizontale  $p$  constante sur sa largeur. A partir de cette modélisation et après résolution des équations de Mindlin, Poulos donne une expression du déplacement  $\rho$  et de la rotation  $\theta$  du pieu. Les paramètres régissant ces expressions sont principalement l'élancement du pieu  $L/d$  et le facteur de flexibilité du pieu  $K_R$  défini par :

$$K_R = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} \quad (4.6)$$

Des abaques établis en fonction de ces paramètres ainsi que des conditions de liaison et chargement en tête du pieu permettent de calculer le déplacement et la rotation du pieu en tête. Poulos's (1971a, 1971b) suppose que le sol est une masse semi-infinie idéale, élastique, homogène, isotrope, ayant les paramètres élastiques  $E_s$  et  $\nu_s$ . Le pieu est idéalisé comme faisceau mince, avec des débattements horizontaux de pieu évalués à partir de l'intégration de l'équation classique de Mindlin pour le chargement à fleur de terre horizontal.

On suppose que Les déplacements horizontaux des pieux sont égaux aux déplacements horizontaux du sol. Les déplacements de sol sont exprimés comme :

$$\{y_s\} = \frac{d}{E_s} [I_d] \{p\} \quad (4.7)$$

où  $\{y_s\}$  est le vecteur de colonne des déplacements de sol,  $\{p\}$  est le vecteur de colonne du chargement horizontal entre le sol et le pieu, et  $[I_d]$  est le  $n+1$  par la matrice  $n+1$  des facteurs d'influence de déplacement de sol déterminés en intégrant l'équation de Mindlin, en utilisant des analyses d'élément de frontière (Poulos 1971a). La méthode peut être adaptée pour expliquer le comportement non-linéaire du sol et fournit des moyens de la détermination immédiate et les mouvements totaux finals de la méthode du pieu.

Poulos et Davis [1980] proposent diverses solutions pour le pieu isolé correspondant à différentes conditions aux limites. Ainsi dans le cas de contraintes planes, on considère que l'ensemble sol-pieu se comporte comme un bloc rigide et que la charge limite de l'ensemble est celle d'une semelle enfouie verticalement. Une des plus grandes limitations de la méthode (en plus des complexités informatiques) est la difficulté en déterminant un module approprié de sol,  $E_s$ .

### 4.2.3 Méthode $P-y$ :

La méthode  $p-y$  est une généralisation du modèle de Winkler. Elle est pratique pour tenir compte du comportement non linéaire des sols pour étudier les pieux sous les charges latérales. C'est une méthode semi-empirique parce que, la prévision et la construction des courbes de réaction pour l'étude d'un pieu isolé se fait à partir d'essais au laboratoire ou d'essais de charge de pieux sur chantier. Chaque sol est représenté par une série de courbes  $p-y$  non linéaires qui varient avec la profondeur et avec la nature du sol. Cette méthode contient aussi des limites : les courbes sont indépendantes les unes des autres et sont pour un seul type de sol.

Le sol est assimilé à des appuis élastiques linéaires ou non-linéaires (communément appelés ressort), traduit par des diagrammes  $(p, y)$  (Fig.4.3), c'est-à-dire par des relations entre la pression de réaction globale  $p$  et le déplacement  $y$ . Ces diagrammes sont appelés courbes de réaction  $P-Y$ .

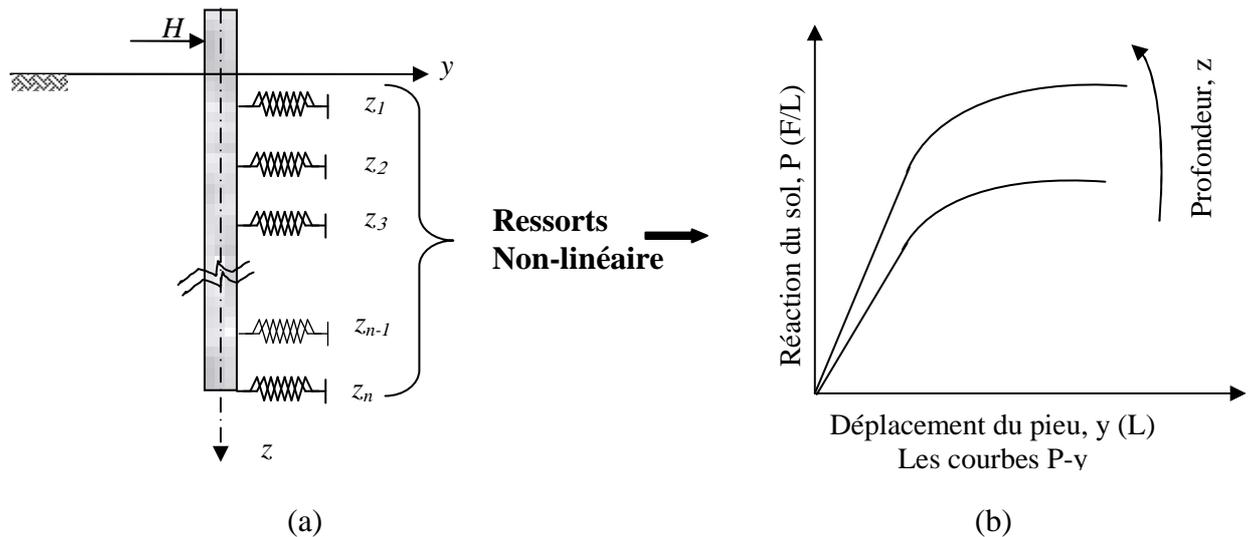


Figure.4.3 : (a) Modèle de Winkler dans le cas d'une sollicitation transversale  
(b) Courbes de réaction : (P-y)

Comme la réaction du sol n'est pas linéaire, le module de réaction horizontale est aussi une fonction non linéaire du déplacement ou des contraintes dans le sol autour du pieu, qui se dégrade de plus avec l'augmentation du déplacement.

Cette méthode a été élaborée et développée par de nombreux chercheurs par diverses approches : essais in situ, essais de laboratoires, modélisation physique ou modélisation numérique. La diversité de ces approches conduit à autant de courbes de réaction  $P-y$ .

#### a. Prévision des courbes $P-y$ pour un pieu isolé

La prévision des courbes de réaction transversale peut se faire :

- Soit à partir d'essais en laboratoire sur des échantillons de sol ; Il s'agit le plus souvent d'essais de compression simple ou des essais triaxiaux. Ces méthodes présentent l'inconvénient du prélèvement de l'échantillon, pouvant causer une modification des caractéristiques du sol.
- Soit à partir d'essais pressiométrique à divers profondeur ; En effet, une analogie a été constatée entre le type de sollicitation du sol chargé transversalement et l'expansion d'une cavité cylindrique, sur laquelle est fondée l'essai pressiométrique. De ce fait, ces essais fournissent à l'ingénieur des sols des informations non seulement sur la résistance mais aussi sur la déformabilité du sol [BUSTAMANTE & al., 1987].

La formulation des équations permettant la construction des courbes de réaction associées au pieu isolé a été le plus souvent obtenue de manière empirique à partir d'essais en vraie grandeur. Certains auteurs se sont basés sur des résultats numériques ou d'essais en centrifugeuse. Pour en savoir plus, on peut se référer aux thèses de HADJADJI [1993] et de REMAUD [1999]. Certaines approches sont reconnues et adoptées dans des codes de dimensionnement (Fascicule 62, A.P.I., P.H.R.I. ...).

#### Fascicule 62 [1993]

Les articles du Fascicule 62 concernant les courbes  $P$ - $y$  ont été rédigés à partir de l'interprétation faite des essais in-situ au pressiomètre [C.T.R.E. N°4 - Pressiomètre, 1991]. Ménard (1969) fait l'analogie entre le tassement d'une fondation superficielle uniformément chargée et un pieu chargé latéralement. On définit un module  $K_f$  égal à deux fois le module de réaction  $E_S$  exprimé au paragraphe 4.2.1.b. Il est calculé par la formule suivante :

$$K_f = \frac{12.E_M}{\frac{4}{3} \cdot \frac{B_0}{B} \left( 2,65 \cdot \frac{B_0}{B} \right)^\alpha + \alpha} \quad \text{pour } B \geq B_0 \quad (4.8)$$

$$K_f = \frac{12.E_M}{\frac{4}{3} \cdot 2,65^\alpha + \alpha} \quad \text{pour } B \leq B_0 \quad (4.9)$$

Où  $B_0 = 0,6$  m

$\alpha$  : Coefficient rhéologique caractérisant le sol.

On admet que le sol exerce en chaque section de l'élément une réaction perpendiculaire à l'axe de celui-ci, fonction du déplacement transversal de la section considérée. Dans le cas de pieux de sections carrés ou circulaires, on considère que cette réaction se compose uniquement de pressions frontales. La pression frontale est modélisée par une pression uniforme s'exerçant sur la largeur de l'élément perpendiculairement au sens du déplacement, notée  $B$ .

La loi de mobilisation de la réaction frontale en fonction du déplacement du pieu est définie sur la figure.4.4 dans le cas de sollicitations de courte durée et se compose de :

- un segment de droite passant par l'origine et de pente  $K_f$ ,
- un palier  $p_f$  égal à  $B \cdot p_f$ .

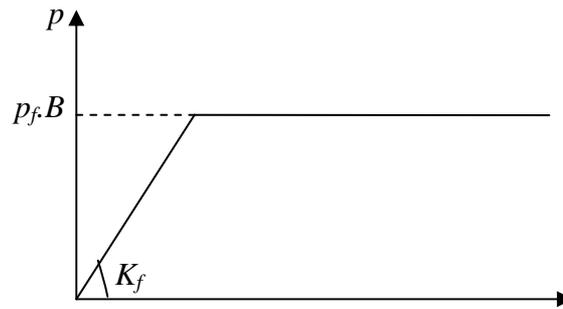


Figure .4.4: Courbe P-y dans le cas de sollicitations de courte durée en tête dominantes.

#### A.P.I. [American Petroleum Institute, 1993]

Ce code américain regroupe un ensemble de règles techniques de conception et de calcul de fondations. Il est reconnu pour le dimensionnement de plates-formes offshore. Les essais en grandeur nature à Mustang Island, Texas [Cox et al., 1974 ; Reese et al., 1974] sont à l'origine de la détermination des P-y dans les sables établis dans ce code. Des modifications ont été apportées après les travaux de Murchison et al [1984]. A partir des essais de chargement latéral d'un pieu sur site, les relations semi-empiriques établies ont permis de donner l'allure générale des P-y. Celles-ci sont ensuite calées sur une banque de données d'essais sur sites.

Les courbes P-Y pour les sables sont calculées en utilisant la méthode établie par Reese, et al, 1974. La pression ultime pour le sable est variable.

- La pression ultime proche de la surface :

$$P_u = A \sigma'_v \cdot \left[ \frac{k_0 z \tan \phi' \sin \beta}{\tan(\beta - \phi') \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi')} [D + z \tan \beta \tan \alpha] + \right. \\ \left. K_0 z \tan \beta (\tan \phi' \sin \beta - \tan \alpha) - K_0 D \right] \quad (4.10)$$

- La pression ultime en profondeur :

$$P_u = A \sigma'_v D \cdot [K_a (\tan^8 \beta - 1) + K_0 \tan \phi' \tan^4 \beta] \quad (4.11)$$

Avec :

$P_u$  : la résistance ultime par unité de longueur

$A$  : facteur correcteur empirique qui dépend de type de charge (statique, cyclique)

$\sigma'_v$  : pression effective verticale

$Z$  : profondeur en dessous de la surface de sol

$K_0$  : coefficient des terres au repos

$\phi'$  : angle de frottement interne

$$\beta : 45^\circ + \phi'/2$$

$$\alpha : \phi'/2$$

$D$  : diamètre de pieu

$K_a$  : coefficient de pression active de Rankine [ $\tan^2 (45^\circ - \phi'/2)$ ]

La courbe  $P$ - $y$  entre les points  $k$  et  $m$  est parabolique, elle se calcule par la formule :

$$P = \left[ \frac{P_m}{Y_m^{1/n}} \right] Y^{1/n} \quad (4.12)$$

La courbe de réaction  $P$ - $Y$  est représentée par quatre segments de courbe (figure.4.5).

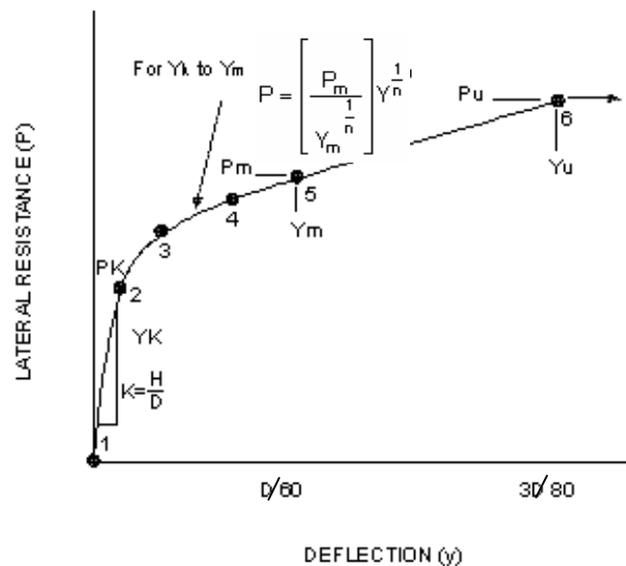


Figure.4.5 : Forme caractéristique de la courbe ( $P$ - $y$ ) pour les sables dans le cas des charges statique et cyclique ( Reese, et al, 1974)

La réaction latérale du sol pour le sable est non linéaire. En l'absence d'information plus restrictive, Elle est approchée, à toute profondeur  $z$  par l'expression suivante :

$$P = A.P_u \cdot \tanh \left( \frac{k.z.y}{A.P_u} \right) \quad (4.13)$$

Où

$A$  : facteur pour la prise en compte d'un chargement continu cyclique ou statique

$A = 0,9$  pour un chargement cyclique

$$A = \left( 3,0 - 0,8 \frac{z}{B} \right) \geq 0,9 \quad \text{pour un chargement statique}$$

$P_u$  : réaction ultime du sol à la profondeur  $z$  [kN/m]

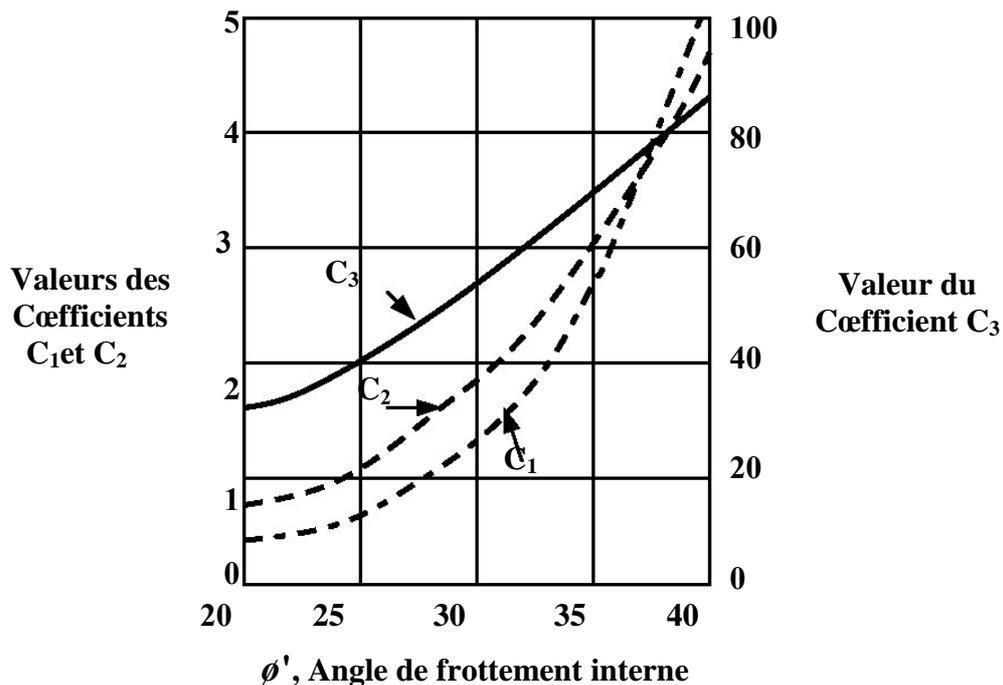


Figure.4.6 : Coefficients  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$  en fonction de l'angle de frottement interne  $\phi'$  (d'après A.P.I. 1993)

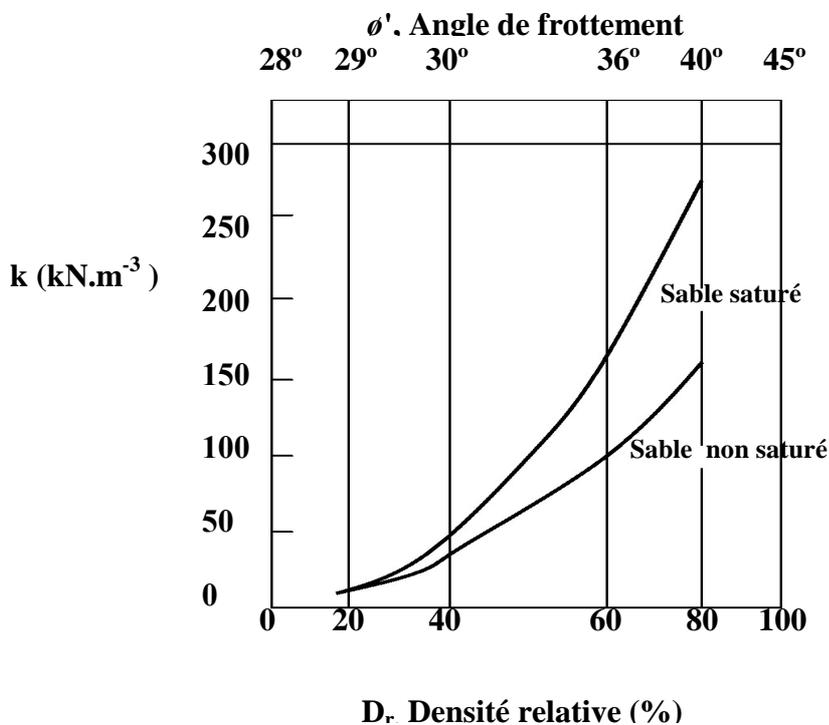


Figure.4.7 : Valeurs de  $k$  en fonction de la densité relative  $D_r$  et de l'angle de frottement interne  $\phi'$  (d'après A.P.I. 1993)

$$P_u = (C_1 z + C_2 D) \gamma z \quad \text{proche de la surface}$$

$$P_u = C_3 D \gamma z \quad \text{en profondeur}$$

Avec

$C_1, C_2, C_3$  coefficients fonctions de l'angle de frottement interne  $\phi'$  (figure.4.6)

$k$  : module initial de réaction du sol (figure.4.7)

Pour les sols cohérents (Figure.4.8), l'interaction sol pieu est basée sur le modèle établi par Matlock (1970). Celui-ci a réalisé des essais sur un pieu de 0,32 m de diamètre foncé dans des argiles molles. La seule modification apportée par l'A.P.I. porte sur l'expression de la réaction ultime du sol  $P_u$ .

$$P = 0,5 \cdot P_u \cdot \left( \frac{y}{y_c} \right)^{1/3} \quad (4.14)$$

Où  $P_u$  : réaction ultime du sol à la profondeur  $z$

$$y_c = 2,5 \cdot \varepsilon_c \cdot B$$

avec  $\varepsilon_c$ , valeur moitié de la déformation correspondant au maximum de la contrainte déviatorique dans un essai triaxial non drainé.

$P_u$  varie de  $3c_u$  à  $9c_u$  quand  $z$  varie de 0 à  $z_c$ , déterminé de la manière suivante:

$$P_u = 3c_u + \gamma \cdot z + J \frac{c_u z}{B} \quad \text{pour } Z < Z_c \quad (4.15)$$

$$P_u = 9c_u \quad \text{pour } Z \geq Z_c \quad (4.16)$$

$c_u$  : cohésion non drainée du sol en [kPa]

$\gamma$  : poids volumique du sol en [kN/m<sup>3</sup>]

$J$  : constante empirique dont les valeurs comprises entre 0.25 et 0.5 ont été déterminées par des essais sur site. Par exemple  $J = 0.5$  pour les argiles molles du Golfe du Mexique

$$z_c : \text{profondeur critique en [m]} \quad z_c = \frac{6B}{\frac{\gamma B}{c_u} + J}$$

On remarque que pour des argiles plus consistantes ( $c_u > 96$  kPa), l'A.P.I. ne donne pas de règle particulière. Il recommande seulement de prendre en compte le caractère plus fragile de ces argiles et par conséquent la possible détérioration rapide de leur capacité portante pour de grands déplacements en chargement cyclique.

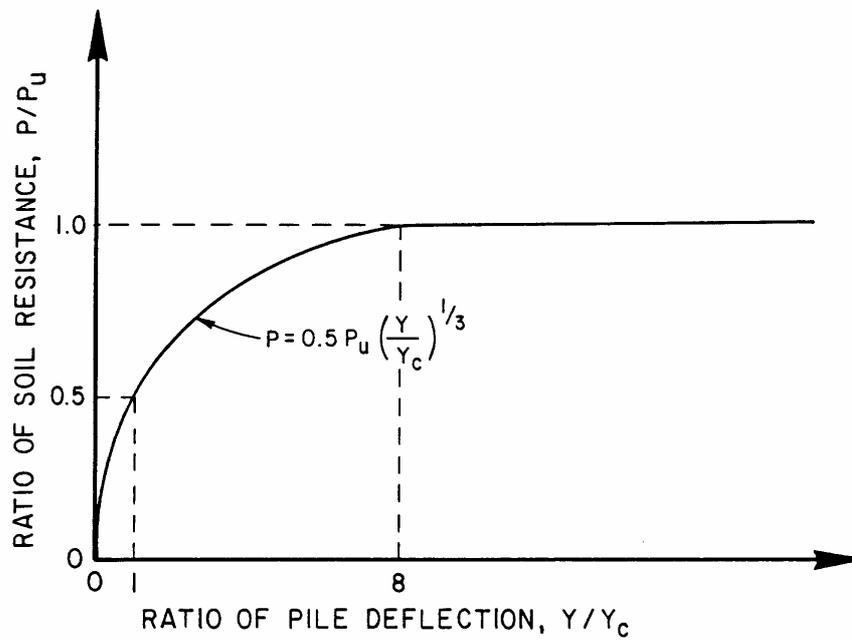
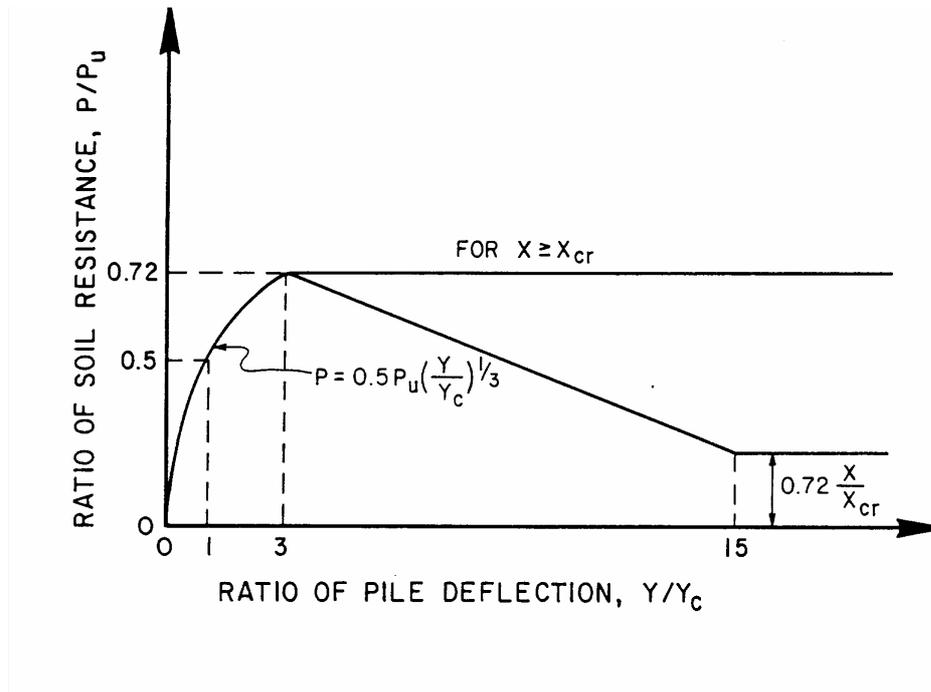


Figure.4.8: Forme caractéristique de la courbe (P-y) pour une Argile molle  
 a) Chargement statique; b) Chargement cyclique (Matlock, 1970).

P.H.R.I. [Port and Harbour Research Institute, 1980]

Suite à des essais sur modèle réduit à 1g d'un pieu soumis à un chargement latéral [Kubo,1965], le règlement japonais propose une forme parabolique pour les courbes de réaction:

$$P = k_s \cdot z \cdot y^{0,5} \quad \text{pour un sable} \quad (4.17)$$

$$P = k_c \cdot y^{0,5} \quad \text{pour une argile} \quad (4.18)$$

Où

$k_s$  : module de réaction latérale dans un sable

$k_c$  : module de réaction latérale dans une argile

Cette relation a ensuite été confirmée par des travaux réalisés avec la centrifugeuse du P.H.R.I. portant sur un pieu isolé chargé latéralement dans du sable [Terashi et al., 1989]. Dans cette étude, diverses configurations de pieux ont été testées. La rigidité  $EI$  du pieu a une influence sur la résistance du sol  $k_s$  (si  $EI$  diminue,  $k_s$  augmente). Par contre l'influence est peu marquée sur le moment fléchissant maximum ou sur les déplacements.

L'étude montre aussi que la résistance du sol  $k_s$  est inversement proportionnelle à la racine carrée du diamètre  $B$  du pieu jusqu'à un diamètre proche de 80 cm.

## 4.3 Méthodes numériques

Dans la réalité, la prédiction de la réponse d'un pieu sous les charges latérales est en général difficile à évaluer analytiquement parce que la réponse du sol n'est pas toujours une fonction linéaire de la charge. Un grand nombre d'études existe dans la littérature pour l'analyse numérique linéaire de l'interaction du sol avec la structure.

C'est seulement ces dernières années qu'on a commencé les études sur le comportement non linéaire du sol pour le cas des fortes charges, à cause de l'évolution de la technologie et des conditions de sécurité rigoureuses. Pour réaliser ces projets et vu les limitations des méthodes analytiques, les concepteurs ont recours aux méthodes numériques qui modélisent mieux le comportement sol-pieu.

### 4.3.1 Modélisation des pieux par la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis (MEF) est la plus performante des méthodes numériques. Elle est utilisée largement dans différents domaines : aérospatiale, nucléaire, génie civil, construction navale, mécanique, technique off-shore, etc.

La méthode des éléments finis est utilisée depuis longtemps pour étudier le comportement linéaire ou non linéaire des sols. Les solutions dépendent du modèle des éléments de l'interface sol-pieu, du modèle rhéologique introduit pour le sol et des conditions imposées sur les éléments de l'interface sol-pieu. Elle a la capacité de modéliser des interactions sol-pieu sous des cas de charge quelconques. Elle convient également pour l'analyse des groupes de pieux.

#### a. Modélisation bidimensionnelle:

La majorité des études sont effectuées en utilisant une modélisation bidimensionnelle ou "axisymétrique" (en symétrie de révolution). Beaucoup d'auteurs ont modélisé numériquement, par la méthode des éléments finis, le comportement des pieux sous chargement latéral en tenant compte de l'interface au contact sol-pieu.

En pratique il n'est malheureusement pas possible de décrire avec précision le mécanisme qui caractérise l'élément interface. L'interface n'est ni parfaitement lisse, ni parfaitement rugueuse mais elle est dans une situation intermédiaire. Il est donc nécessaire de considérer successivement ces deux cas extrêmes ou bien en faisant varier dans une plage raisonnable les caractéristiques de l'interface. La présence de l'élément interface influe considérablement sur la réponse du système sol-pieu.

Aujourd'hui, ils existent plusieurs logiciels aux éléments finis utilisés pour les calculs des ouvrages en interaction avec le sol. Chaque logiciel aux éléments finis a ses propres algorithmes, méthodes de résolutions et paramètres de modélisation. Les paramètres géotechniques ne sont pas les mêmes pour chaque méthode de calcul. 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 dédiée 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.

#### **b. Modélisation axisymétrique :**

La modélisation du comportement des pieux par la méthode des éléments finis peut être réalisée par un modèle en symétrie de révolution 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. La condition tridimensionnelle reste l'approche la plus réaliste ; en revanche, elle requiert des moyens importants pour la réalisation du maillage autour des pieux.

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  $L_p$  du pieu et la limite horizontale inférieure à au moins 2,5 fois la longueur  $L_p$  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.

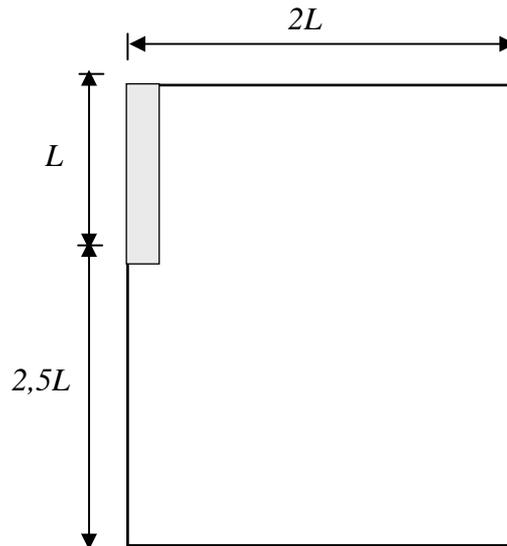


Figure.4.9 : dimensions conseillées pour le maillage d'un pieu isolé

### c. Modélisation tridimensionnelle :

Pour les cas tridimensionnels surtout pour des sols non linéaire, la méthode des éléments finis est difficile à utiliser à cause de la préparation des données du problème et aussi du temps de calcul qui devient élevés. Dans la majorité des cas on utilise les modèles bidimensionnels.

Cette approche requiert des moyens importants pour la réalisation du maillage autour des pieux. La modélisation de l'interface entre le pieu et le sol par des éléments adéquats augmente également le nombre de noeuds du maillage. Le calcul est relativement long et d'une durée parfois excessive. Les utilisateurs de cette approche cherchent assez souvent à réduire leur maillage, mais cette réduction risque d'être effectuée au détriment de la précision des résultats. Pour éviter de telles modélisations grossières, la section du pieu (circulaire ou non, creuses ou non) est fréquemment remplacée par une section polygonale pleine équivalente. Cette approximation est utilisée pour la commodité qu'elle procure dans la réalisation des maillages tridimensionnels.

### 4.3.2 Modélisation des pieux par des éléments discrets:

Cette catégorie de solutions utilise des fonctions d'influence de déplacements appropriées pour la modélisation du sol. Elles sont basées sur la théorie de Mindlin qui donne les coefficients d'influence à l'intérieur d'un milieu semi infini suite à l'application des charges ponctuelles. Elles utilisent la combinaison de la théorie du continuum et de la discrétisation du milieu. Les outils de calcul numérique sont devenus plus développés et on

peut faire des discrétisations plus fines pour des temps de calcul acceptable. On peut tenir compte de l'inhomogénéité du sol en adoptant des modules de déformation moyens entre deux éléments discrets.

Dans ces méthodes le comportement non linéaire est pris en compte avec une méthode équivalente linéaire itérative. Par rapport à la méthode des éléments finis, ces méthodes (éléments frontières) sont plus pratiques car on discrétise seulement l'interface sol-pieu dans l'étude. Le nombre des inconnues du problème devient beaucoup plus réduit. La relation force-déplacement est donnée par les équations intégrales qu'on transforme en système d'équations linéaires à plusieurs inconnues qui sont les déplacements.

#### **a. Méthode des éléments frontières (BEM)**

Dans la méthode des éléments frontières, seule l'interface verticale sol-pieu est discrétisée en éléments cylindriques, la base est modélisée par un disque sur lequel la répartition des contraintes est uniforme. La solution du problème s'obtient en imposant les conditions d'équilibre et de compatibilité des déplacements du sol avec ceux du pieu qui sont caractérisés par une équation de mouvement unidimensionnel.

En utilisant cette approche, les premières études de la réponse des pieux sont dues par Benerjee et Driscoll (1976), Ces solutions fondamentales, sont ensuite introduites dans une formulation éléments frontières.

#### **b. Méthodes combinées (BEM-FEM)**

L'inconvénient majeur de la solution de la méthode des éléments frontières, est l'imprécision du calcul des fonctions d'influence, du fait que les équations intégrales sont très difficiles à évaluer d'une manière précise. Pour palier à cet inconvénient, on a développé ces dernières décennies, une autre approche qui consiste en la combinaison des deux méthodes (éléments finis, éléments frontières). Nous citons les travaux de H. R. Masoumi et al 2006, Mendonça et al 2003. Dans cette approche le pieu est modélisé comme un élément unidimensionnel au moyen de la méthode des éléments fini, et le sol par la méthode des éléments frontières en combinaison avec la méthode des couches minces.

L'objectif de cette méthodes est la détermination de la matrice de rigidité qui relie les charges appliquées avec les déplacements du pieu tout on imposant pour le système sol-pieu discrétisé les deux conditions de compatibilités et d'équilibres. La procédure générale du calcul est présentée ci dessous (Maouche H. 2003).

Caractérisation du système sol-pieu :

La figure.4.10 présente un modèle du système sol-pieu. Le pieu est de longueur  $L$  et de largeur  $d$ , il est caractérisé par son module élastique  $E_p$  et sa masse volumique  $\rho_p$ . Le pieu est soumis à une charge statique (force  $H$  et moment  $M$ ), La surface de contact sol-pieu considérée est le plan  $(oxz)$ . Le sol est un semi-espace élastique, il est caractérisé par son module élastique  $E_s$ , sa masse volumique  $\rho_s$  et son coefficient de Poisson  $\nu$ .

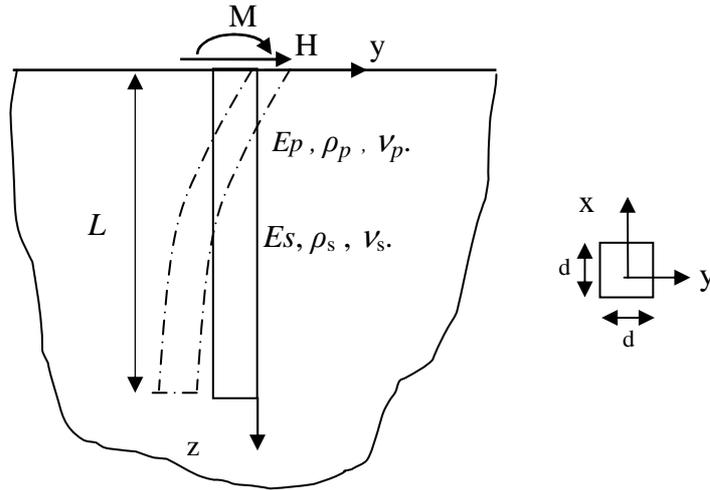


Figure.4.10. Paramètres réels du système sol-pieu

Principe de la discrétisation du système sol-pieu :

Les caractéristiques principales de la discrétisation sont reportées dans la figure.4.11. L'interface  $oxz$  est discrétisée en éléments disque dans les deux sens verticale et horizontale respectivement en  $N_x$  et  $N_z$  éléments.  $N=N_x \cdot N_z$  est le nombre total des éléments. La distribution des forces de réactions  $q$  dans la direction  $y$  est supposée uniforme.

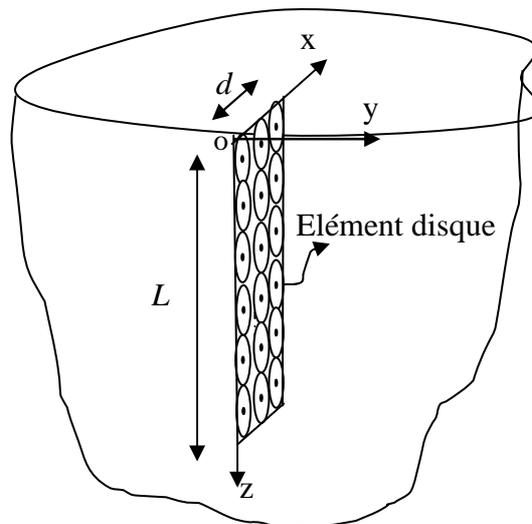


Figure. 4.11. Modèle de discrétisation du système sol-pieu, (Maouche H. 2003).

Relation force déplacement dans le modèle discrétisé :

Par cette approche, la relation force-déplacement pour le sol sera transformée avec les équations intégrales en un système d'équations linéaire où les inconnues sont les forces, par l'intégration du solution Mindlin sur la surface d'un élément disque on obtient la matrice de flexibilité. La relation force déplacements, s'exprime par la relation matricielle suivante :

$$\{U\} = [F]\{q\} \quad (4.19)$$

Où

$[F]$ : matrice de flexibilité ( $N \times N$ ).

$\{q\}$ : Vecteur colonne ( $N$ ) des pressions

Par l'application des conditions de compatibilités et d'équilibre le long de la surface de contact sol-pieu, les déplacements du sol et du pieu infiniment rigide sont :

$$\{U\} = [R]\{U_p\} \quad (4.20)$$

Où

$\{U_p\} = (\Delta, \varphi)$  : vecteur  $2 \times 1$  contenant les degrés de liberté du pieu ( $\Delta, \varphi$ ).

$[R]$  : matrice de dimensions ( $2 \times N$ ).

L'équilibre du système est assuré entre les pressions et les forces extérieures.

$$\{P\} = S[R]^T \{q\} \quad (4.21)$$

Où

$S$  : la surface de l'élément.

$\{p\} = \{H, M\}^T$  : vecteur ( $2 \times 1$ ) des charges extérieures.

Expression de la matrice de rigidité :

On détermine la matrice de rigidité du pieu par les relations précédentes.

$$[K_p] = S[R]^T [F]^{-1} [R] \quad (4.22)$$

Cette matrice symétrique ( $2 \times 2$ ) relie les déplacements du pieu aux charges appliquées, elle dépend que des caractéristiques du sol et du pieu.

Réaction latérale du sol :

Le vecteur déplacement du pieu se calcul par la relation suivante lorsque les charges extérieures sont connues.

$$\{U\} = [K_p]^{-1} \{P\} \quad (4.23)$$

Les équations (4.19), (4.20) et (4.23) peuvent être couplées par l'application des conditions de compatibilités et d'équilibres, La réaction latérale du sol s'exprime par la relation matricielle suivante :

$$\{q\} = [F]^{-1} [R] [K_p]^{-1} \{P\} \quad (4.24)$$

#### Analyse non-linéaire de la réponse du pieu :

Le comportement non-linéaire du sol complique la solution du problème. Le module de réaction du sol dépend de niveau de pression et de déformation, la matrice de rigidité  $[K_p]$  n'est plus constante mais varie avec le taux de déformation. On utilise souvent le modèle non linéaire simple de Duncan et al. 1970 (Figure.4.12), avec itération sur chaque palier de déformation.

La relation contrainte-déformation est hyperbolique, dans ce cas le module tangent de Young  $E_{\tan}$  pour le sol s'écrit :

$$E_{\tan} = E_i \left( 1 - \frac{R_f q}{q_{\lim}} \right) \quad (4.25)$$

Où

$E_i$  : le module tangent initial.

$q$  : la pression du sol.

$q_{\lim}$  : la pression limite du sol (expérimentale) .

$R$  : degré de la non linéarité.

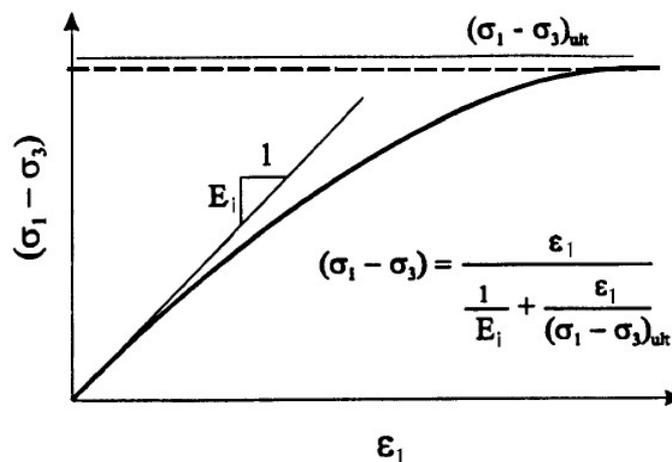


Figure.4.12. Représentation de la loi hyperbolique (triaxial)

**Chapitre 5 :**

***Analyse de la réponse non linéaire  
des pieux sous chargement latéral***

## 5. Analyse de la réponse non linéaire des pieux sous chargement latéral

### 5.1 Formulation en éléments finis de problèmes d'interaction

Après une analyse bibliographique des principaux travaux publiés dans ce domaine, on se propose, dans ce travail, d'appliquer la méthode des éléments finis pour l'évaluation de la réponse non-linéaire en interaction sol-pieu avec prise en compte des propriétés de l'interface entre le sol et le pieu.

Nous présentons ci-après un bref rappel de l'écriture de la MEF, sous sa forme la plus simple (pour un solide drainé), sous comportement statique non linéaire ; cette présentation est classique, et ne demande pas trop de détail

#### 5.1.1 Position et formulation locale :

On considère deux corps en contact, un corps A occupant un domaine  $\Omega_A$  et de frontière  $\Gamma_A$  et un corps B occupant un domaine  $\Omega_B$  et de frontière  $\Gamma_B$ . La surface de contact entre les deux corps est  $\Gamma_i$  (figure 5.1).

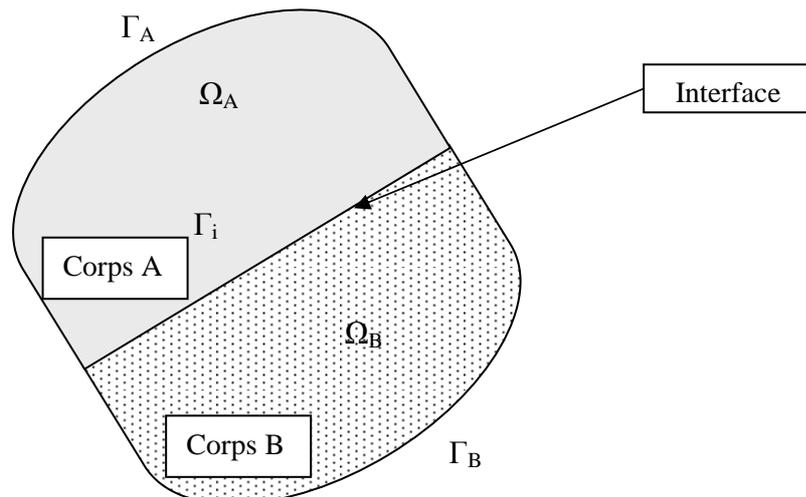


Figure 5.1 : Système de deux corps en contact.

En général, le système de deux corps peut être soumis aux sollicitations et aux conditions suivantes :

- Force de volume  $f_i$  dans :  $\Omega_T = \Omega_A \cup \Omega_B$  ;
- Force de surface  $T_i$  le long de :  $\Gamma_T = \Gamma_T^A \cup \Gamma_T^B$  ;
- Déplacement imposé  $U_i = \bar{U}_i$  sur :  $\Gamma_U = \Gamma_U^A \cup \Gamma_U^B$  ;
- Conditions de contact sur  $\Gamma_i$  ; Avec :  $\Gamma = \Gamma_U \cup \Gamma_T$  et  $\Gamma_U \cap \Gamma_T = \Phi$

La formulation du problème par la méthode des éléments finis type déplacement consiste à former les équations régissant ce problème à partir des équations locales. Celles-ci sont données par : les équations d'équilibres, les équations de cinématiques, les conditions aux limites et les conditions sur l'interface.

### 5.1.2 Formulation variationnelle :

L'application du théorème des travaux virtuels implique que pour tout champ de déplacements virtuel, la somme des travaux des forces internes, des forces extérieures et des forces de liaison est égale à zéro.

On considère l'espace  $V_t$  des champs de déplacements cinématiquement admissibles.

L'application du principe des travaux virtuels donne :

$$\forall V \in V_t : W_e(V) + W_i(V) + W_l(V) = 0 \quad (5.1)$$

Avec :

$W_e$  : travail des forces extérieures ;

$W_i$  : travail des forces intérieures ;

$W_l$  : travail des forces de liaison.

En remplaçant  $W_e$ ,  $W_i$ , et  $W_l$  par leurs expressions, nous obtenons l'équation suivante :

$$\int_{\Omega} \varepsilon_{ij}(V) \sigma_{ij} d\Omega - \int_{\Omega} f_i V_i d\Omega - \int_{\Gamma_T} T_i V_i d\Gamma + \int_{\Gamma_i} \varepsilon^i(V) \sigma^i d\Gamma_i = 0 \quad (5.2)$$

Où:

$\varepsilon^i$  : désigne les déformations ou déplacements relatifs ;

$\sigma^i$  : désigne les contraintes ou forces de liaison à l'interface ;

### 5.1.3 Discrétisation du domaine :

On effectue une division du domaine  $\Omega$  en petits éléments  $\Omega^e$ , appelés éléments de base, et par conséquent l'interface est divisée en éléments  $\Gamma_i^e$  appelés éléments d'interface (figure 5.2).

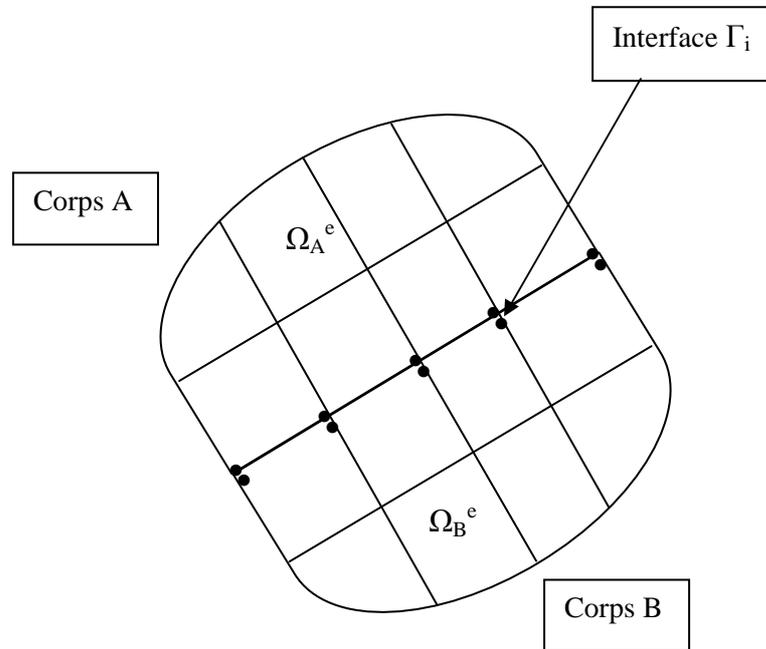


Figure 5.2 : Discrétisation du domaine  $\Omega$  et de l'interface  $\Gamma_i$ .

Après la discrétisation du domaine  $\Omega$  et l'approximation du déplacement en un point de  $\Omega^e$  à l'aide des déplacements des points nodaux du même élément, on aboutit à l'équation suivante :

$$\int_{\Omega} B^T \sigma d\Omega - \int_{\Omega} N^T f d\Omega - \int_{\Gamma_T} N^T T d\Gamma + \int_{\Gamma_i} D^T \sigma^i d\Gamma_i = 0 \quad (5.3)$$

Où:

$B$  : la matrice de déformation pour les éléments massifs ;

$D$  : la matrice de déformation des éléments d'interface ;

$N$  : désigne la matrice des forces d'interpolation.

Après cette discrétisation géométrique, nous proposons de faire les comportements des corps solides et de l'interface dans la formulation. De façon générale, les lois de comportements des matériaux constituant les corps et de l'interface s'écrivent sous forme incrémentale de la manière suivante :

$$\left. \begin{array}{l} \dot{\sigma} = C \dot{\varepsilon} \quad \text{Pour les corps} \\ \dot{\sigma}^i = C^i \dot{\varepsilon}^i \quad \text{Pour l'interface} \end{array} \right\} \quad (5.4)$$

Où : C et C<sup>i</sup> représentent respectivement les matrices de comportement des éléments volumique et des éléments d'interface.

Etant donné la forme incrémentale des lois de comportement de l'interface et des corps solides (cas d'un sol élastoplastique, par exemple), le système d'équations (5.4 et 5.3) régissant l'interaction entre matériaux solides est non linéaire. La matrice incrémentale de résolution des systèmes non linéaire est la plus appropriée à ce type de problèmes.

La matrice incrémentale consiste à discrétiser les sollicitations en petits incréments. Ainsi, à l'incrément k, les sollicitations s'écrivent :

$$\left. \begin{array}{l} f^k = f^{k-1} + \Delta f^k \quad \text{Dans } \Omega \\ T^k = T^{k-1} + \Delta T^k \quad \text{Sur } \Gamma_T \\ \bar{U}^k = \bar{U}^{k-1} + \Delta \bar{U}^k \quad \text{Sur } \Gamma_U \end{array} \right\} \quad (5.5)$$

Dans ce cas, les déplacements, les contraintes et les déformations à la fin du k<sup>ième</sup> incrément s'expriment :

$$\left\{ \begin{array}{l} U^k = U^{k-1} + \Delta U^k \\ \sigma^k = \sigma^{k-1} + \Delta \sigma^k \\ \varepsilon^k = \varepsilon^{k-1} + \Delta \varepsilon^k \end{array} \right. \quad \text{Pour les massifs} \quad (5.6)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma^{i^k} = \sigma^{i^{k-1}} + \Delta \sigma^{i^k} \\ \varepsilon^{i^k} = \varepsilon^{i^{k-1}} + \Delta \varepsilon^{i^k} \end{array} \right. \quad \text{Pour l'interface}$$

En reportant les expressions (5.6) et (5.7) dans l'équation (5.3), on obtient :

$$\int_{\Omega} B^T \Delta \sigma^k d\Omega - \int_{\Omega} N^T \Delta f^k d\Omega - \int_{\Gamma_T} N^T \Delta T^k d\Gamma + \int_{\Gamma_i} D^T \Delta \sigma^{i^k} d\Gamma_i + FR = 0 \quad (5.7)$$

avec :

$$FR = \int_{\Omega} B^T \sigma^{k-1} d\Omega - \int_{\Omega} N^T f^{k-1} d\Omega - \int_{\Gamma_T} N^T T^{k-1} d\Gamma + \int_{\Gamma_i} D^T \sigma^{i^{k-1}} d\Gamma_i$$

FR : représente les forces non équilibrées des incréments précédents.

Les lois de comportement des matériaux constituant les corps et de l'interface à l'incrément k, s'exprime par :

$$\left. \begin{array}{l} \Delta \sigma^k = CB \Delta U^k \\ \Delta \sigma^{i^k} = C_i D \Delta U^k \end{array} \right\} \quad (5.8)$$

En remplaçant  $\Delta\sigma^i$  et  $\Delta\sigma^{i^k}$  par leur expression dans la relation (5.7), on aboutit à l'équation suivante :

$$R\Delta U^k = \Delta F^k \quad (5.9)$$

avec :

$$R = \int_{\Omega} B^T C B d\Omega + \int_{\Gamma_i} D^T C_i d\Gamma_i$$

$$\Delta F^k = - \int_{\Omega} N^T \Delta f^k d\Omega - \int_{\Gamma_T} N^T \Delta T^k d\Gamma + FR$$

$R$  : étant la matrice de rigidité globale du système y compris l'interface.

A l'incrément de charge  $k$ , le problème est régi donc par le système (5.9) et par le comportement des milieux continus de l'interface.

Ils existent plusieurs logiciels aux éléments finis utilisés pour les calculs des ouvrages en interaction avec le sol.

Mais :

- Chaque logiciel aux éléments finis a ses propres algorithmes : méthodes de résolutions et paramètres de modélisation.
- Les paramètres géotechniques ne sont pas les mêmes pour chaque méthode de calcul. Nous avons moins d'expérience et de recul pour juger à la fois des modèles de comportement et modules de sol introduits dans les logiciels aux éléments finis, et des résultats obtenus.

On peut donc obtenir des résultats très variables pour un même projet. D'ou la nécessité de procéder à des études paramétriques et des benchmarks avec deux objectifs principaux :

- vérifier la fiabilité des logiciels pour les différents types d'application ;
- formuler des recommandations pour l'utilisation de ces logiciels.

### 5.1.4 Comportement à l'interface entre le sol et le pieu :

Le comportement d'interface est simulé par une loi de comportement de Coulomb ; qui utilise trois paramètres : une cohésion d'interface ( $C$ ), un angle de frottement ( $\phi$ ) et un angle de dilatance ( $\psi$ ).

### 5.1.5 Considération sur la réalisation du maillage du sol-pieu :

Comme pour tout calcul par éléments finis, des conditions en déplacement ou en contraintes doivent être imposées en frontière du maillage. La position des frontières est donc un problème essentiel, car elles peuvent être situées à une distance ( finie ) ou ( infinie ). Les frontières latérales et inférieures peuvent être représentées par des éléments ( infinis ) ; seuls les éléments finis sont considérés dans cette étude. Alors, pour que les conditions aux limites en déplacements n'aient pas d'influence sur le comportement du pieu (figure 5.3), l'expérience montre qu'il convient de fixer :

- Les limites verticales du maillage (condition  $u = 0$ ) à au moins 02 fois la longueur  $L$  du pieu.
- La limite horizontale inférieure à au moins 2.5 fois la longueur  $L$  au dessous de la pointe (condition  $v = 0$  ou  $u = 0$ ), soit  $3.5L$  depuis la surface.

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 de forts gradients risquent d'apparaître.

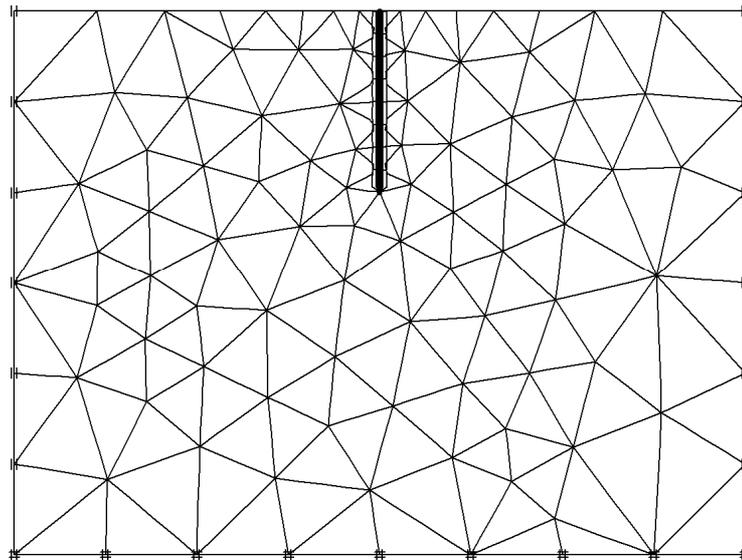


Figure 5.3 : Maillage du système sol-pieu.

### **5.1.6 Choix des éléments finis :**

Le choix des éléments finis constitue l'un des aspects de la modélisation pour une analyse donnée, par exemple en mécanique statique, un maillage peut donner de bonnes valeurs de déplacements et des contraintes et les déformations sont d'un ordre d'interpolation inférieur aux déplacements.

Par conséquent, le critère de choix des éléments finis prépondérant en mécanique statique, est une bonne représentation du champ des contraintes dans les problèmes étudiés, ce critère élimine donc les éléments à fonction d'interpolation linéaire, bilinéaire ou trilinéaire (ce qui correspond au triangle à trois nœuds, au quadrilatère à quatre nœuds, au pentaèdre à six nœuds et à l'hexaèdre à huit nœuds). Les éléments conseillés sont alors les éléments qui prennent en compte une variation véritablement linéaire des contraintes (ce qui correspond au T6, Q8, P15, H20).

### **5.1.7 Calcul des contraintes à l'intérieur des éléments finis :**

En élasticité linéaire, les contraintes sont calculées directement aux nœuds d'un élément (à partir des dérivés partielles du champ de déplacement) ne sont pas en général satisfaisantes, sauf pour des maillages très raffinés. Aussi il est préférable de calculer les contraintes à l'intérieur d'un élément, afin d'éviter les imprécisions dues aux contributions des éléments voisins.

La précision sur le calcul des contraintes est fondamentale lorsque le comportement des matériaux est non linéaire. En effet, l'algorithme de résolution itératif nécessite le calcul des forces internes correspondant à l'état des contraintes régnant dans le maillage. Ces forces dépendent de l'ensemble des quantités non linéaires nécessaires à l'expression de la loi de comportement. Il est donc indispensable de déterminer ces quantités et les contraintes avec la meilleure précision possible.

## 5.2 Analyse de l'interaction sol-pieu par le code PLAXIS :

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. Le code éléments finis *PLAXIS* représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudostatique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), étudié de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents.

Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), libre à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné (Boulon et al, 2004).

### 5.2.1 Option par défaut et solutions approchées :

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui sont un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix difficile, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

Les options par défaut commencent dès le maillage : l'opérateur peut bien être capable à spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe, le détail des éléments, arrangé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran.

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (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.

L'application des 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  $K_0$  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 et réaliste dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

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 en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux. Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine). Si la nappe phréatique n'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression diffère peu de la pression hydrostatique ; si l'on adopte ce champ de pression approchée, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède ; Plaxis offre cette possibilité qui est souvent très appréciable.

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel : l'opérateur peut évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution, ... ; s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place, compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière.

Le coefficient de sécurité est une notation un peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique évalue généralement ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis. Le critère de « rupture » est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur ; en

tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif.

Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats : des 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 ; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

### 5.2.2 Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles :

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette ; il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire des lois de comportement en contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence de la non variation de volume ; celle ci est elle même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drain in situ sous des sollicitations sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainer à court terme. Les variations de volumes empêchées par les perméabilités créent des pressions interstitielles ; en fait, celles ci dépendent des variations de volume ; en élasticité, si les grains de sols sont incompressibles, on démontre que :

$$\Delta u_w = \frac{K_w}{n} \Delta \varepsilon_v \quad (5.10)$$

Où :  $\Delta u_w$  est la surpression interstitielle,  $n$  la porosité,  $K_w$  le module volumique de l'eau et  $\Delta \varepsilon_v$  est un incrément de déformation volumique.

Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent par exemple, des calculs de tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pressions interstitielles. Ils présentent l'avantage d'être simples et de se recalculer par rapport à des calculs plus classiques de stabilité à court terme.

### 5.2.3 Modélisation numérique du système sol-pieu :

#### a. Modélisation de Sol :

L'utilisateur de Plaxis doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou à 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément par défaut de Plaxis est le triangle à 6 nœuds, il fournit des interpolations du second ordre pour les déplacements. La matrice de rigidité des éléments est évaluée par intégration numérique en utilisant en total trois points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 15 nœuds, l'interpolation est d'ordre quatre, et l'intégration nécessite douze points de contrainte (figure.5.4).

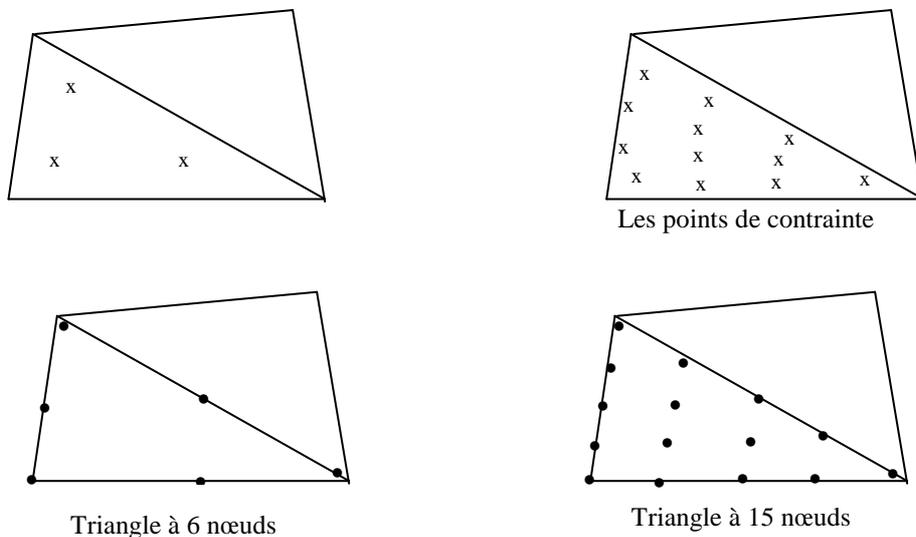
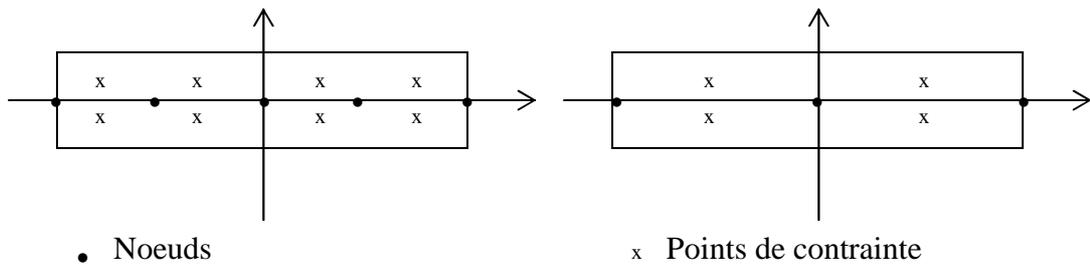


Figure.5. 4. Disposition des nœuds et des points de contrainte dans l'élément de sol.

Dans cette étude, la masse du sol est modélisée par un maillage en éléments triangles à 15 nœuds comme montré sur la figure.5.4. Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, quoique les calculs et la manipulation soient donc un peu ralentis.

### b. Modélisation de pieu :

Le pieu en éléments finis 2D est composé en éléments poutre avec trois degrés de liberté par nœud : deux translations ( $U_x$ ,  $U_y$ ) et une rotation autour de l'axe du pieu ( $\Phi_z$ ). L'élément poutre est défini par trois nœuds dans le cas de modélisation du sol en éléments triangle à 6 nœuds, alors qu'il est défini par cinq nœuds dans le cas d'éléments triangle à 15 nœuds (figure.5.5).



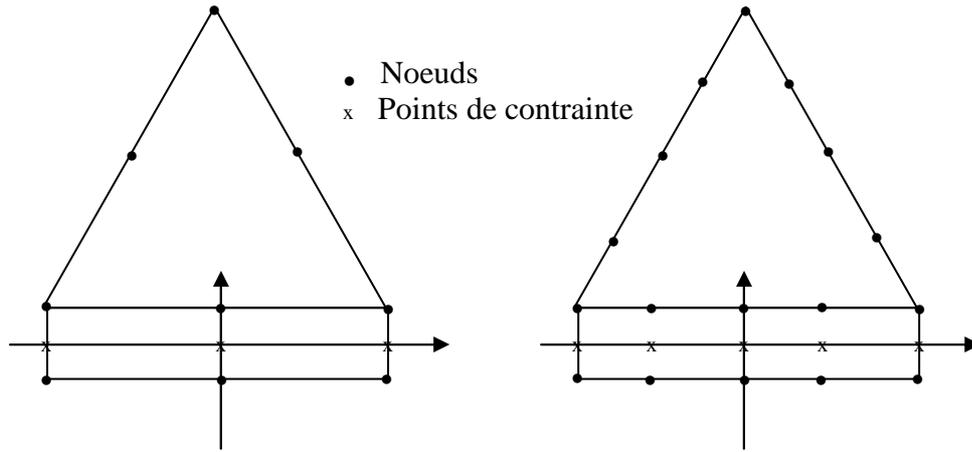


Figure.5. 6. Disposition des nœuds et des points de contrainte dans l'élément interface et leurs connexions avec le sol.

### 5.2.4 Les modèles de comportement utilisés 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, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis.

Dans ce schéma, la modélisation par élément finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois 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. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important [Boulon et al, 2004].

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'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, *PLAXIS* peut apparaître comme une règle à calcul de l'ingénieur géotechnicien, ou le micro-ordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans *PLAXIS* sont des modèles qui peuvent apparaître simple, voire simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, ... etc.), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élastoplastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas ; on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élastoplastique de coefficient de raideur. Mais pour traiter d'une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'érouissage. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le *Soft Soil Model* qui prend en compte cette évolution du matériau.

Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler écoulement et déformation ; dans ce cas un modèle élastoplastique peut être justifié. Les règles générales de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- quel est le comportement principal à modéliser ?
- utiliser un modèle qui décrit ce comportement ;
- interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du problème posé.

#### a. Comportement élastoplastique :

Le comportement élastoplastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur  $K$ , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil  $S_0$  (figure 5.6).

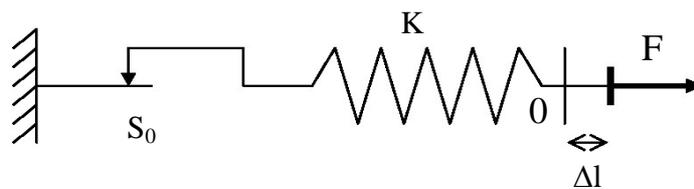


Figure.5.6 : Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la figure (5.7).

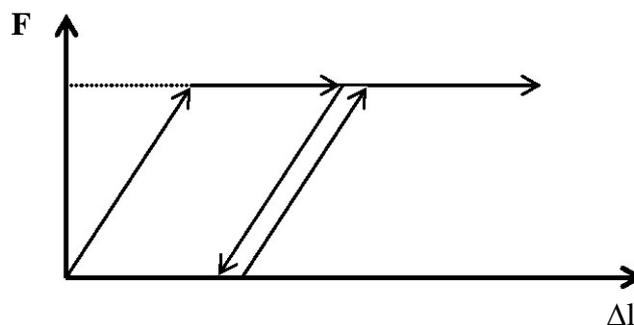


Figure 5.7 : Représentation du comportement élastique-parfaitement plastique.

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée.

Le type de comportement représenté par les figures 5.6 et 5.7 est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La figure 5.8 représente un comportement élastoplastique avec écrouissage [Brinkgereve et al 2003 b].

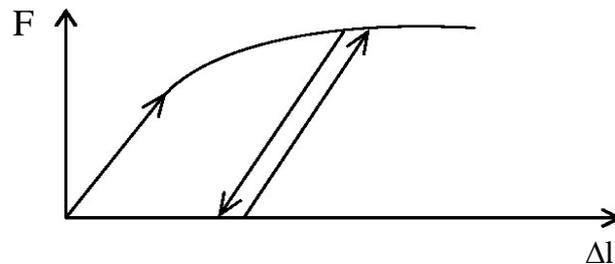


Figure 5.8 : Représentation du comportement élasto-plastique avec écrouissage.

#### b. Modèle élastique linéaire :

Le modèle élastique linéaire utilisé dans *PLAXIS* est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement  $G$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ . l'avantage de  $G$  est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ( $G = G'$ ), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si  $G$  est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser  $K$  comme second paramètre. D'une part  $K_w$  est infini (correspondant à  $\nu_u = 0.5$ ) et il est moins courant d'emploi.  $G$  est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques [Brinkgereve et al 2003 a].

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

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (5.11)$$

$$K = \frac{E}{3(1+\nu)} \quad (5.12)$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (5.13)$$

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

### c. Modèle Mohr-Coulomb :

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

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c \quad (5.14)$$

Où :  $\sigma_n$  et  $\tau$  sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et  $c$  et  $\varphi$  respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure. 5.9).

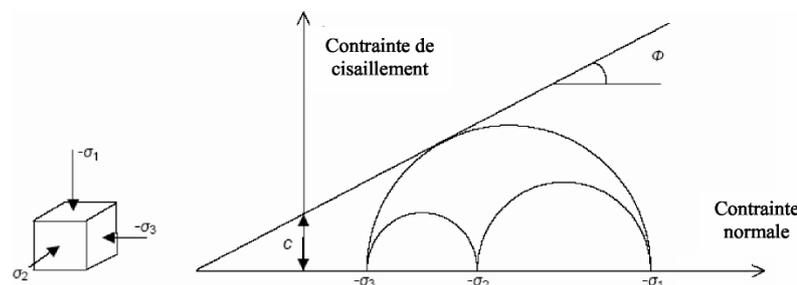


Figure. 5.9. Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont  $E$  et  $\nu$  (paramètres d'élasticité). Les trois autres sont  $c$ ,  $\varphi$  et  $\psi$ , respectivement, la cohésion, l'angle de frottement et l'angle de dilatance. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

#### Module d'Young :

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au  $G_{max}$  mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (figure 5.10).

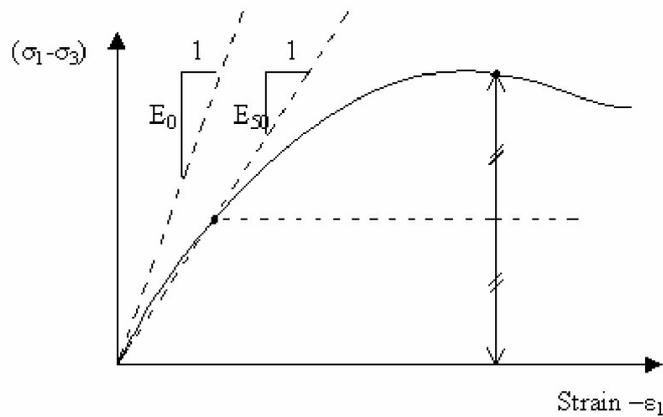


Figure 5.10 : Définition du module à 50 % de la rupture.

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

#### Coefficient de Poisson :

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure  $K_0$  ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

#### Angle de frottement :

*PLAXIS* ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à  $35^\circ$  peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitté à les augmenter dans la suite. Cette valeur de  $35^\circ$  est compatible avec les angles de frottement  $\varphi_{cv}$  (à volume constant, au palier). On peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du module de Mohr-Coulomb (figure 5.9).

Cohésion :

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

Angle de dilatance :

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

$$\begin{aligned}\psi &= \varphi - 30^\circ && \text{pour } \varphi > 30^\circ. \\ \psi &= 0^\circ && \text{pour } \varphi < 30^\circ.\end{aligned}$$

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

**d. Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model):**

Le modèle Hardening Soil Model (HSM, Figure 5.11) a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

- de prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes œdométriques en contrainte-déformation ne sont pas des droites ;
- de prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente : le module  $E_{50}$  n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité.
- De tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

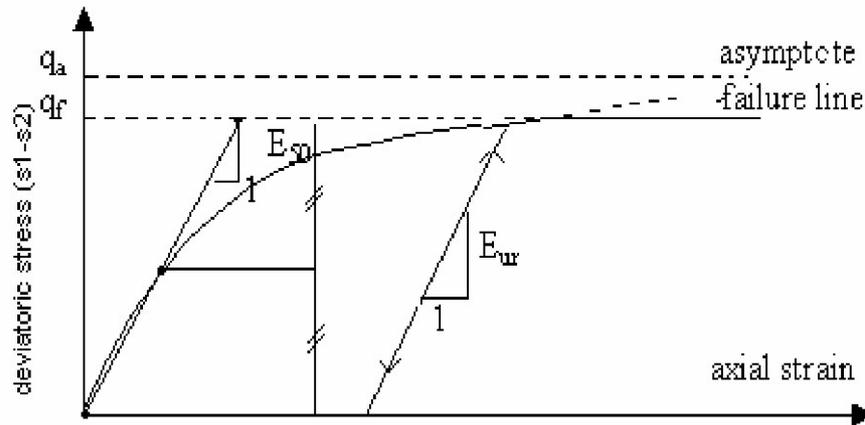


Figure. 5.11 : Représentation du Hardening Soil Model dans le repère contrainte-déformation.

On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang car il en reprend et améliorant les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation.

Courbes effort-déformation :

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad \text{pour } q < q_f$$

avec  $q_f = (c \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$  et  $q_a = \frac{q_f}{R_f}$

Les modules :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cot \varphi - \sigma'_3}{c \cot \varphi + P^{ref}} \right)^m \quad \text{avec } P^{ref} = 100 \text{ (Kpa)}$$

Le paramètre  $R_f$  est analogue à celui introduit par Duncan.

Pour la décharge on prend :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cot \varphi - \sigma'_3}{c \cot \varphi + P^{ref}} \right)^m$$

La figure 5.12 redonne ces définitions :

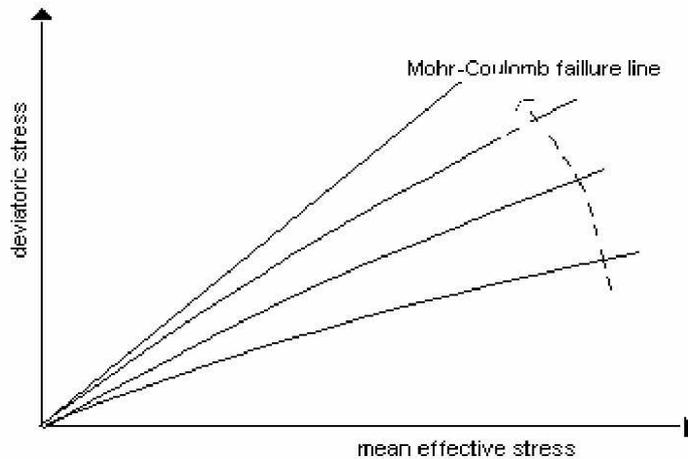


Figure. 5.12. Surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohérent.

Paramètres de Mohr-Coulomb :

$C$ : cohésion (effective)	[KN/m]
$\varphi$ : angle de frottement effectif	[°]
$\Psi$ : angle of dilatance	[°]

Paramètres de rigidité :

$E_{50}^{\text{ref}}$ : module sécant dans un essai triaxial	[KN/m ]
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ : module tangent dans un essai oedométrique	[KN/m]
$M$ : puissance (environ 0.58 pour les sables)	[-]

Paramètres avancés :

$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ : module en décharge (par défaut $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 4 E_{50}^{\text{ref}}$ )	[KN/m ] <sup>2</sup>
$\nu_{\text{ur}}$ : Coefficient de poisson en décharge-recharge (par défaut $\nu_{\text{ur}}=0.2$ )	[-]
$p^{\text{ref}}$ : Contraintes de référence (par défaut $P^{\text{ref}} = 100$ )	[KN/m ] <sup>2</sup>
$K_0^{\text{NC}}$ : K0-consolidation (par défaut $K_0^{\text{NC}} = 1 - \sin\varphi$ )	[-]
$R_f$ : Coefficient à la rupture $q_f/q_a$ (par défaut $R_f=0.9$ )	[-]
$\sigma_{\text{tension}}$ : Résistance à la traction (par défaut $\sigma_{\text{tension}} = 0$ )	[KN/m ] <sup>2</sup>
$C_{\text{increment}}$ : Cf. modèle de Mohr-Coulomb (par défaut $C_{\text{increment}}=0$ )	[KN/m ] <sup>2</sup>

La définition du module œdométriques tangent est donnée sur la figure 5.13 et celle de la dilatance (éventuellement) sur la figure 5.14.

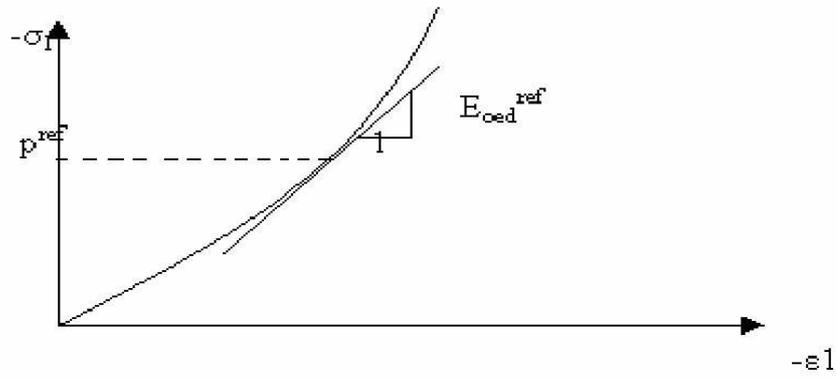


Figure.5.13. Définition du module œdométriques tangent.

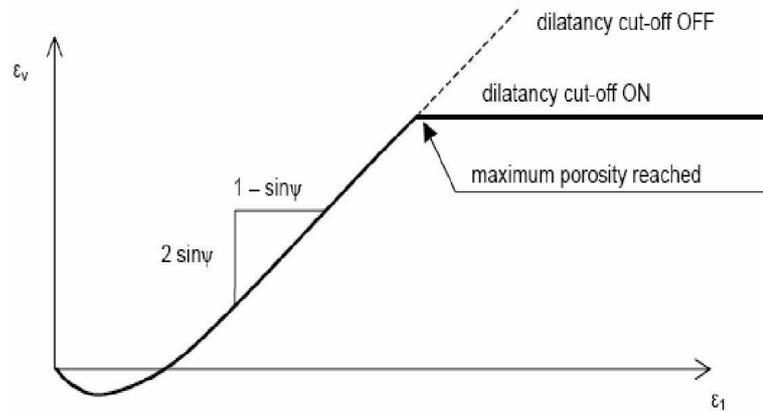


Figure.5.14. Définition de l'angle de dilatance

***Chapitre 6 :***

***Résultats et analyse paramétrique***

## 6. Résultats et analyse paramétrique

Cette analyse paramétrique vise d'étudier l'effet de l'interaction sol-pieu sur les paramètres caractérisant le comportement non linéaire du système sol-pieu :

- Déplacement du pieu :  $U$
- Pression latérale du sol :  $P$

L'étude sera faite pour deux types de sol, sol uniforme et sol multicouche, en fonction de :

- l'effort latéral  $H$
- le rapport d'élancement du pieu  $L/d$
- le comportement linéaire et non linéarité du sol
- la nature du sol.

### 6.1 Définition des paramètres de l'étude :

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont  $E$  et  $\nu$  (paramètres d'élasticité). Les trois autres sont  $C$ ,  $\varphi$  et  $\psi$ , respectivement, la cohésion, l'angle de frottement interne et l'angle de dilatation. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

Les résultats seront déterminés numériquement en utilisant le logiciel Plaxis qui a été présenté précédemment dans le Chapitre 5. Dans ce qui suit on définit les paramètres caractérisant les différentes parties du modèle de calcul qui sont nécessaires pour effectuer cette analyse paramétrique.

### 6.1.1 Paramètres sol-pieu :

On définit les caractéristiques du pieu suivantes :

#### Pieu

$d$  : diamètre du pieu ;

$L$  : profondeur d'encastrement du pieu ;

$E_P I_P$  : rigidité de flexion ;

$\nu_P$  : coefficient de POISSON du pieu ;

$\gamma_P$  : poids volumique du pieu ;

#### sol

On définit les caractéristiques du sol suivantes :

$E_s$  : module élastique du sol ;

$\nu_s$  : coefficient de Poisson du sol ;

$\gamma_s$  : poids volumique du pieu ;

$C$  : la cohésion ;

$\varphi$  : l'angle de frottement ;

$\psi$  : l'angle de dilatation ;

$k_0$  : coefficient des terres au repos.

### 6.1.2 Formulation du modèle numérique :

#### a. Modèle d'analyse :

Le modèle sol-pieu utilisé dans cette étude est représenté par la figure.6.1. Le pieu est en béton armé de poids volumique  $\gamma_p$ , le pieu est de diamètre  $d$  et d'une longueur  $L$ .

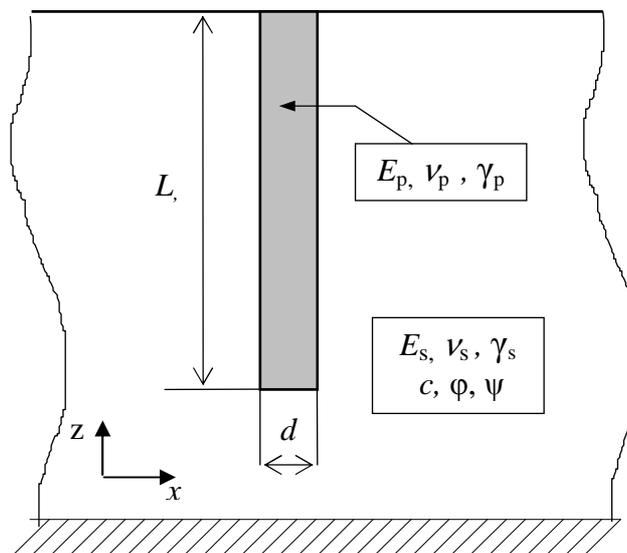


Figure 6.1. Paramètres réels du système sol-pieu cohérent.

Dans l'ensemble d'analyse le pieu est modélisé comme élastique linéaire qui nécessite la détermination de deux paramètres d'élasticité qui sont le module de Young ( $E_p$ ) et le coefficient de Poisson ( $\nu_p$ ). Le pieu est ancré dans un sol uniforme et soumis à une force statique  $H$ . deux comportements seraient concéderaient pour le sol environnant le pieu.

- Pour l'étude linéaire le sol est modélisé comme élastique homogène. Dans le cas non-linéaire le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb serait appliqué.

#### b. Modélisation en éléments finis :

Le modèle éléments finis pour le système sol-pieu serait simulé avec l'utilisation du logiciel Plaxis 2D Version 8 sous les conditions de la déformation plane. La figure.6.2 présente le type du maillage en éléments finis utilisé dans l'analyse.

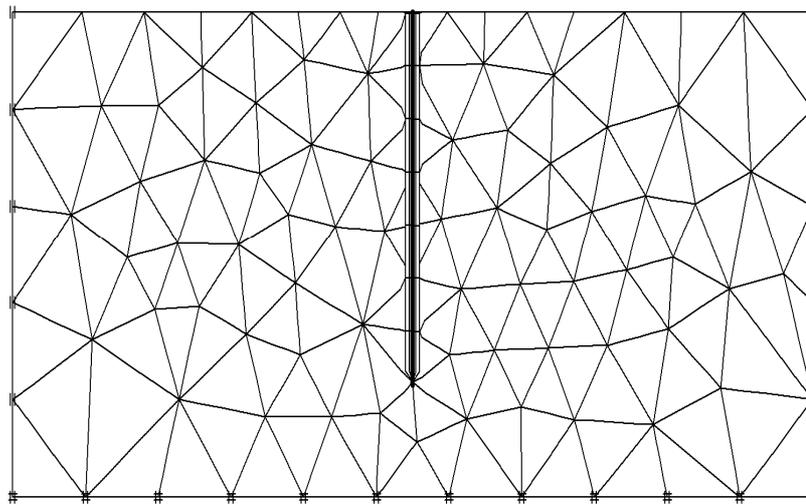


Figure 6.2. Génération typique du maillage en condition de déformation plane

La figure.6.3 présente la déformation correspondante du modèle. Dans Plaxis 2D, la sélection de la condition de déformation plane aboutit un modèle en éléments finis à deux dimensions avec deux degrés de liberté de translation par nœud.

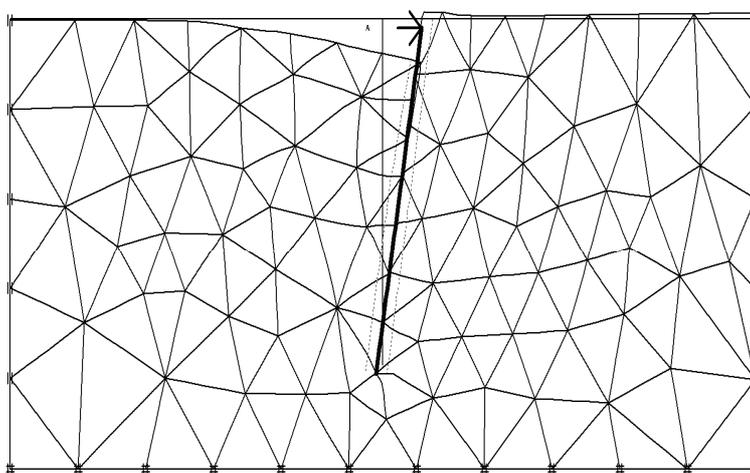


Figure 6.3. Modèle déformé en éléments finis.

## 6.2 Validation du modèle numérique :

### 6.2.1 Cas d'un sol uniforme linéaire élastique :

Le pieu est implanté dans un sable. Les principaux paramètres du sol et du pieu sont présentés dans le tableau.6.1.

**Tableau.6.1.**

#### Input Paramètres du modèle linéaire

Paramètres	Unité	valeurs
Charge latérale H	(KN)	-
Déplacement horizontal à la tête du pieu $u_0$	(m)	-
Longueur du pieu L	(m)	10
Diamètre du pieu d	(m)	1
Rigidité du pieu $E_p I_p$	(KN.m <sup>2</sup> )	1.03x10 <sup>9</sup>
Facteur de flexibilité du pieu $K_R$	-	-
Facteur d'influence $I_{\rho H}$	-	-
Poids volumique du pieu $\rho_p$	(Kg/m <sup>3</sup> )	7800
Coefficient de Poisson du pieu $\nu_p$	-	0.3
Coefficient de Poisson du sol $\nu_s$	-	0.5
Module de Young de sol $E_s$	(KPa)	23x10 <sup>3</sup>
Poids volumique de sol $\rho_s$	(Kg/ m <sup>3</sup> )	1800

Les résultats obtenus dans ce travail en utilisant Plaxis 2D, pour un modèle linéaires sont comparés avec les résultats obtenus par les abaques (Poulos et Davis.1974). La figure (6.4) présente les courbes de facteur de flexibilité du pieu  $K_R$  en fonction de facteur d'influence  $I_{\rho H}$ .

$$K_R = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} \quad I_{\rho H} = \frac{u_0 E_s L}{H}$$

On remarque que les valeurs de  $I_{\rho H}$  obtenus dans la présente étude sont proches de celles présentées par Poulos et Davis et la différence entre eux est de l'ordre de 10%. Pratiquement cette différence est acceptable pour les travaux de Génie Civil.

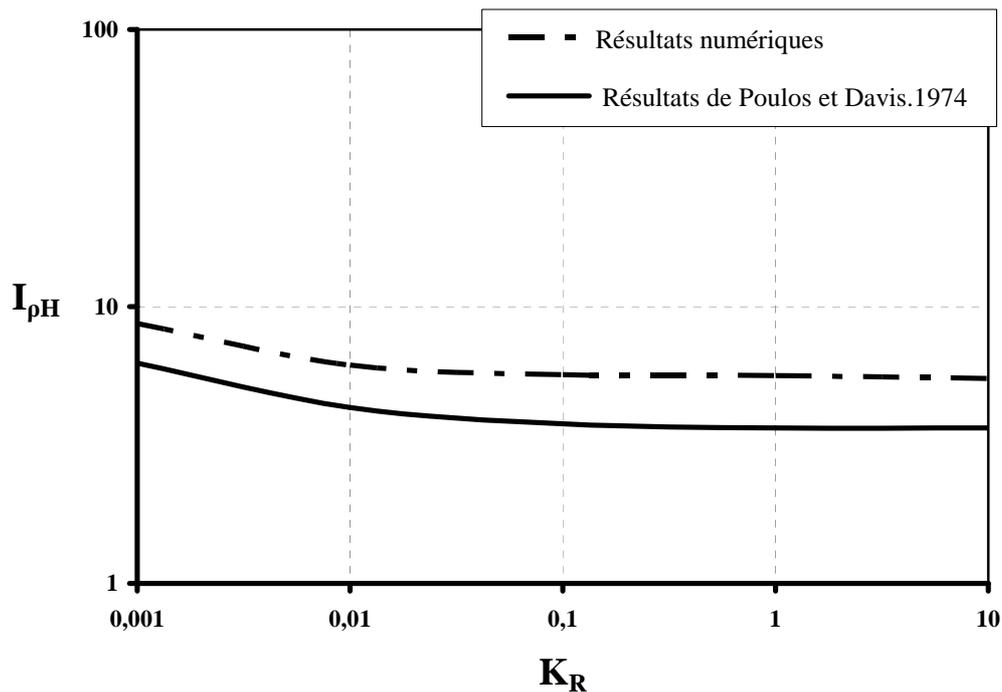


Figure.6. 4. Comparaison entre les résultats linéaires.

### 6.2.2 Cas d'un sol uniforme non linéaire élasto-plastique :

Les résultats numériques obtenus dans le cas d'un sol uniforme non linéaire élasto-plastique, sont comparés avec d'autres résultats expérimentaux (McVay et al.1998) et numériques (Yang et al.2002).

Le pieu a les dimensions suivante : diamètre  $d=0.429$  m et une longueur  $L=13.5$  m. Le pieu a les propriétés élastiques suivantes : un module de Young  $E_p = 74.10^6$  (KPa), un coefficient de Poisson  $\nu_p = 0.15$  et un poids volumique  $\gamma_p=27$  (KN/m<sup>3</sup>). Le pieu est implanté dans un sable moyen dense, ayant un comportement non-linéaire et ses paramètres sont présentés dans le tableau.6.2.

**Tableau.6.2.**  
**Input paramètres pour un sable moyen dense**

Paramètres	Unité	Sable moyen dense
Poids volumique du sol sec $\gamma_d$	(KN/m <sup>3</sup> )	14.5
Coefficient de Poisson $\nu_s$	-	0.35
Module de Young $E_s$	(KPa)	17400
Angle de frottement $\phi$	(°)	37.1
Angle de dilatation $\Psi$	(°)	7.1
Coefficient des terres au repos $K_0$	-	0.397
Cohésion $C$	(KPa)	0

**Tableau.6.3.**  
**Maillage pour le modèle non-linéaire de validation**

Paramètres de validation	Nom
Modèle	Déformation Plane
Élément triangle	15-Nœud
Nombre d'élément	169
Nombre de nœud	8114
Nombre de points de contrainte	2028
Taille moyenne de l'élément triangle	2.18 m

La figure (6.5) présente Les courbes de déplacement en tête du pieu ( $U$ ) en fonction de l'effort latéral ( $H$ ). On remarque que Les déplacements obtenus dans la présente étude par Plaxis 2D sont pratiquement confondus avec celle obtenue par le calcul numérique en éléments finis 3D. Cependant les déplacements obtenus par les deux approches numériques sont plus grands que celle mesuré en centrifugeuse.

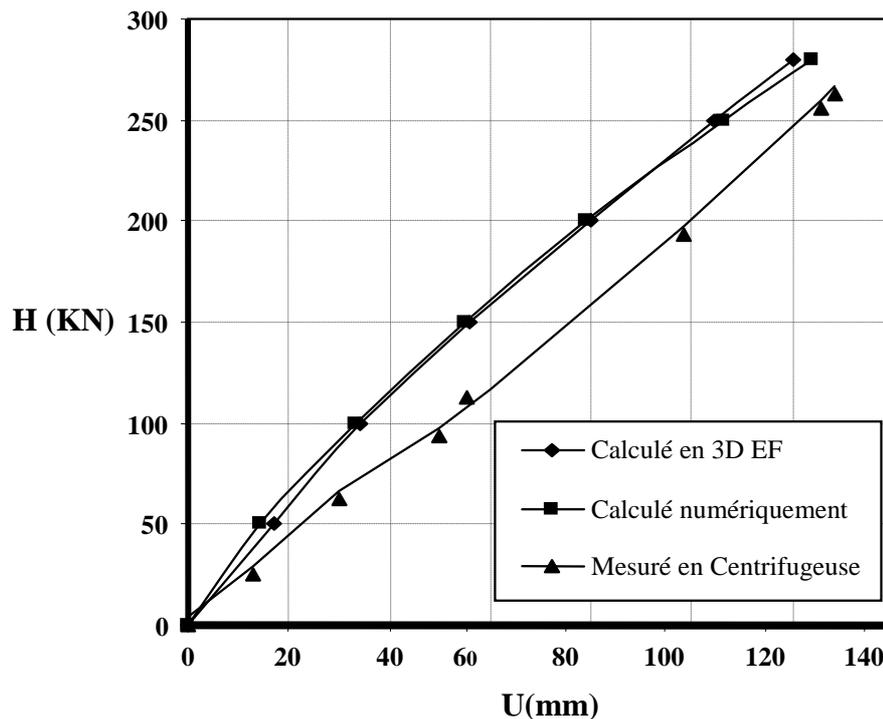


Figure 6.5. Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux.

(H. Maouche et al. 2009)

### 6.2.3 Cas d'un sol multicouches non linéaire élasto-plastique:

Le modèle sol-pieu utilisé dans cette étude est représenté par la figure.6.6. On utilise le même type de pieu placé dans le cas d'un sable moyen dense ( $d=0.429\text{m}$ ,  $L=13.5\text{m}$ ,  $E_p = 74.10^6\text{KPa}$ ,  $\nu_p=0.15$ ,  $\gamma_p=27\text{KN/m}^3$ ).

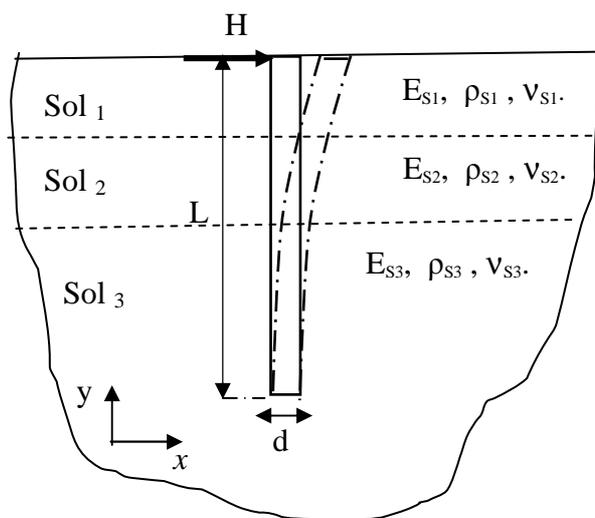


Figure 6.6. Le Modèle du système sol-pieu.

Le maillage en éléments finis pour le modèle de validation d'un pieu implanté dans un sol multicouche est donné dans le tableau 6.4 pour un comportement non-linéaire.

**Tableau.6.4.****Maillage pour le modèle non-linéaire de validation**

Paramètres de validation	Nom
Modèle	Déformation Plane
Élément triangle	15-Nœud
Nombre d'élément	778
Nombre de nœud	6537
Nombre de points de contrainte	9336
Taille moyenne de l'élément triangle	1,31 m

Les résultats obtenus sont comparés avec les résultats numériques de (Yang et al.2002). Le sol est un multicouche, les propriétés des couches de sol sont résumées dans le tableau.6.5.

**Tableau.6.5.****Input paramètres pour l'analyse non linéaire**

Paramètres	Unité	Sol <sub>1</sub> et sol <sub>3</sub>		Soil <sub>2</sub>
		Sable moyen dense		Argile molle
Poids volumique sec $\gamma_d$	(KN/m <sup>3</sup> )	14.5	13.7	
Coefficient de Poisson $\nu_s$	-	0.35	0.45	
Module de Young $E_s$	(KPa)	17400	11000	
Angle de frottement $\phi$	(°)	37.1	25	
Angle de dilatation $\Psi$	(°)	7.1	0	
Coefficient des terres au repos $K_0$	-	0.397	0.577	
Cohésion C	(KPa)	0	21.7	

La Figure (6.7) présente Les courbes de déplacement en tête du pieu ( $U$ ) en fonction de l'effort latéral ( $H$ ).

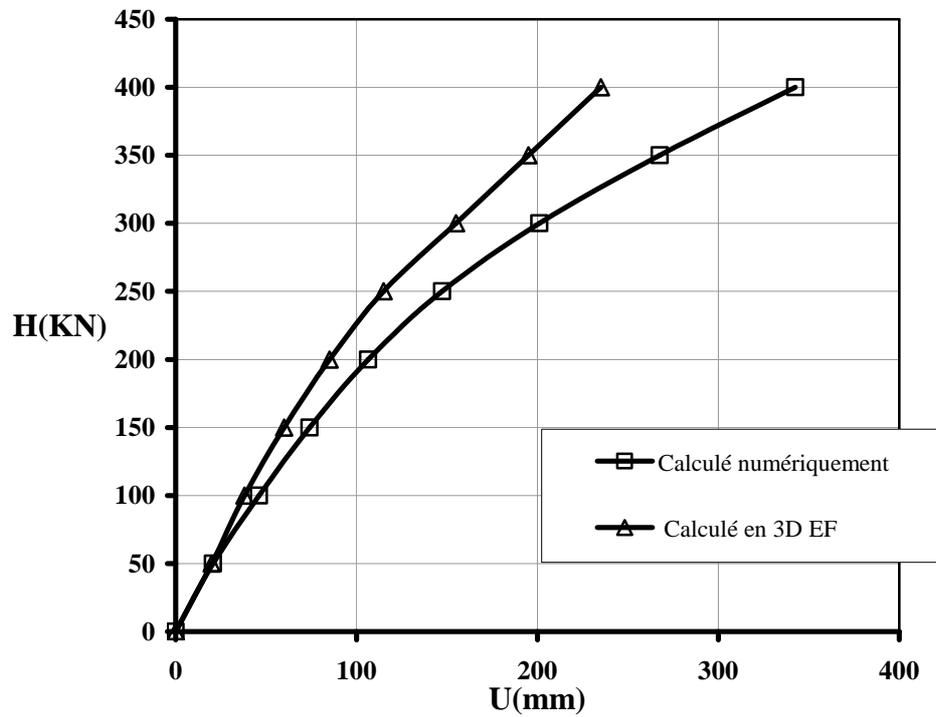


Figure 6.7. Comparaison entre les résultats numériques.

On remarque que Les déplacements obtenus dans la présente étude par Plaxis 2D sont proches de celles présentées par la méthode numérique en éléments finis 3D.

## 6.3 Comportement non linéaire du pieu dans un sol uniforme :

### 6.3.1 Etude du déplacement non linéaire du pieu :

Dans cette étude on s'intéresse surtout aux déplacements en tête du pieu. Réellement le déplacement du pieu est le facteur le plus important qui affecte directement la performance du pieu, car lors de conception on impose que les déplacements maximaux doivent être inférieure aux limites acceptables données.

Cette analyse paramétrique vise d'étudier l'effet de la non-linéarité et l'effet du rapport d'élanement du pieu  $L/d$  sur le déplacement à la tête du pieu  $U$ , pour deux types de sol (sable, argile). L'étude sera faite en fonction de l'effort latérale  $H$ .

Dans toutes les applications le pieu est de section carrée, il est caractérisé par son rapport d'élanement  $L/d$ . le pieu est en béton armé avec les propriétés élastique suivantes : le module de Young's  $E_p = 2.10^9$  (KPa), un coefficient de Poisson  $\nu_p = 0.15$  et un poids volumique  $\gamma_p = 25$  (KN/m<sup>3</sup>).

Dans cette étude le pieu est implanté dans deux types de sol uniforme différent : un sable moyen dense et une argile molle. Les paramètres de sol introduit dans le calcul numérique sont reportés dans le tableau 6.6 pour le comportement linéaire et le tableau 6.7 pour le comportement non-linéaire.

**Tableau.6.6.**

**Input paramètres pour l'analyse linéaire**

Paramètres	Unité	Sable moyen	
		dense	Argile molle
Poids volumique du sol saturé $\gamma_{sat}$	(KN/m <sup>3</sup> )	18	16
Poids volumique du sol sec $\gamma_d$	(KN/m <sup>3</sup> )	18	14
Coefficient de Poisson $\nu_s$	-	0.370	0.3
Module de Young $E_s$	(KPa)	23000	8500
Coefficient des terres au repos $K_0$	-	0.384	0.642

**Tableau.6.7.**  
**Input paramètres pour l'analyse non linéaire**

Paramètres	Unité	Sable moyen	
		dense	Argile molle
Poids volumique du sol saturé $\gamma_{sat}$	(KN/m <sup>3</sup> )	18	16
Poids volumique du sol sec $\gamma_d$	(KN/m <sup>3</sup> )	18	14
Coefficient de Poisson $\nu_s$	-	0.370	0.3
Module de Young $E_s$	(KPa)	23000	8500
Coefficient des terres au repos $K_0$	-	0.384	0.642
Angle de frottement $\phi$	(°)	38	21
Angle de dilatation $\Psi$	(°)	8	0
Cohésion C	(KPa)	0	10

Dans cette étude, les données du maillage en éléments finis pour le système sol-pieu sont reportés dans le tableau 6.8 pour le comportement linéaire et non-linéaire.

**Tableau.6.8.**  
**Maillage pour le modèle linéaire et non linéaire**

Paramètres du pieu	Nom				
rapport d'élanement	(L/d)	5	10	15	20
Modèle	Déformation Plane	-	-	-	-
Elément triangle	15-Nœud	-	-	-	-
Nombre d'élément	-	147	146	158	145
Nombre de nœud	-	1259	1265	1377	1279
Nombre de points de contrainte	-	1764	1752	1896	1740
Taille moyenne de l'élément triangle	(m)	2,61	2,87	2,98	3,32

### 6.3.1.1 Effet de la non-linéarité :

La figure 6.8 présente la variation linéaire et non-linéaire des déplacements à la tête du pieu ( $U$ ) pour différentes valeurs de l'effort latéral ( $H$ ).

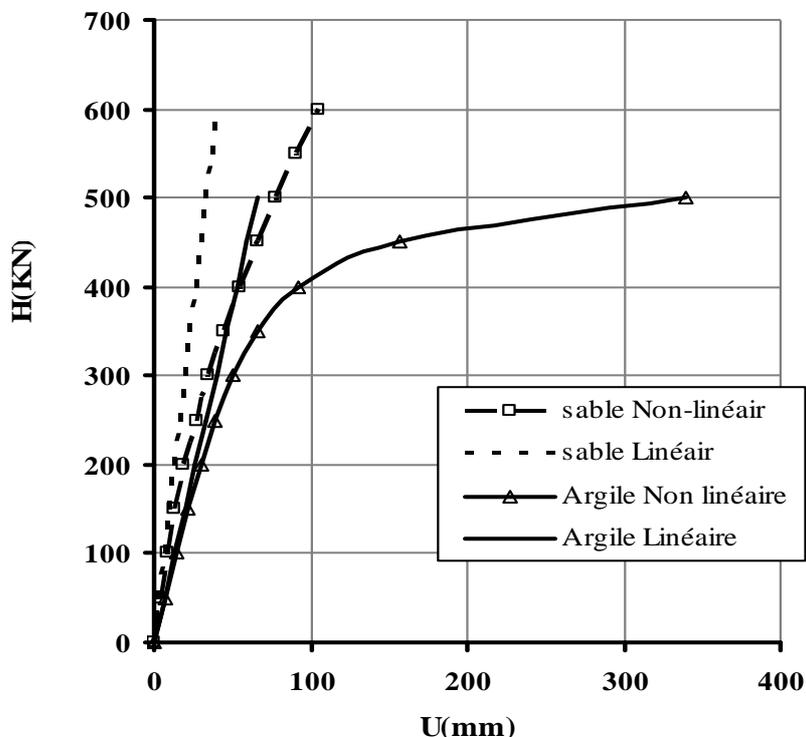


Figure 6.8. Comparaison entre les déplacements linéaire et non-linéaire à la tête du pieu, (H. Maouche et al. 2009)

La comparaison entre les deux types de déplacement montre que l'effet de la non-linéarité est relativement faible pour les charges modérées. Quoique cet effet devient important avec l'augmentation de l'effort latérale pour les deux types de sol. Cependant, les grandes valeurs de déplacements sont obtenues lorsque le comportement est élasto-plastique. Cette différence entre les deux modèles devient sensible aux grandes charges.

Il est clairement remarqué que les déplacements développés dans une argile molle sont importants que celles développés dans un sable moyen dense.

### 6.3.1.2 Effet du rapport d'élancement du pieu :

Dans cette application, les paramètres de la géométrie du pieu sont simplement définis par un rapport d'élancement du pieu  $L/d$  : 5, 10, 15, 20.

L'effet de ce paramètre sur le déplacement en tête du pieu est représenté sur la figure.6.9 et la figure.6.10, pour les deux types de sols utilisés précédemment.

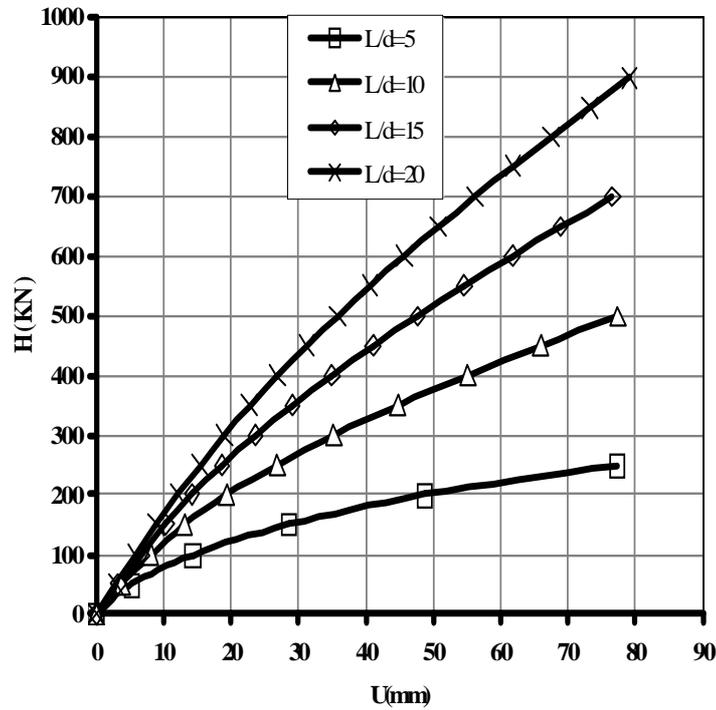


Figure. 6.9. Effet du rapport d'élancement du pieu  $L/d$  sur le comportement non linéaire d'un sable moyen dense, (H. Maouche et al. 2009)

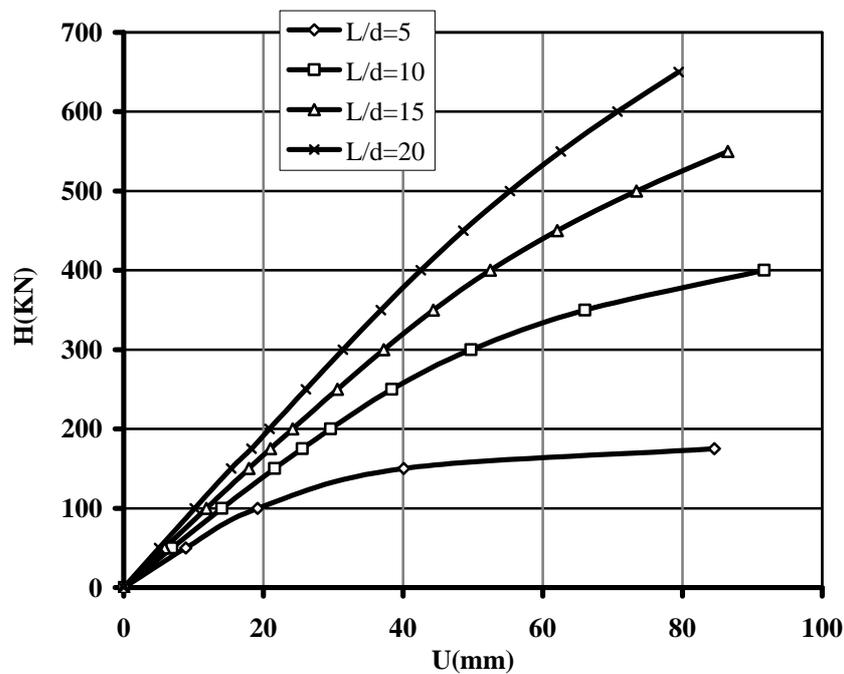


Figure. 6.10. Effet du rapport d'élancement du pieu  $L/d$  sur le comportement non linéaire d'une argile molle, (H. Maouche et al. 2009)

Les figures (6.9) et (6.10) présentent la variation du déplacement en tête du pieu  $U$  en fonction de la charge latérale  $H$  pour un sable moyen dense et une argile molle avec un comportement élasto-plastique. Cette application est faite pour différentes valeurs du rapport d'élanement de pieu :  $L/d = 5, 10, 15, 20$ .

Les résultats obtenus montrent clairement que le déplacement en tête du pieu est très influencé par le rapport d'élanement et pratiquement pour des charges élevés. Ces déplacements décroissent avec l'accroissement de la valeur de rapport d'élanement, le petit déplacement est observé pour la grande valeur de rapport d'élanement ( $L/d=20$ ).

Généralement Le changement du type de sol d'un sable moyen dense à une argile molle n'a aucun effet seulement que le déplacement dans l'argile molle devient important.

### 6.3.2 Etude de la pression latérale du sol :

#### 6.3.2.1 Effet du chargement latéral :

La figure (6.11) présente la variation de la pression du sol en fonction de la profondeur  $Z$  pour différentes chargements  $H$  (100KN, 200KN, 300KN), le sol est un sable moyen dense avec un rapport d'élanement du pieu ( $L/d = 10$ ).

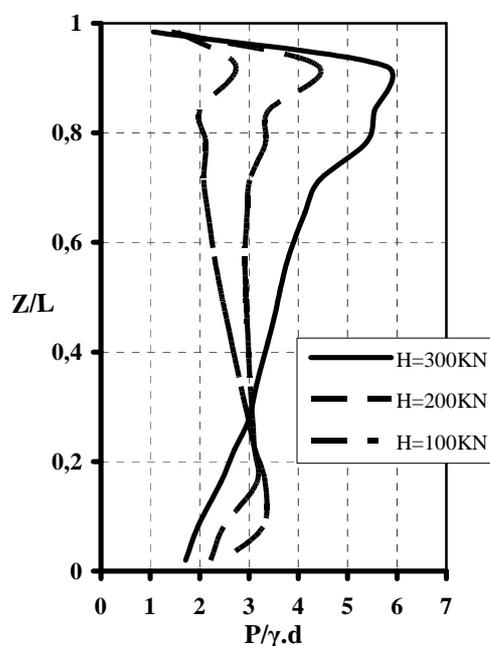


Figure. 6.11. Effet du chargement  $H$  sur la pression latérale du sol ( $L/d = 10$ ).

On remarque que l'effet de l'interaction se fait sentir avec la charge ( $H$ ) appliquée à la tête du pieu. Pour un même pieu ( $L/d = 10$ ), les valeurs de la pression du sol accroissent avec l'accroissement de la valeur de la charge  $H$  jusqu'à la profondeur ( $Z = 0,277L$ ) où les pressions sont pratiquement égaux. C'est à partir de cette profondeur que la pression du sol décroissent avec l'accroissement de la charge  $H$ . cet point en profondeur représente le point de rotation du pieu.

### 6.3.2.2 Effet du rapport d'élanement du pieu :

La figure (6.12) présente la variation de la pression latérale du sol pour différentes valeurs du rapport d'élanement du pieu ( $L/d$ ), comme exemple on a pris les valeurs suivantes ( $L/d = 5, 10$  et  $20$ ) avec un chargement latérale égale à  $H=100KN$  appliqué à la tête du pieu, le sol est un sable moyen dense.

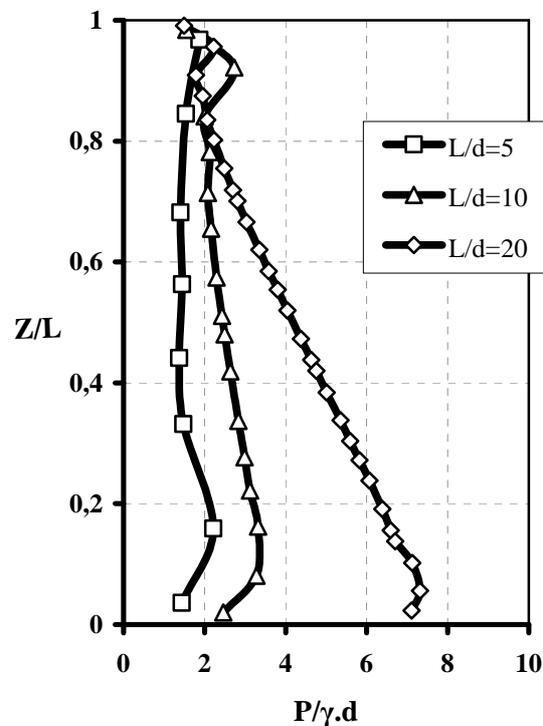


Figure. 6.12. Effet du rapport d'élanement du pieu  $L/d$  sur la pression latérale du sol ( $H = 100$  KN).

Les résultats obtenus pour ces différentes valeurs du rapport d'élanement du pieu ( $L/d$ ) ont mis en évidence leur influence importante sur la valeur de la pression latérale du sol.

On remarque que dans le domaine élasto-plastique la pression du sol augmente avec l'augmentation du rapport d'élanement du pieu ( $L/d$ ).

## 6.4 Comportement non linéaire du pieu dans un sol multicouche :

### 6.4.1 Etude du déplacement non linéaire du pieu :

Dans cette étude on s'intéresse surtout aux déplacements le long de la longueur du pieu. Cette analyse paramétrique vise d'étudier l'effet de la non-linéarité, l'effet du rapport d'élanement du pieu et l'effet de la charge latérale  $H$  sur le déplacement le long de la longueur du pieu.

Dans toutes les applications le pieu est de section carrée, il est caractérisé par son rapport d'élanement  $L/d$ . le pieu est en béton armé avec les propriétés élastique suivantes : le module de Young's  $E_p = 2.10^9$  (KPa), un coefficient de Poisson  $\nu_p = 0.15$  et un poids volumique  $\gamma_p = 25$  (KN/m<sup>3</sup>).

Dans cette étude le pieu est implanté dans un sol multicouche, la géométrie du modèle est présenté sur la figure 6.13.

Trois couches de sol composent la géologie du site :

- une couche de remblai sableux en surface de 4m de profondeur;
- une couche d'argile molle de 7m d'épaisseur;
- enfin une couche d'argile raide de 14 m.

En dessous, on trouve le substratum rocheux pour lequel les déformations sont nulles.

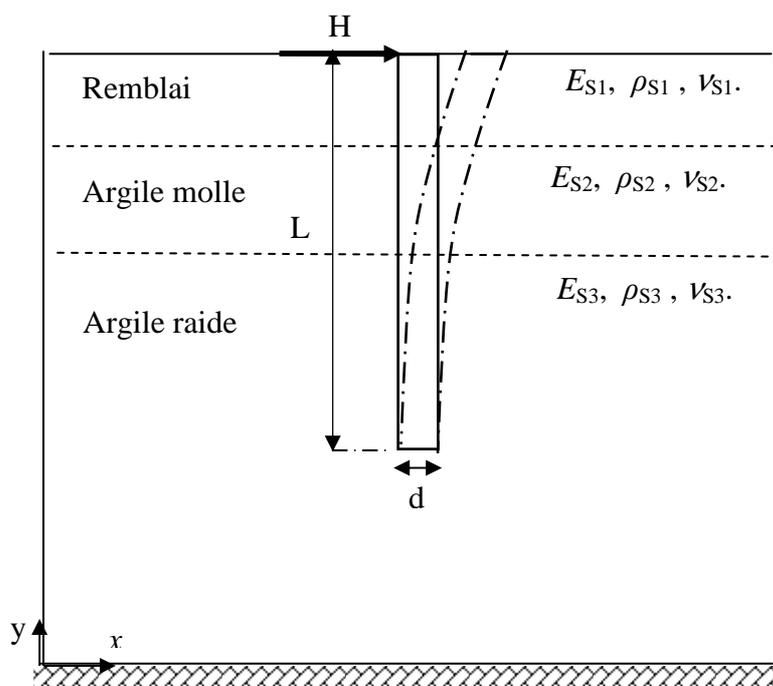


Figure. 6.13. Modèle géométrique du système sol-pieu.

Les données de ces couches sont obtenues par A.Lahmadi (2006). Les paramètres des couches de sol introduits dans le calcul numérique sont reportés dans le tableau 6.9 pour le comportement non-linéaire et le tableau 6.10 pour le comportement linéaire.

**Tableau.6.9.****Input paramètres pour l'analyse non linéaire**

Paramètres	Unité	Remblai	Argile molle	Argile raide
Poids volumique humide $\gamma_h$	(KN/m <sup>3</sup> )	20	19	21
Poids volumique sec $\gamma_d$	(KN/m <sup>3</sup> )	19	18	20
Coefficient de Poisson $\nu_s$	-	0.33	0.3	0.3
Module de Young $E_s$	(KPa)	18000	7995	76500
Coefficient des terres au repos $K_0$	-	0.426	0.562	0.470
Angle de frottement $\varphi$	(°)	35	26	32
Angle de dilatation $\Psi$	(°)	5	0	2
Cohésion C	(KPa)	10	1	4

**Tableau.6.10.****Input paramètres pour l'analyse linéaire**

Paramètres	Unité	Remblai	Argile molle	Argile raide
Poids volumique humide $\gamma_h$	(KN/m <sup>3</sup> )	20	19	21
Poids volumique sec $\gamma_d$	(KN/m <sup>3</sup> )	19	18	20
Coefficient de Poisson $\nu_s$	-	0.33	0.3	0.3
Module de Young $E_s$	(KPa)	18000	7995	76500
Coefficient des terres au repos $K_0$	-	0.426	0.562	0.470

Dans cette étude, les données du maillage en éléments finis du système sol-pieu sont reportés dans le tableau 6.11 pour le comportement linéaire et non-linéaire.

**Tableau.6.11.****Maillage pour le modèle linéaire et non linéaire**

Paramètres du pieu	Nom			
rapport d'élanement	(L/d)	15	20	25
Modèle	Déformation Plane	-	-	-
Elément triangle	15-Nœud	-	-	-
Nombre d'élément	-	390	760	797
Nombre de nœud	-	3365	6397	6723
Nombre de points de contrainte	-	4680	9120	9564
Taille moyenne de l'élément triangle	(m)	1,75	2,05	2,13

**6.4.1.1 Effet de la non-linéarité :**

La figure 6.14 présente la variation linéaire et non-linéaire des déplacements en tête du pieu ( $U$ ) pour différentes valeurs de l'effort latéral ( $H$ ).

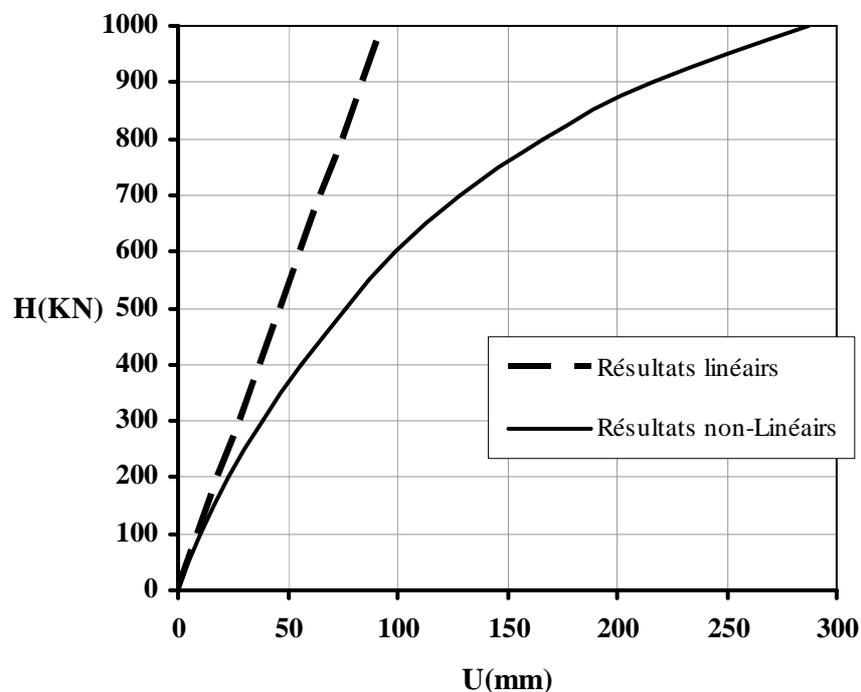


Figure 6.14 Comparaison entre les déplacements linéaire et non-linéaire en tête du pieu dans un sol multicouches ( $L/d=10$ ).

La comparaison entre les déplacements linéaire et non-linéaire pour un sol multicouche montre que l'effet de la non-linéarité est relativement faible pour les charges modérées. Bien que cet effet devient important avec l'augmentation de l'effort latérale. Néanmoins, les grandes valeurs de déplacements sont obtenues lorsque le comportement est élasto-plastique. Cette différence entre les deux modèles devient sensible aux grandes charges.

#### 6.4.1.2 Effet du rapport d'élancement du pieu :

Dans cette application, les paramètres de la géométrie du pieu sont simplement définis par un rapport d'élancement du pieu  $L/d$  : 15, 20, 25.

L'effet de ce paramètre sur le déplacement le long de la longueur du pieu est représenté sur la figure.6.15 pour le type de sol multicouche utilisés précédemment.

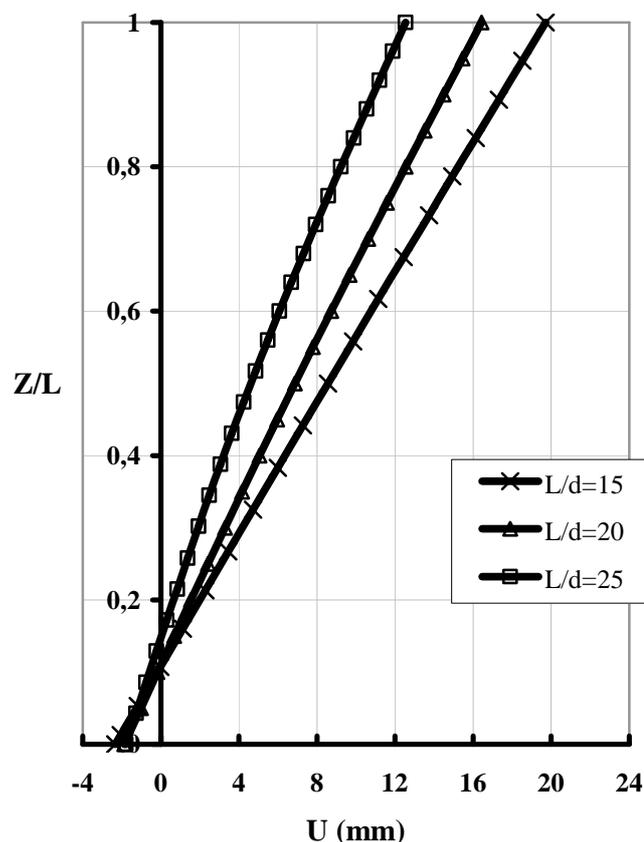


Figure.6.15 Effet du rapport d'élancement  $L/d$  sur le comportement non linéaire d'un sol multicouche ( $H=300\text{KN}$ )

La figure (6.15) présente la variation du déplacement le long de la longueur du pieu  $U$  en fonction des profondeurs ( $Z/L$ ) pour un sol multicouches avec un comportement élasto-plastique. Cette application est faite pour différentes valeurs du rapport d'élanement du pieu ( $L/d$ ).

Les résultats obtenus montrent clairement que le déplacement le long de la longueur du pieu est très influencé par le rapport d'élanement et pratiquement pour des charges élevés. Ces déplacements décroissent avec l'accroissement de la valeur de rapport d'élanement. La profondeur ( $Z = 0,107L$ ) représente le point de rotation du pieu. Le petit déplacement est observé pour la grande valeur de rapport d'élanement ( $L/d=25$ ).

#### 6.4.1.3 Effet du chargement latéral :

La figure (6.16) présente la variation du déplacement le long de la longueur du pieu ( $U$ ) en fonction des profondeurs ( $Z/L$ ) pour un sol multicouches avec un comportement élasto-plastique, pour différentes chargements  $H$  (100KN, 200KN, 300KN), avec un rapport d'élanement du pieu ( $L/d = 10$ ).

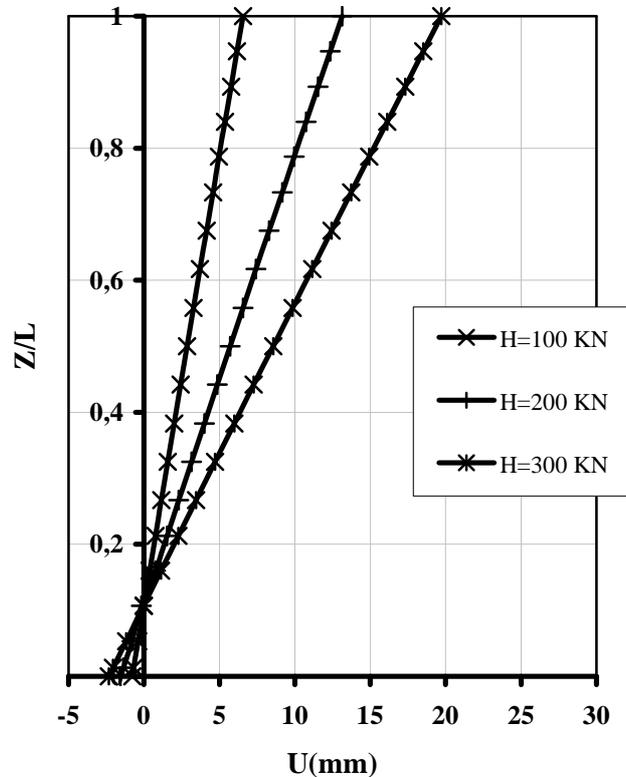


Figure. 6.16 Effet du chargement  $H$  sur le comportement élasto-plastique d'un sol multicouche ( $L/d = 10$ ).

L'effet de la charge latérale  $H$  appliquée à la tête du pieu sur le déplacement a montré que, pour un même pieu ( $L/d = 10$ ), les valeurs de déplacement le long de la longueur du pieu ( $U$ ) accroissent avec l'accroissement de la valeur de la charge  $H$ . à la profondeur ( $Z = 0,107L$ ) les déplacements sont pratiquement égaux. Cette profondeur représente le point de rotation du pieu.

## 6.4.2 Etude de la pression latérale du sol :

### 6.4.2.1 Effet de la non-linéarité :

La figure 6.17 présente la variation linéaire et non-linéaire des pressions latérales de sol en fonction des profondeurs ( $Z/L$ ) pour une valeur de l'effort latéral ( $H=700\text{KN}$ ).

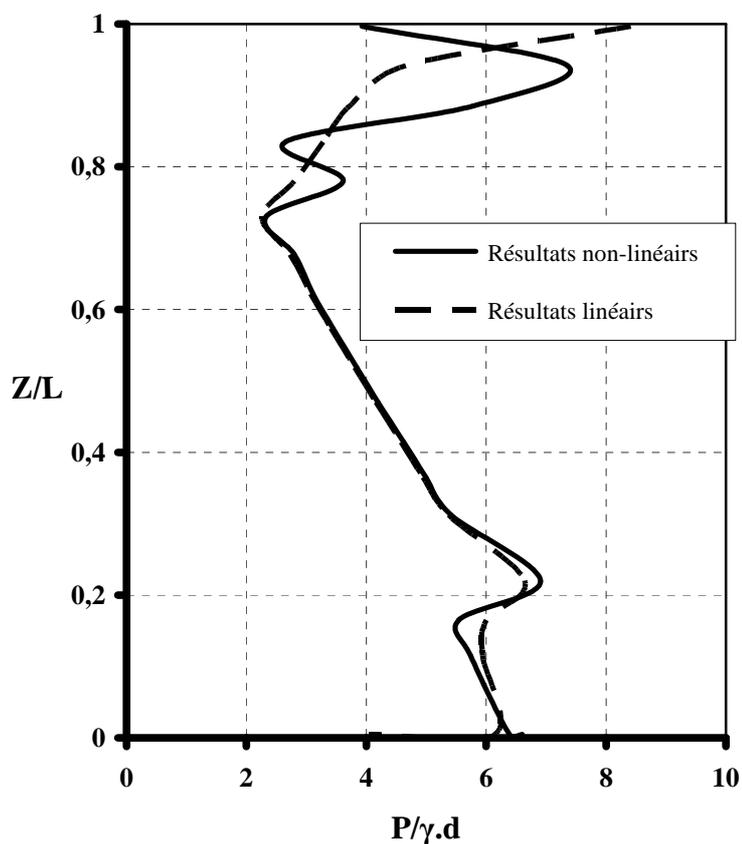


Figure. 6.17 Effet de la non-linéarité sur la pression dans un sol multicouche ( $L/d=15$ ).

La comparaison entre les pressions linéaire et non-linéaire dans le sol multicouches montre que l'effet de la non-linéarité est très faible pour la couche intermédiaire d'argile molle. Alors que cet effet devient important pour les deux autres couches adjacentes.

La grande valeur de pression ( $P=168,181\text{KN/m}^2$ ) est obtenues en surface ( $Z/L=1$ ) lorsque le comportement du remblai sableux est élastique. Lorsque le comportement est élasto-plastique, La grande valeur de pression ( $P=131,972\text{KN/m}^2$ ) se trouve à la base du pieu ( $Z/L=0$ ) dans la couches d'argile raide.

### 6.4.2.2 Effet du chargement latéral :

La figure (6.18) présente la distribution de la pression latérale dans un sol multicouche en fonction de la profondeur ( $Z/L$ ) pour différents chargements  $H$  ( $100\text{kN}$ ,  $300\text{kN}$ ,  $500\text{KN}$ ).

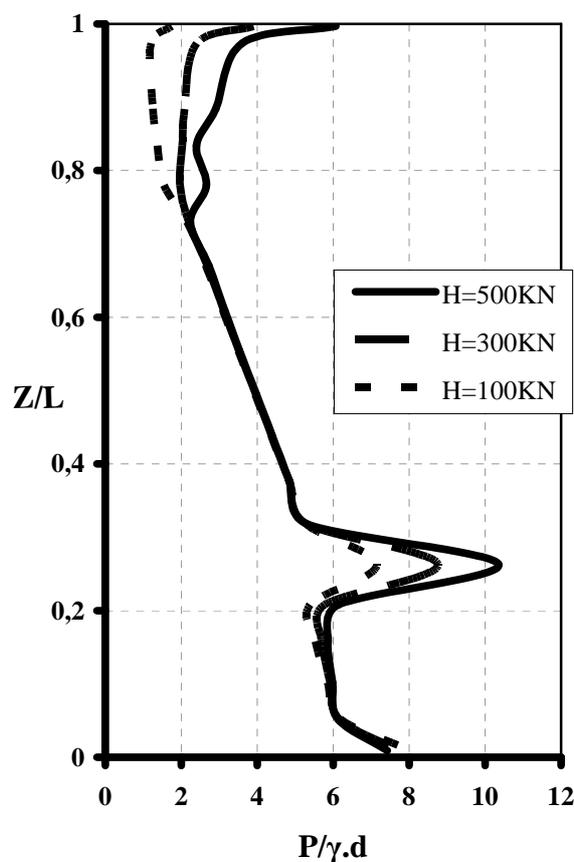


Figure. 6.18 Effet du chargement  $H$  sur pression d'un sol multicouche ( $L/d=15$ ).

On remarque que le long de la longueur du pieu, les pressions dans les trois couches de sol accroissent avec l'accroissement de la charge H appliquée jusqu'à la profondeur ( $Z=0,052L$ ), les pressions se décroissent avec l'accroissement de la charge H.

La grande valeur de la pression est observée à une profondeur ( $Z=0,263L$ ) dans la couche d'argile raide ( $P=207,181\text{KN/m}^2$ ). L'effet de chargement latéral sur la pression est très faible dans la couche d'argile molle.

**Chapitre 7 :**

***Conclusion générale***

## 7. Conclusion générale

L'objectif de ce travail est l'analyse non linéaire de la réponse d'un pieu sous sollicitations latérales. L'étude est conduite en élasto-plasticité ; le comportement des matériaux est décrit par le critère de Mohr Coulomb.

L'étude a porté sur la détermination du déplacement, à la tête du pieu et le long de la longueur du pieu, ainsi que la pression latérale du sol. L'étude a été faite avec deux types de sol : sol uniforme et sol multicouche pour différents types de pieux. On a analysé deux cas de sols uniformes : un sable moyen dense et une argile molle. Pour le sol multicouche, le profile de sol est constitué de : une couche de remblai sableux, une couche d'argile molle et une couche d'argile raide.

Les résultats numériques obtenus dans ce travail, nous permis de caractériser l'effet de plusieurs paramètres sur le déplacement du pieu et la pression latérale du sol : la non linéarité, le rapport d'élancement du pieu, la charge latérale H, ainsi que la nature du sol.

Les résultats numériques obtenus on été comparés avec différent auteurs :

- Cas d'un sol uniforme linéaire élastique (Poulos et Davis.1974) :  
Pour le modèle linéaire, les résultats numériques obtenus des facteurs d'influence  $I_{\rho H}$  sont proches de celles donnés par les abaques de Poulos et Davis, la différence entre eux sont de l'ordre de 10%.
- Cas d'un sol uniforme non linéaire élasto-plastique (McVay et al.1998 et Yang et al. 2002) :  
Les déplacements non linéaires obtenus à la tête du pieu implanté dans un sable moyen et dense sont pratiquement confondus avec celle obtenue par le calcul numérique en éléments finis 3D, réalisées par d'autres études. De plus les déplacements obtenus par les deux approches numériques sont en concordance avec celle mesuré en centrifugeuse.
- Cas d'un sol multicouches non linéaire élasto-plastique (Yang et al. 2002) :  
Les déplacements non linéaires obtenus à la tête du pieu sont proches de celles obtenues par le calcul numérique en éléments finis 3D.

Les résultats obtenus sont acceptables, Pratiquement PLAXIS 2D donne une bonne estimation du comportement linéaire et non linéaire d'un pieu. Ce qui confirme La fiabilité de l'approche numérique utilisée.

Les résultats concernant le cas de sol uniforme montrent que :

- L'effet de la non-linéarité sur le déplacement est relativement faible pour les charges modérées. quoique cet effet devient important avec l'augmentation de l'effort latérale. Cependant, les grandes valeurs de déplacements sont obtenues lorsque le comportement est élasto-plastique. Cette différence entre les deux modèles devient sensible sous les charges élevées. Les résultats obtenus pour un sol uniforme illustrent bien que les déplacements développés dans une argile molle sont plus importants que celles développés dans un sable moyen dense.
- le déplacement non linéaire en tête du pieu est très influencé par le rapport d'élancement ( $L/d$ ) et notamment pour des charges élevées. Les résultats obtenus pour les deux types de sol, un sable moyen dense ou une argile molle, montrent clairement que ces déplacements varient en sens inverse de la valeur de rapport d'élancement et le plus faible déplacement est observé pour la grande valeur de rapport d'élancement ( $L/d=20$ ). Le type de sol, un sable moyen dense ou une argile molle n'a pas d'effet direct sur l'allure générale des courbes ( $H-U$ ). Seulement les déplacements dans l'argile molle sont beaucoup plus importants que celles obtenus dans le sable moyen dense.
- Pour un même pieu ( $L/d = 10$ ), les valeurs de la pression du sol accroissent avec l'accroissement de la valeur de la charge ( $H$ ) jusqu'à la profondeur ( $Z = 0,277L$ ) où les pressions sont pratiquement nulles. C'est à partir de cette profondeur que la pression du sol commence à décroître avec l'accroissement de la charge ( $H$ ). Le point qui correspond à cette profondeur représente le point de rotation du pieu.
- L'étude faite sur le sable moyen dense a montré que le rapport d'élancement du pieu ( $L/d$ ) a une influence plus importante sur la pression latérale. Dans le domaine élasto-plastique, la pression du sol augmente avec l'augmentation du rapport d'élancement du pieu ( $L/d$ ).

Les résultats concernant le cas de sol multicouche montrent que :

- L'effet de la non-linéarité sur le déplacement est relativement faible pour les charges modérées. quoique cet effet devient important avec l'augmentation de l'effort latérale. Néanmoins, les grandes valeurs de déplacements sont

obtenues lorsque le comportement est élasto-plastique. Cette différence entre les deux modèles devient sensible sous les charges élevées.

- Les résultats obtenus montrent clairement que le déplacement le long de la longueur du pieu est très influencé par le rapport d'élanement et pratiquement pour des charges élevées. Ces déplacements décroissent avec l'accroissement de la valeur de rapport d'élanement. La profondeur ( $Z = 0,107L$ ) représente le point de rotation du pieu. Le petit déplacement est observé pour la grande valeur de rapport d'élanement ( $L/d=25$ ).
- pour un même pieu ( $L/d = 10$ ), les valeurs de déplacement le long de la longueur du pieu ( $U$ ) accroissent avec l'accroissement de la valeur de la charge  $H$ . à la profondeur ( $Z = 0,107L$ ) les déplacements sont pratiquement égaux. Cette profondeur représente le point de rotation du pieu.
- La comparaison entre les pressions linéaire et non-linéaire dans le sol multicouches montre que l'effet de la non-linéarité est très faible pour la couche intermédiaire d'argile molle. Alors que cet effet devient important pour les deux autres couches adjacentes. La grande valeurs de la pression ( $P=168,181\text{KN/m}^2$ ) est obtenues en surface ( $Z/L=1$ ) lorsque le comportement du remblai sableux est élastique. Lorsque le comportement est élasto-plastique, La grande valeurs de pression ( $P=131,972\text{KN/m}^2$ ) se trouve à la base du pieu ( $Z/L=0$ ) dans la couches d'argile raide.
- le long de la longueur du pieu, les pressions dans les trois couches de sol accroissent avec l'accroissement de la charge ( $H$ ) appliquée jusqu'au profondeur ( $Z=0,052L$ ), les pressions se décroissent avec l'accroissement de la charge ( $H$ ). La grande valeur de la pression est observée à une profondeur ( $Z=0,263L$ ) dans la couche d'argile raide ( $P=207,181\text{KN/m}^2$ ). L'effet de chargement latéral sur la pression est très faible dans la couche d'argile molle.

La fiabilité du code du calcul numérique PLAXIS 2D donne une bonne estimation du comportement non-linéaire du pieu.

Par conséquent ce travail de recherche peut être étendu à l'analyse non linéaire de la réponse d'un pieu sous sollicitations axiales pour différent type de chargement, cyclique, statique ou dynamique. Ceci reste une perspective pour d'autres chercheurs.

***Références bibliographiques***

## References bibliographiques

- A.P.I. [American Petroleum Institute, 1993]** "Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms", RP2A-LRFD, Section G, pp. 64-77.
- Bagluelin, F. et Jezequel, J. F., (1972).** "Etude expérimentale du comportement de pieux sollicité horizontalement " Bull. liaison labo. P .et Ch.-62-Réf.1226. Nov-Déc.1972.
- Banerjee, P. K. and Driscoll, R. M. (1976)** "Three dimensional analysis of raked pile groups", Proc. of the institute of civil engineering, Part 2, pp. 653-671.
- Bhushan, K., Bourdon, G., and Gambin, M. (1969).** "Lateral load tests of drilled piers in sand." Proc., Drilled Piers and Caissons, M. W.O'Neill, ed., St. Louis.
- Bhushan, K., Haley, S. C., and Fong, P. T., (1979).** "Lateral Load Tests on Drilled Piers in Stiff Clays" Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, No. GT8, Proc. Paper 14789, pp. 969-985.
- Bhushan K., and Haley, S. C. (1980).**"Development of Computer Program Using P-Y Data from Load Test Results for Lateral Load Design of Drilled Piers" a research report prepared for Woodward-Clyde Consultants Professional Development Committee, San Francisco, California.
- Bhushan, K., and Askari, S., (1984).** "Lateral Load Tests on Drilled Pier Foundations for Solar Plant Heliostats" Laterally Loaded Piles, ASTM STP 835, James A. Langer, Ed., American Society of Testing and Materials, pp. 141 - 155.
- Blaney, G. W. and O'Neill, M. W., (1983).** "Lateral Response of a Single Pile in Overconsolidated Clay to Relatively Low Frequency Pile-Head Load and Harmonic Ground Surface Loads" Research Rep. UHCE83- 19, Department of Civil Engineering, University of Houston.
- Bourgez, F et Frank, R, (1992)** "Fondations profondes, "techniques de l'ingénieur.
- Boulon, M.; Flavigny, E.; Malecot, Y. et .... (2004)** "Pratique éclairée des éléments finis en géotechnique". Document 2, Laboratoire 3S et terrasol, décembre 2004.
- Brown, D. A., Reese, L. C., and O'Neill, M. W., (1987).** "Behavior of a Large Scale Pile Group Subjected to Cyclic Lateral Loading." Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 113, No. GT 11, pp. 1326- 1343.
- Brown D. A., Morrison, C., and Reese, L. C., (1988).** "Lateral Load Behavior of Pile Group in Sand" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 11, pp. 1261 - 1276.
- Brinkgreve, R.B.J., P.A. Vermeer (2003),** "PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analyses", Version 8. Balkema.

- Brinkgereve, R.B.J. et Vermeer, P.A. (2003 b)** " PLAXIS Version 8, scientific manual". DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas.
- Brinkgereve, R.B.J. et Vermeer, P.A. (2003 a)** "PLAXIS Version 8, material model manual". DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas.
- Bustamante, M. ; Frank, R. ; Glaneselli, L. (1987)**" Le dimensionnement des fondations profondes : L'expérience des Laboratoires des Ponts et Chaussées". Bull. Liaison. Laboratoire. Ponts et Chaussées, vol.149, pp.13-22.
- C.T.R.E. N°4 (1991)**"Utilisation des résultats des essais pressiométriques pour le dimensionnement des Fondations en Europe", A. A. Balkema publishers, Rotterdam, Netherlands, pp. 11-17.
- Costet, J et Sanglerat, G, (1975)** "Cours pratique de la mécanique des sols. Tome 2 " deuxième édition. Dunod .
- Duncan J.M et Chang C.Y. (1970)** "Nonlinear analysis of stress and strain in soils.ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division", vol. 96, n° SM 5, pp.1629-1653.
- Duncan,J.M et al., (1980)**, "Strength, Stress-Strain and BulkModulus Parameters for Finite Element Analysesof Stresses and Movements in Soil Masses", Report No. UCB/GT/80-O1, University of California, Department of Civil Engineering, Berkeley, California.
- D.T.R. BC 2.33.2, (1994)** " Méthodes de calcul des fondations profondes".
- Fascicule N°62-Titre V (1993)** "Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil", Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux, Ministère de L'Equipement, du Logement et des Transports,182 p
- Frank. R. (1999)**."Calcul des fondations superficielles et profondes", Editions Technique de l'ingénieur et Presse des Ponts et Chaussées, 141 p.
- Frank. R. et Bourgez, F . (1992)**."Fondations profondes, "techniques de l'ingénieur.
- Gilbert.C. (1995)**"Une nouvelle approche des calculs d'interaction sol-structure", Revue Française de Géotechnique, N°7, 3° trimestre 1995, pp. 3-9.
- Hadjadji.T. (1993)**"Analyse du comportement de pieux sous chargements horizontaux", Thèse de doctorat de L'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 307 p.
- HKS, (1989)**, "ABAQUS Example Problems Manual", Version 4.8 with 4.9 Supplement, Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., Pawtucket, Rhode Island.
- Janbu N. (1963)**, "Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests". Proc. European Conf. on Soil Mech. Found.Eng. (ECSMF), Wiesbaden, vo.1, pp. 19-25.

- Kondner R.I. (1963)**, "Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils". ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 89, n° SM 1, pp.115-143.
- Kubo.K. (1965)**"Experimental study of laterally loaded piles", Proc. VI<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E., Montréal, Vol. 2, pp. 275-279.
- Lahmadi A. (2006)**. "Magister thesis Civil Engineering Department", University of Batna, Algeria.
- Leonards,G.A. (1968)** "Les foundations" ,Dunod, Paris,.
- Matlock, H., (1970)**. "Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay" Proceedings of 2<sup>nd</sup> Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Vol. 1, pp. 577-594.
- Matlock, H., and Ripperger, E. A. (1956)**. "Procedures and Instrumentation for Tests on a Laterally Loaded Pile" Proc., 8<sup>th</sup> Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Special Publication No. 29, Bureau of Engineering Research, Texas University.
- Maouche,H. (2003)**. "Magister thesis Civil Engineering Department", University of Constantine, Algeria.
- Maouche, H. Boumekik, A. et Sbartai, B. (2009)**" Numerical analysis of the response of a single pile embedded in non linear uniform soils" International Review of Mechanical Engineering (I.R.E.M.E.), Vol. 3, n. 5,September,674-678.
- Masoumi H. R., Degrande G. and Lambaert G. (2006)**, "Prediction of free field vibrations due to pile driving using a dynamic soil-structure interaction formulation", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, N° 27, pp. 126-143.
- McVay, M. Zhang, L. Molnit,T. Lai, P. (1998)**. "Centrifuge Testing of Large Laterally Loaded Pile Groups in Sands", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 124, n. 10, pp. 1016-1026.
- Mendoça A. V, Paiva J. B. (2003)** "An elastostatic FEM/BEM analysis of vertically loaded raft and piled raft foundation, Engineering Analysis with Boundary Elements", Vol. 27, pp. 919-933.
- Ménard L., Bourdon G., et Gambin M. (1969)**."Méthode générale de calcul d'un rideau ou d'un pieu sollicité latéralement en fonction des résultats pessiométriques", Sols-Soils, N° 22-23, Vol. VI, pp. 16-29.
- MESTAT, P. et PRAT, M. (1999)** "Ouvrages en interaction. AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil". HERMES science publication, pp.934.
- Mindlin, R. D. (1936)**" Force at a point in the interior of a semi-infinite solid". Physics 7,195-202.

- Murchison J.M et al (1984).** "Evaluation of P-y relationships in cohesionless soils", Analysis and Design of pile Foundations, Proc.A.S.C.E. National Convention in San Francisco, pp. 174-191.
- P.H.R.I. (Port and Harbour Research Institute) (1980)** , "Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japan", Bureau of Ports and Harbours, Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport, 317 p.
- Poulos, H. G. (1971 b).** "Behavior of laterally loaded piles: I- " pile groups". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division", American Society of Civil Engineers, Vol. 97, N° SM5, pp. 733-751.
- Poulos, H. G. (1971 a).** "Behavior of laterally loaded piles: I-"Single piles". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division", American Society of Civil Engineers, Vol. 97, N° SM5, pp. 711-731.
- Poulos, H. G. and Davis, E. H. (1980)**, "Pile Foundation Analysis and Design," John Wiley & Sons. New York, 397 p.
- Poulos et Davis (1974).** "Elastic solutions for soil and rock mechanics".
- Reese, L. C., Cox, W. R., and Grubbs B. R. (1974).** "Field Testing of Laterally loaded piles in sand." Paper N°2079, 6<sup>th</sup> oct , Houston, TX, pp 459-483.
- Reese, L. C., Wang, S. T., Arrellaga, J. A. & Hendrix, J. (2000).**" Computer program GROUP for Windows User's manual", version 5.0. Ensoft, Inc., Austin, Texas.
- Remaud D. (1999).**" Pieux sous charge latérales : Etude expérimentale de l'effet de groupe" Thèse de Doctorat.
- Roscoe K.H., Burland J.B. (1968),**" On the generalized stress-strain behavior of 'wet' clay". Engineering, Plasticity , Heyman J., Leckie F.A (eds), Cambridge University Press,Cambridge, Grande Betagne, pp.535-609.
- Terzaghi.K.(1955).**"Evaluation of coefficients of subgrade reaction". Geotechnique, Vol. 5, pp.279-326.
- Terashi, M et al. (1989),**"Centrifuge modelling of laterally loaded pile", XII<sup>th</sup> C.S.M.F., Proc., Rio de Janeiro, Vol. 2, pp. 991-994.
- Winkler E. (1867).** "Die Lehre von der Elastizitat and Festigkeit," Dominicus, Prague.
- Yang Z. Jeremic B. (2002).** "Numerical Analysis of Pile Behavior under Lateral Loads in Layered Elastic-plastic Soils, International Journal of Numerical analysis Methods in Geomechanics. Vol. 26, pp. 1385-1406.