

TABLES DES MATIERES

Résumé.....	II
Abstract.....	III
Résumé (arabe).....	IV
Liste des notions et unités de mesure.....	V
Liste des tableaux.....	VII
Liste des figures.....	VIII
Tables des matières.....	XI
Introduction générale.....	1

Chapitre 1 : Etude bibliographiques sur les fondations profondes sous charges latérales

1-1 Généralités sur les fondations profondes.....	5
1-1-1 Définition	5
1-1-2 Classification des fondations profondes.....	5
1-1-3 Principe de fonctionnement	7
1-1-4 Méthodes de dimensionnement	8
a) Pieu isolé sous charges axiales	8
b) Pieu isolé sous sollicitations non verticale en tête.....	9
1-2 Fondation profondes sous charges latérales	11
1-2-1 Introduction	11
1-2-2 Comportement du sol et du pieu sous chargement latéral	11
1-2-3 Les méthodes de dimensionnement des pieux.....	12
sous charge latérales	
1-2-3-1 Méthodes analytiques.....	10
a) Méthodes au module de réaction	13
b) Méthodes du continuum élastique	29

1-2-3-2 Méthodes numériques.....	31
1-2-3-3 Méthodes empiriques.....	32
1-3 Conclusion	32

Chapitre 2 : Théorie de comportement d'argile molle

2-1 Introduction	35
2-2 Présentation des argiles molles	36
2-3 Les caractéristiques fondamentales des argiles molles.....	36
2-3-1 La compressibilité.....	36
2-3-2 La perméabilité.....	39
2-4 La consolidation des argiles molles.....	40
2-4-1 Phénomène de la consolidation des sols	40
2-4-2 Traitement des problèmes de consolidation.....	40
des argiles molles	
a) La consolidation primaire	41
b) La consolidation secondaire (fluage).....	43
c) Couplage des phénomènes de consolidation... ..	45
primaire et secondaire	
2-5 Modèles de comportements des argiles molles.....	46
2-5-1 Modèles élastoplastiques	46
2-5-1-1 Fondements théoriques	46
2-5-1-2 Bases expérimentales.....	50
2-5-1-3 Modèle Cam-Clay	53
a) Equations des modèles Cam-Clay	53
b) Détermination des paramètres du modèle Cam-Clay ...	56
2-5-2 Modèles viscoplastiques	57
2-5-2-1 Fondements théoriques	57
2-5-2-2 Bases expérimentales	59

2-5-2-3	Modèle de comportement MÉLANIE	60
	a) Equations des modèles MÉLANIE	61
	b) Détermination des paramètres du modèle MÉLANIE	63
2-6	Conclusion	65

Chapitre 3 : La pratique des éléments finis en géotechnique

3-1	Introduction	67
3-2	La méthode d'éléments finis en géotechniques	67
	3-2-1 Présentation.....	67
	3-2-2 Formulations de la Méthode des éléments finis.....	68
	3-2-3 Analyse en éléments finis des problèmes tridimensionnels de géotechnique	70
3-3	Le code des éléments finis PLAXIS foundation 3D	74
	3-3-1 Présentation	74
	3-3-2 Option par défaut, solution approchées.....	74
	3-3-3 Les modèles de comportement utilisés dans..... Plaxis 3D FOUNDATION	77
	a) Comportement élastique linéaire.....	77
	b) Modèle Morh-coulomb	78
	c) Modèle de sol avec écouissage..... (Hardening Soil Model)	79
	d) Modèle pour sols "mous" avec effet du temps..... (Soft Soil Creep Model SSCM)	81
3-4	Conclusion.....	85

Chapitre 4 : Le choix un modèle 3D et expérimentation numérique

4-1	Introduction	87
-----	--------------------	----

4-2 Description du modèle de calcul numérique	88
4-3 Conception du modèle éléments finis	90
4-3-1 Les paramètres du sol et du pieu	90
a) Les paramètres du sol.....	90
b)-Les paramètres du pieu	91
4-3-2 Génération maillage	92
a)Génération maillage 2D	92
b) Génération maillage 3D	92
4-4 Phasage de calcul.....	93
4-5 Comparaison du modèle numérique	96
a) Déplacement horizontal dans le pieu	96
b) Moment fléchissant dans le pieu	97
4-6 : Etude paramétriques	98
4-6-1 L'effet de la proximité d'un talus	99
a)Talus 1 (référence)	100
b) Talus 2.....	100
c) Talus 3.....	101
d) Talus 4.....	102
4-6-2 L'effet de la charge Horizontale F_H	104
4-6-3 L'effet du rapport d'élanement du pieu.....	106
4-6-4 L'effet des paramètres géotechniques (C', φ')	107
a)L'effet de cohésion C' :.....	107
b) L'effet de l'angle de frottement φ'	108
conclusion generale.....	110
References bibliographiqueès.....	113

INTRODUCTION GENERALE

Les fondations profondes permettent de reporter les charges de la structure sur des couches plus profondes, lorsque la résistance du sol en surface n'est pas assez suffisante pour utiliser des fondations superficielles. Cependant, de nombreuses structures doivent pouvoir résister aussi bien à des charges axiales qu'à des charges latérales. Auparavant dans le passé, les charges latérales étaient reprises par des pieux inclinés. Aujourd'hui les pieux verticaux sont conçus pour répondre aussi aux sollicitations latérales.

Dans ce cas, la présence d'une pente à proximité d'un pieu rend le comportement du système pieu-sol plus difficile à appréhender du fait que la surface du sol n'est plus horizontale. De plus, le problème est tridimensionnel et la non-linéarité du comportement du sol (argile molle) rend le problème complexe à étudier. Pour résoudre ce problème, elles utilisent très souvent des méthodes dites au module de réaction dans lesquelles le sol est idéalisé par des séries de ressorts horizontaux non-linéaires (les courbes de réaction P-y), soit aux méthodes numériques. Nous citons particulièrement la Méthode des Eléments Finis qui se généralise de plus en plus utilisé pour ce type de problèmes pour les avantages qu'elles présentent.

La simulation numérique est effectuée ici en utilisant le logiciel Plaxis qui est un des logiciels utilisés classiquement dans la modélisation des problèmes en géotechnique. La version Plaxis 3D Foundation permet l'analyse en 3D des fondations superficielles, mixtes et offshore, avec prise en compte notamment de couches de sol d'épaisseur variable.

Le objectif principal de cette étude est d'évaluer l'influence de la proximité d'une pente sur un pieu chargé latéralement dans l'argile molle ainsi qu'une étude qui permettent de dimensionner le pieu, c'est-à-dire :

- Le déplacement horizontal en tête du pieu.
- Le moment fléchissant maximum M .

Les travaux présentés dans ce mémoire à caractère théorique et numérique sont structurés en quatre chapitres.

- Le premier chapitre traite toutes les notions de base concernant les fondations profondes avec les différentes méthodes réglementaires qui permettent de dimensionner un pieu isolé sous une charge latérale statique.
- Le deuxième chapitre est consacré à la définition des sols argileux mous et ses caractéristiques fondamentales, ainsi que l'étude de la consolidation et les modèles de comportements utilisés dans les argiles molles.
- Le troisième chapitre présente l'utilisation de la méthode des éléments finis en géotechnique ainsi que l'outil numérique que nous avons utilisé pour l'étude du problème.
- Le quatrième chapitre présente le modèle de référence que nous avons étudié avec l'analyse numérique de l'influence de la proximité d'un talus, de la charge horizontale F_H , du rapport de l'élancement du pieu, et des paramètres géotechniques (C', ϕ').

Les conclusions générales et les perspectives de cette étude figurent en fin du présent document.

CHAPITRE 1

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES FONDACTIONS PROFONDES SOUS CHARGE LATÉRALE

CHAPITRE 1

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES FONDATIONS PROFONDES SOUS CHARGE LATÉRALE

1-1 Généralités sur les fondations profondes:

1-1-1 Définition :

Lorsque le terrain superficiel sur lequel repose une fondation n'est plus capable de résister aux sollicitations qui lui sont transmises, une des solutions de fondations consiste à réaliser des fondations profondes. Une fondation profonde est conçue pour transmettre des efforts au sol environnant sur une profondeur importante, dépassant en général 10 diamètres ($D/B > 10$, D : Profondeur d'encastrement ou fiche totale de la fondation, B : Diamètre du pieu ou plus petite dimension dans le plan).

1-1-2 Classification des fondations profondes:

La description détaillée des méthodes d'exécution sort du cadre de cet ouvrage cependant la charge limite des fondations profondes est fortement influencée par le mode d'exécution des fondations. A cet effet, les pieux sont classés dans le document technique Unifié (DTU 13.2) en plusieurs catégories décrites dans le tableau (1-1).

On distingue 3 grandes classes des fondations profondes :

- Les pieux mis en place avec refoulement du sol, tel que les pieux de catégories 1 et 2 ou les pieux foncés de la catégorie 5 mis en place par vèrinage, repoussent le sol et le compriment le du fut, mobilisant ainsi un frottement maximal.

- Les pieux mis en place sans refoulement du sol, tels les pieux forés et les puits, le frottement latéral mobilisé est généralement plus faible qu'avec les pieux mis en place par refoulement.
- Les fondations injectées concernent les parois moulées, les barrettes.

Tableau (1-1) : Classification des pieux suivant le mode d'exécution. (DTU 13.2)

DIFFERENTES CATEGORIES	TYPES DE PIEUX
Pieux façonnées à l' avance	<ul style="list-style-type: none"> • Battu préfabriqué • Métal battu • Tubulaire précontraint • Battu enrobé Battu ou vibrofoncé, injecté haute pression
Pieux a tube battu exécute en place	<ul style="list-style-type: none"> • Battu pilonné • Battu moulé
Pieux forés	<ul style="list-style-type: none"> • Foré simple • Foré tubé • Foré boue • Tarière creuse (type 1 ou type 3 selon la technologie utilisée) • Visé moulé • Injecté haute-pression
Puits	
Pieux foncés	<ul style="list-style-type: none"> • Béton foncé • Métal foncé
Micropieux de diamètre inférieur a 250mm	<ul style="list-style-type: none"> • Type I • Type II • Type III • Type IV

1-1-3 Principe de fonctionnement :

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

- Par l'appui de sa base sur sol résistant (l'effort de pointe Q_{pu}).
- Par le frottement latéral entre le sol et pieu (l'effort de frottement latéral Q_{SU}).

L'effort de pointe est proportionnel à :

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

L'effort de frottement latéral est proportionnel à :

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

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

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

Si au contraire, le pieu étant immobile, le sol à tendance a tasser, le frottement sol-pieu est négatif .cela à pour conséquence de surcharger le pieu .pour remédier à ce problème (couches compressibles, remblais récents non stabilisés), on chemisera le pieu par un tubage afin de diminuer l'effort du frottement négatif figure (1-1).

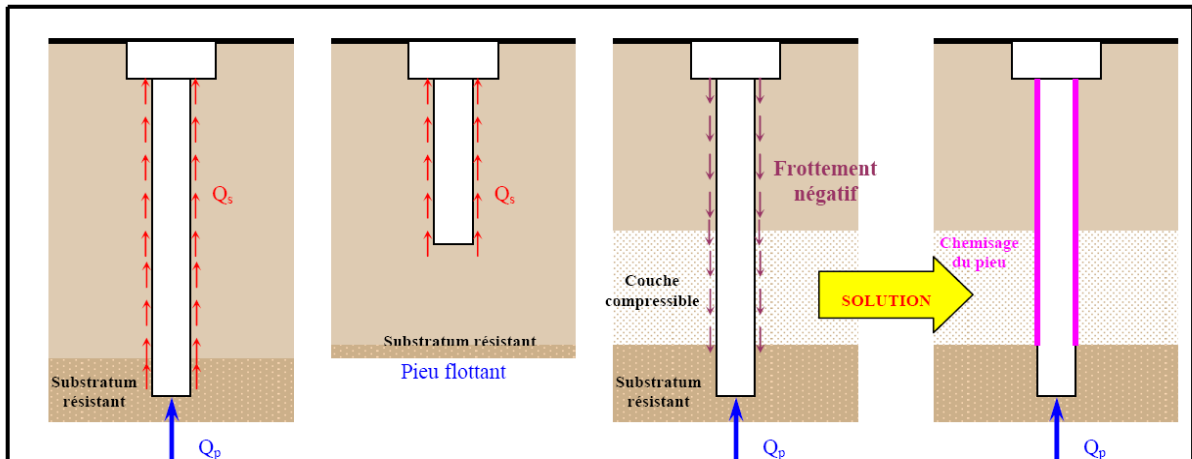


Figure (1-1) : Schéma de fonctionnement d'un pieu.

1-1-4 Méthodes de dimensionnement :

a) 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_{pu} qui représente, le poinçonnement du sol sous la base du pieu.
- La charge limite Q_{su} mobilisable par frottement entre le fût du pieu et le sol.

La charge limite Q_u du pieu qui correspond à la rupture du sol est la somme de ces deux charges limites :

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

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

$$Q_{pu} = q_{pu} \cdot A_P$$

Avec :

q_{pu} : la résistance unitaire du sol sous pointe.

A_p : la section droite de la pointe.

La charge limite par frottement (Q_{su}) :

$$Q_{su} = P \sum_{i=1}^n h_i q_{sui}$$

Avec :

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

p : le périmètre du pieu.

h_i : épaisseur de la couche i.

n : le nombre de couches traversées par le pieu.

Les méthodes de calcul de la capacité portante des pieux sont basées sur :

- Les essais de laboratoire reposent sur la détermination des caractéristiques de cisaillement (cohésion C, l'angle de frottement interne ϕ).
- Les essais in-situ qui sont : (le pénétromètre statique, le pressiomètre et le pénétromètre dynamique).

b) Pieu isolé sous sollicitations non verticale en tête:

Par le passée, les pieux avaient des inerties modérées et les méthodes de calcul étaient simplistes : aussi étaient –ils prévus pour supporter des efforts dirigés selon leur axe.

Les efforts horizontaux étaient redistribués en disposant des pieux (figure (1-2a) et les moments étaient repris par des groupes des pieux verticaux (figure 1-2b).L'apparition des pieux forés de grand diamètre et des barrettes moulées à très forte inertie a permis d'absorber directement par un seul élément de fondation des

efforts horizontaux et des moments très élevés (figure (1-2c)). Donc ces sollicitations en tête de pieux peuvent être de quatre ordres :

- Effort horizontal T_0
- Moment de reversement M_0
- Déplacement horizontal imposé y_0
- Rotation imposée dy_0/dz

Dans ce cas, le pieu est considéré comme une poutre reposant sur appuis élastiques (ressorts). L'équation générale des poutres sur appuis élastiques s'écrit comme suit :

$$EI \frac{d^4y}{dz^4} + K \cdot y = 0 \quad (1-2)$$

Avec :

E : module d'élasticité du pieu.

I : moment d'inertie de la section transversale du pieu.

Z : profondeur du sol.

K : module de réaction du sol.

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

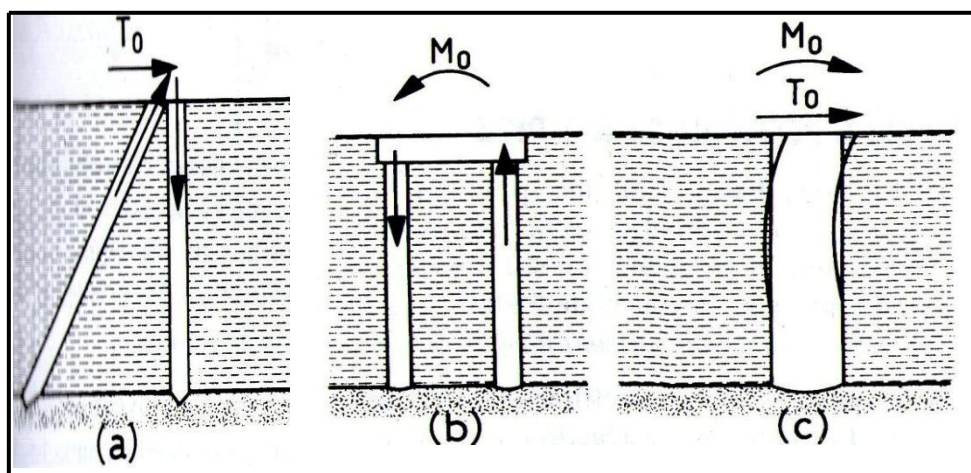


Figure (1-2) : Reprise des efforts non verticaux en tête des pieux.

1-2 Fondation profondes sous charges latérales :

1-2-1 Introduction :

Dans le passé, les charges horizontales dues à l'action du vent ou d'un séisme sur les structures étaient reprises par des pieux inclinés .L'apparition de nouveaux besoins comme par exemple, la stabilité des plateformes marines (offshore),structures soumises à des charges horizontales de houle considérables a mis en évidence la nécessité d'établir des méthodes de calcul tenant compte de la sollicitation horizontale dans le dimensionnement de tous les pieux. Suivies par les méthodes de calcul en déplacement, permettant ainsi d'évaluer la réponse de la fondation sous une force latérale (horizontale). Ces dernières méthodes sont basées sur la théorie du module de réaction de Winkler(1867).

1-2-2 Comportement du sol et du pieu sous chargement latéral :

Un pieu soumis à un chargement latéral en tête, résiste à ces charges soit en subissant un déplacement d'ensemble sans se déformer, soit en fléchissant, ce qui entraîne dans le sol des réactions qui vont équilibrer ce chargement (figure1-3). Dans le premier cas, le pieu est dit rigide, alors que dans le cas contraire, le plus fréquent, il est dit souple.

Ainsi, le comportement d'un pieu sous chargement latéral passe par le développement d'une famille de courbe (P-y), définissant la réaction du sol (P) en fonction de la déflexion latérale du pieu (y) (figure 1-4). On définit le module de réaction du sol par la pente:

$$E_s = \frac{P}{y} \quad (1-3)$$

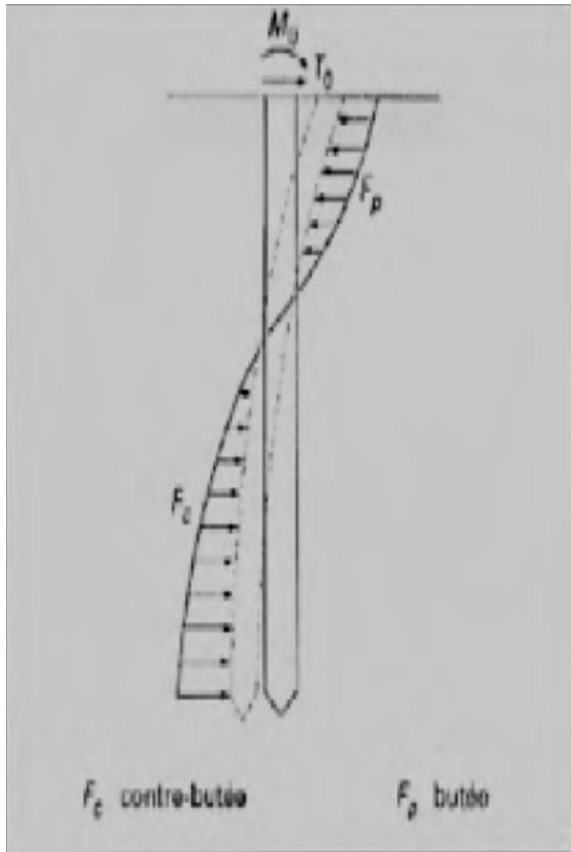


Figure (1-3) : Pression et réaction du sol.
(Tiré de Frank, 1995)

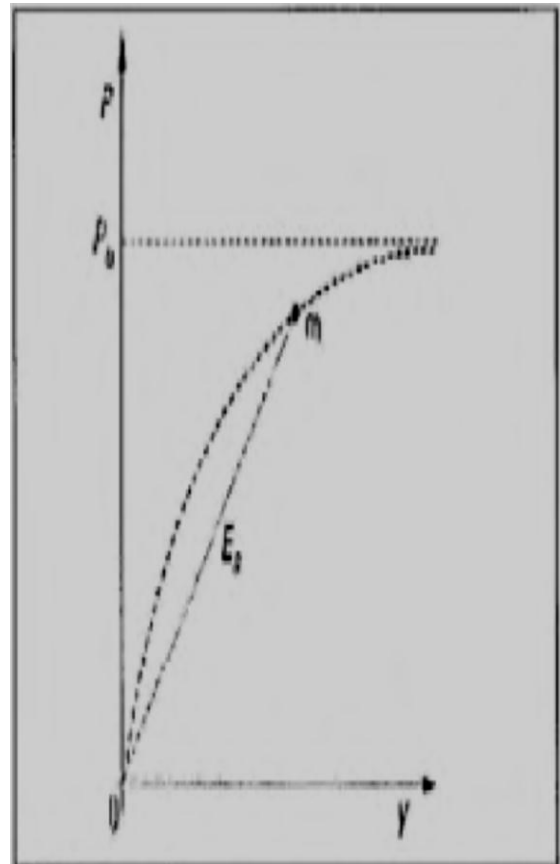


Figure (1-4) : Courbe de réaction du sol. (Tiré de Frank, 1995)

1-2-3 Les méthodes de dimensionnement des pieux sous charge latérales :

Le critère de dimensionnement des pieux sous charge latéral 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 des méthodes :

- Méthodes analytiques.
- Méthodes numériques.
- Méthodes empirique.

1-2-3-1 Méthodes analytiques:

a) Méthodes au module de réaction :

- **Principe général :**

Cette méthode est la plus couramment utilisée, Elle est basée sur le modèle de Winkler (1867). Elle consiste à modéliser l'interaction entre le sol et le pieu par une série de ressorts indépendants entre eux et de raideur variable.

Le modèle de Winkler énoncé en 1867, définit le sol comme étant un empilement des tranches indépendantes. Chaque tranche de sol est modélisée par un ressort horizontal sur lequel s'appuie le pieu.

Cette méthode relie le comportement du sol (réaction du sol (P)) au comportement du pieu (déplacement (y)) sous un chargement avec un coefficient de proportionnalité dit le module de réaction (E_s) (l'équation 1-4).

$$P = E_s(z) \cdot y(z) \quad (1-4)$$

Avec :

P : la réaction du sol.

$E_s(z)$: le module de réaction du sol pour une profondeur Z.

$y(z)$: le déplacement du pieu pour une profondeur.

- **Expression du module de réaction :**

Terzaghi (1955):

Terzaghi propose comme relation pour du sable :

$$E_s = E \cdot 0.74 \quad (1-5)$$

Avec :

E (le module d' Young du matériau constituant le sol)= $A\gamma Z$.

A : un coefficient adimensionnel fonction de la densité du massif de sable

(tableau 1-2).

γ : le poids volumique du sable.

Z : la profondeur.

Tableau (1-2) : Valeur du coefficient A en fonction de la densité du sable

Densité du sable	Lâche	Moyen	Dense
A	100-300	300-1000	1000-2000

Dans le sol cohérent :

$$E_s = 67C_u \quad (1-6)$$

Avec :

c_u : résistance au cisaillement non drainée.

Poulos :

Poulos (1971) propose pour des sables (sols sans cohésion) une valeur moyenne du module de réaction en fonction du type de sol (tableau 1-3) ce module est déterminé à partir d'essais sur des pieux réels réalisés par Broms (1964) des sols non cohérents.

Tableau (1-3) : valeur moyenne E_s pour des sables

Densité du sable	Intervalle de la valeur E_s (Kg/m ²)
Lâche	91400-210920
Moyen	210920-421840
Dense	421840-984300

Poulos a établi que le rapport entre le module de réaction du sol E_s et le module d'Young du matériau E constituant le sol est égal à :

$$\frac{E_s}{E} = 0.82 \quad (1-7)$$

Menard, Bourdon et Ganbin :

Ces auteurs (Menard&al, 1969) proposent de calculer le rapport entre le module de réaction E_s et le module pressiométrique E_M en fonction d'un coefficient rhéologique α , du diamètre du pieu B et d'un diamètre de référence B_0 qui égale à 0.6m (équation 1-8).

Le coefficient rhéologique α est donné en fonction de la nature du sol (tableau 1-4).

$$\frac{E_s}{E_M} = \begin{cases} \frac{18}{4(2.65)^\alpha + 3\alpha} & \text{pour } B < B_0 \\ \frac{3}{\left(\frac{2}{3}\left(\frac{B_0}{B}\right)\right)\left(2.65\frac{B}{B_0}\right)^\alpha + \frac{\alpha}{2}} & \text{pour } B > B_0 \end{cases} \quad (1-8)$$

Tableau (1-4) : Facteur rhéologique α pour divers types des sols d'après Baguelin & al (1978)

Type	α
Tourbe	1
Argile	$\frac{2}{3}$
Limon	$\frac{1}{2}$
Sable et gravier	$\frac{1}{3}$

Matlock et Reese :

La méthode de Matlock et Reese (1960) permet de déterminer le module de réaction du sol E_s à partir d'une analyse non linéaire des courbes P-y expérimentales qui fait intervenir la notion de module sécant en chaque point de la courbe.

Matlock et Reese proposent relation pour les sols cohérents :

$$E_s = 1.8E_{50} \tag{1-9}$$

Avec :

E_{50} : module de réaction mesuré à l'essai triaxial à 50 % de niveau de chargement.

Vesic (1961) :

Vesic propose comme relation pour les sols cohérents

$$E_s = \frac{0.65E}{1-\gamma^2} \sqrt[1.2]{\frac{EB^4}{E_{Pieu}I_{Pieu}}} \tag{1-10}$$

Avec :

E : le module d'Young du matériau constituant le sol.

ν : Coefficient de poisson.

E_{pieu} : le module d'Young du pieu.

I_{pieu} : le moment d'inertie du pieu.

Broms(1964) :

Dans les sols pulvérulents : même expression que celle de Terzaghi (1955) Dans les sols cohérents :

$$E_s = \frac{1}{m(1-\nu^2)} \sqrt{\frac{B}{L}} \quad (1-11)$$

Avec :

m : coefficient adimensionnel en fonction de l'élancement du pieu sont données dans le (tableau 1-5).

ν : Coefficient de poisson.

B : le diamètre du pieu.

L : la longueur du pieu.

Tableau (1-5) : valeur de coefficient M.

Elancement du pieu L/B	1	1.5	2	3	5	10	100
M	0.95	0.94	0.92	0.88	0.82	0.71	0.37

- **Courbes de réaction P-y:**

La justification des pieux soumis à des sollicitations transversales se fait le plus souvent à partir des méthodes qui nécessitent de modéliser l'interaction sol-pieu c'est-à-dire la loi de réaction du sol en fonction du déplacement horizontale du pieu communément appelée «courbe P-y». on retrouve ainsi ce type d'approche dans différents règlements (M.E.L.T , Fascicule 62,1993) et les codes (A ,P,I1993 ;P,H,R,I 1980 ;D,N,V ;1992) lesquels proposent chacun leur procédure pour déterminer les courbes P-y à partir d'essais in situ ou en laboratoire .

Fascicule 62 :

Les articles du fascicule 62 concernant les courbes P-y ont été rédigés à partir de l'interprétation faites des essais in situ réalisés à l'aide du pressiomètre de Menard (1969) fait l'analogie entre le tassement d'une fondation superficielle uniformément chargée et un pieu chargé latéralement).

On définit un module K_F égale à deux fois le module de réaction E_S .

Il est calculé par la formule suivante :

$$K_f = \begin{cases} \frac{12E_M}{\frac{4B_0}{3} \left(2.65 \frac{B}{B_0}\right)^\alpha + \alpha} & \text{pour } B > B_0 \\ \frac{12E_M}{\frac{4}{3}(2.65)^\alpha + \alpha} & \text{pour } B < B_0 \end{cases} \quad (1-12)$$

Avec :

α : un coefficient rhéologique caractérisant le sol (tableau 1- 6).

$B_0=0.6m$.

Tableau (1-6) : Facteur rhéologique de α pour divers types des sols d'après le Fascicule 62

Type	Tourbe	argile		Limon		Sable		Grave	
	α	$\frac{E_M}{P_1}$	α	$\frac{E_M}{P_1}$	A	$\frac{E_M}{P_1}$	α	$\frac{E_M}{P_1}$	α
Consolidé ou très serré	-	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous-consolidé altère et remanié ou lâche	1	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	-	-

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 (1-5) 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 $B \cdot p_f$.

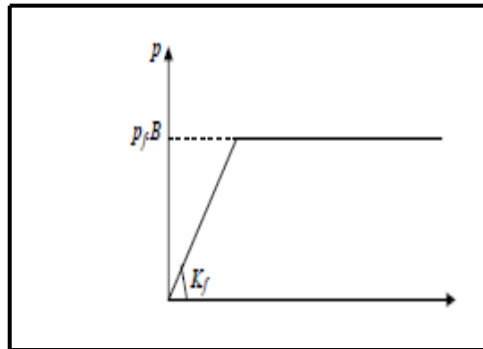


Figure (1-5) : Courbe P-y dans le cas de sollicitations de courte durée en tête dominantes.

Dans le cas des sollicitations accidentelles, ou pour des sols cohérents, La courbe P-y est définie par une courbe comportant deux droites de pentes respectives K_f et $0.5 K_f$, le palier P_1 étant égal $0.8P_f$ Figure (1-6).

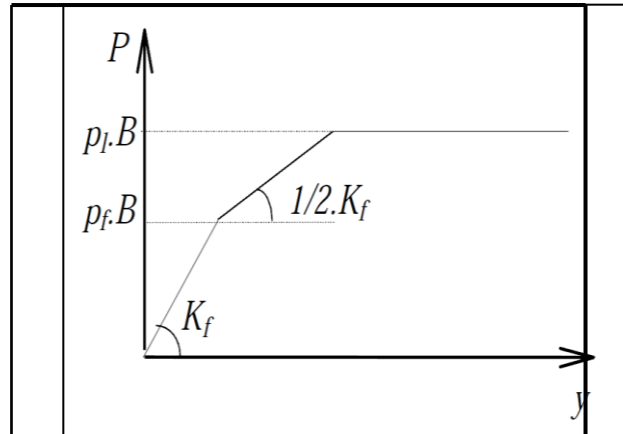


Figure (1-6): courbe P-y dans le cas de sollicitations accidentelles.

Dans le cas des fondations profondes allongées, de type barrettes, un frottement se développe sur les surfaces latérales des éléments. La courbe de réaction globale P-y est décomposée en deux courbes :

- Une courbe de réaction frontale (définie précédemment)
- Une courbe de réaction tangentielle (Figure 1-7) définie par :

1-un segment de droite passant par l'origine et de pente k_f .

2- un palier P_s .

Le module K_s est pris égal au module de réaction frontale K_f .

Le palier P_s est pris égal à : $P_s = 2L_s q_s$ (1-13)

Où L_s est la longueur sur laquelle est calculé le frottement latéral et q_s le frottement latéral unitaire limite.

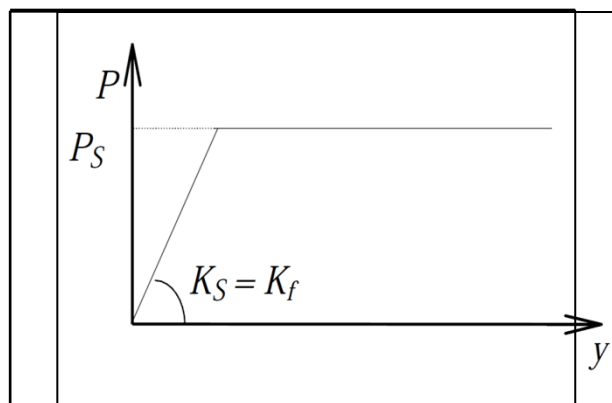


Figure. (1-7) : mobilisation de la réaction tangentielle.

A.P.I et DNV :

Les deux règlements américain et norvégien, l'American Petroleum Institute (A,P,I 1993) et Det Norske Veritas (DNV,1992) regroupent l'ensemble des recommandations pour dimensionnements des fondations notamment dans le milieu offshore. Le rapprochement du code américain et norvégien pour le calcul de fondations profondes, au début d'années 1990, a débouché de recommandation commune pour la détermination la courbe P-y dans un sable, les lois permettent de déterminer les courbes P-y sont déduites d'essais grandeur nature à Matang Island au Texas (Reese & al, 1974), ces règlements distinguent deux types des sols, le sable et l'argile.

La réaction du sol pour le sable est définie comme étant une fonction non linéaire (tangente hyperbolique) à la profondeur Z par expression suivante :

$$P = A P_u \tan h \left(\frac{K \cdot Z}{A P_u} y \right) \quad (1-14)$$

Avec :

A : un facteur qui prenant en compte le type de sollicitation.

A=0.9 pour un chargement cyclique.

$A = \left(3 - 0.8 \frac{Z}{B} \right) \geq 0.9$ Pour chargement statique.

P_u : la réaction ultime du sol à profondeur Z.

$$P_u \text{ la plus faible valeur de } \begin{cases} P_{us} = (C_1 Z + C_2 B) \gamma Z \\ P_{ud} = C_3 B \gamma Z \end{cases} \quad (1-15)$$

P_{us} : réaction ultime du sol en surface.

P_{ud} : réaction ultime du sol pour les couches profondes.

C_1, C_2 et C_3 des coefficients déterminés à partir d'abaques qui sont fonction de l'angle de frottement interne du sable Φ' Figure (1-8).

K : le module initial de la réaction du sol (KN/m^3) déterminés à partir d'abaques qui sont fonction de l'angle de frottement interne du sable Φ' et la densité relative D_r Figure (1-9).

Z : la profondeur.

y : le déplacement latéral.

B : le diamètre du pieu.

γ : le poids volumique du sol.

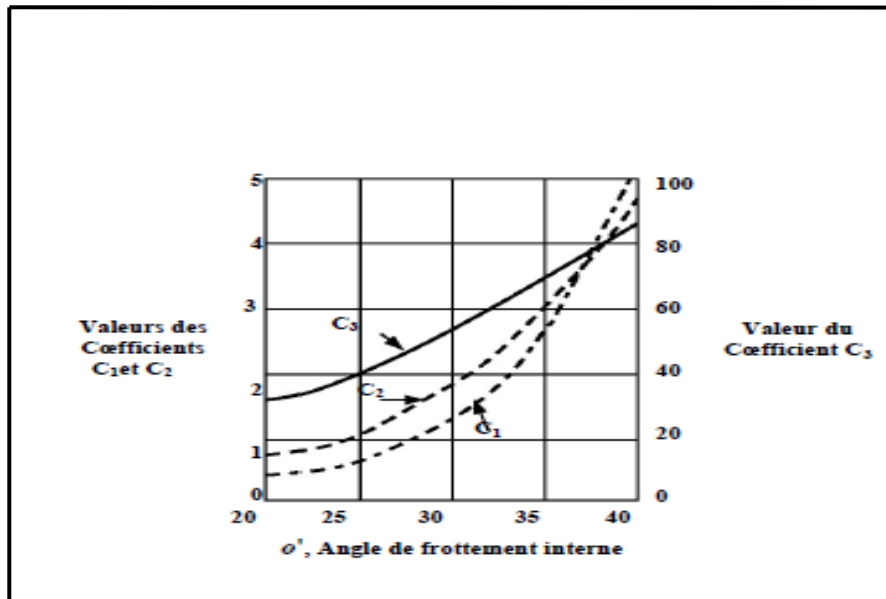


Figure (1-8) : Coefficients C_1 , C_2 et C_3 en fonction de l'angle de frottement interne ϕ' (d'après A.P.I. 1993).

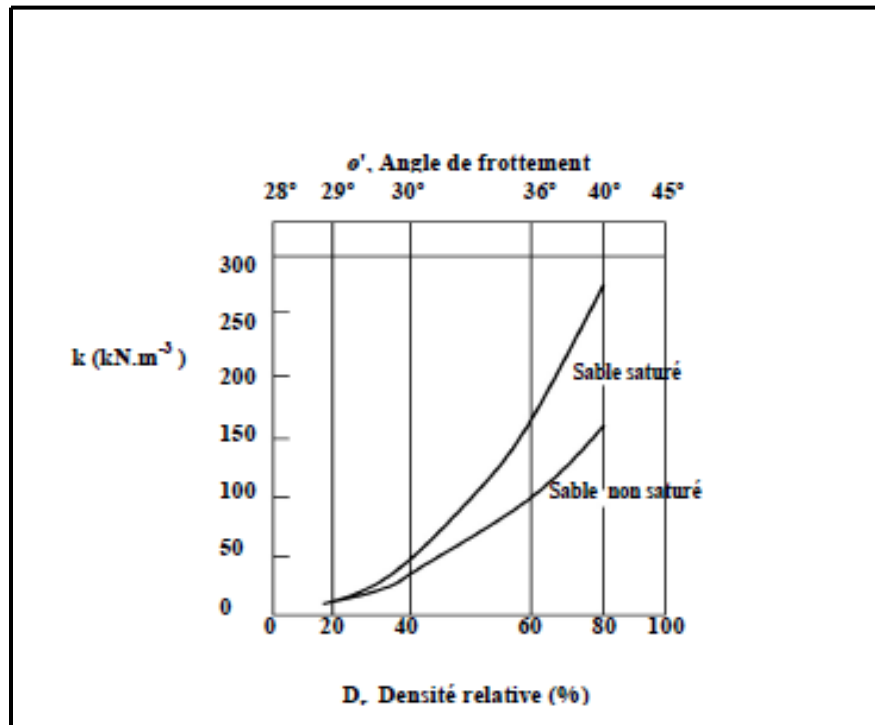


Figure (1-9): Valeurs de k en fonction de la densité relative D_r et de l'angle de frottement interne ϕ' (d'après A.P.I. 1993).

Pour les sols cohérents, l'interaction sol –pieu est basée sur le modèle établi par Matlock (1970) celui-ci a réalisé des essais sur pieu de 0.32 in 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 :

$$P = 0.5P_u \left(\frac{y}{y_c} \right)^{1/3} \quad (1-16)$$

$$y_c = 2.5\varepsilon_c B \quad (1-17)$$

Avec :

P_U : réaction ultime du sol à la profondeur Z .

ε_c : valeur moitié de la déformation correspondant au maximum de la contrainte deviatorique 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 :

$$\begin{cases} P_U = 3C_U + \gamma Z + J \frac{C_U Z}{B} & \text{pour } Z < Z_c \\ P_U = 9C_U & \text{pour } Z \geq Z_c \end{cases} \quad (1-18)$$

Avec :

C_U : cohésion non drainée du sol.

γ : poids volumique du sol.

J : constante empirique dont les valeurs comprises entre 0.25 et 0.5 ont été déterminées par des essais sur site.

$$Z_c : \text{profondeur critique} = Z_c = \frac{6B}{\frac{\gamma B}{C_U} + J}$$

P.H.R.I (Poert and harbour research intitute ,1980) :

La construction de la courbe P-y par la règlement japonais (P.H.R.I) est déduire d'essais in situ des pieux charges latéralement (Kubo ,1965) et confirmée par des essais effectués sur des modèles réduits centrifugés (Terashi ,1989).

$$P = K_S Z y^{0.5} \quad \text{pour le sable} \quad (1-19)$$

$$p = K_C y^{0.5} \quad \text{Pour l'argile} \quad (1-20)$$

Avec :

K_S : le module de réaction latérale dans du sable.

K_C : le module de réaction latérale dans l'argile.

Z : la profondeur .

y : le déplacement latéral.

Une loi simple est proposée pour le calcul du module de réaction, K_S inversement proportionnelle à la racine carrée du diamètre B du pieu jusqu' 'a un diamètre proche de 80cm

Georgiadis et al ,1992 :

L'équipe deGeorgiadis a réalisé des essais sur un modèle réduit centrifugé de pieu dans un sable très dense , compacté manuellement et de poids volumique 16.3KN/m^3 ,le pieu modèle instrumenté de jauges de déformation a l'échelle $1/50^{\text{ème}}$ est chargé latéralement , les courbes de réaction en fonction du déplacement (P-y). La forme des courbes P-y obtenue est donnée par expression suivante :

$$P_U = \frac{y}{\frac{1}{K} + \frac{y}{P_u}} \quad (1-21)$$

Avec :

K : la raideur initiale de la courbe P-y.

P_U : la résistance ultime du sol.

y : le déplacement latéral.

Pour les sables, de basant sur la théorie de Terzaghi (1955), les auteurs établissent que les valeurs de K augmentent proportionnellement avec la profondeur : $K=z.n_h$ ou n est un coefficient dépendant de la densité du sable. Pour la résistance ultime P_U , la valeur est le minimum de celles établies par Reese et el

$$P_{U1} = AZ\gamma \left[\begin{array}{l} \frac{K_0 z \tan \varphi \sin \beta}{\tan(\beta - \varphi) \cos \alpha} \\ + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \varphi)} [B - z \tan \beta \tan \varphi] \\ + K_0 z \tan \beta (\tan \varphi \sin \beta - \tan \alpha) - K_0 B \end{array} \right] \quad (1-22)$$

$$P_{U2} = A\gamma ZB [K_a (\tan \varphi \sin \beta - \tan \alpha) - K_0 B]$$

Avec :

γ : le poids volumique.

φ : L'angle de frottement interne.

K_0 : coefficient des terres actives.

$\alpha = \varphi/2$.

$\beta = 45 + \varphi/2$.

A : un facteur de profondeur qui dépend du rapport Z/D (compris entre 0.9 et 3).

Li Yan et Byrne (1992) :

Reposent sur des essais sur des modèles réduits sur du pieux isolé chargés latéralement, dans un sable. Le but était d'étudier l'interaction sol-pieux en termes de courbes de réaction (P-y) comparant leurs résultats au règlement A.P.I, ils ont proposé une nouvelle expression de lissage des courbes P-y en deux segments pour une profondeur supérieure à un diamètre de pieu.

Le premier segment est une droite passant par l'origine de pente E_{\max} :

$$\frac{P}{E_{\max}B} = \frac{y}{B} = \alpha \left(\frac{1}{1-\beta} \right) \quad (1-23)$$

Où :

$$E_{\max} = 2G_{\max}(1 + \nu)$$

$$\alpha = 5(D_r)^{-0.8}$$

G_{\max} : le module de cisaillement maximal.

ν : Coefficient de poisson choisi égal à 0.2.

α : un coefficient fonction de la densité relative D_r .

B : ayant une valeur proche de 0.5.

Le second segment est une courbe de la forme parabolique d'expression :

$$\frac{P}{E_{\max}B} = \alpha \left(\frac{y}{B} \right)^\beta \quad (1-24)$$

Mizazigh(1995) :

L'étude réalisée par Mizazigh sur des modèles réduits centrifuges de pieux sous charge latéral dans un sable sec et dense (le poids volumique 16.1KN/m^3) à proximité de talus à permis de modéliser les courbes P-y par une fonction puissance.

Pour les couches superficielles au –dessus de la profondeur critique les courbes P-y peuvent être représentées par :

$$P \times B = K \left(\frac{y}{B} \right)^\alpha \quad (1-25)$$

Avec :

B : le diamètre du pieu.

K : le module de réaction du sol .

$\alpha = 0.7$ pour un sol horizontal, $\alpha < 0.7$ en proximité du talus .

Kouda et al (1998) :

A la suite du tremblement de terre de Koba (1995); cette équipe de chercheurs a travaillé sur des modèles réduits centrifugés sont la base expérimentale de l'étude. Il a été mis en avant des problèmes lors du calcul des pieux soumis a des grands déplacements.

Le pieu modèle est constitue de 13 cylindriques indépendants et joints. Le dispositif expérimental permet d'appliquer une même charge a chaque tronçon indepondamment.les déplacements de chaque élément du pieu sont aussi mesures. Ainsi à chaque palier de chargement, les conditions aux limite d'un tronçon est connues, permettant une analyse aisée ses courbes de chargement.

Le principe d'interprétation des données expérimentales n'est malheureusement pas d'écrits .la courbe de réaction a pour expression :

$$\frac{P}{n\gamma D} = \frac{\frac{K_h}{n\gamma} \times \frac{y}{D}}{1 + \frac{\frac{K_h}{n\gamma}}{\frac{P_{\max}}{n\gamma D}} \times \frac{y}{D}} \quad (1-26)$$

Avec :

K_h : module initial de réaction à profondeur Z.

P_{\max} : pression limite à la profondeur Z.

γ : le poids volumique du sol.

D : diamètre du pieu.

n: accélération centrifuge.

Ces essais mis œuvre ne correspondent pas à des essais représentatifs d'un prototype mais ils utilisent un procédé original permettant d'obtenir de grands déplacements du pieu sur toute la longueur du pieu.

b) Méthodes 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 :

$$U_y = \frac{P}{16\pi G(1-\gamma)} \left\{ \frac{y^2}{R_1^3} + \frac{3-4\gamma}{R_1} - \frac{3-4\gamma}{R} + \frac{-y^2+2C(Z-C)}{R^3} - \frac{6Cy^2(Z-C)}{R^5} \right\} \quad (1-27)$$

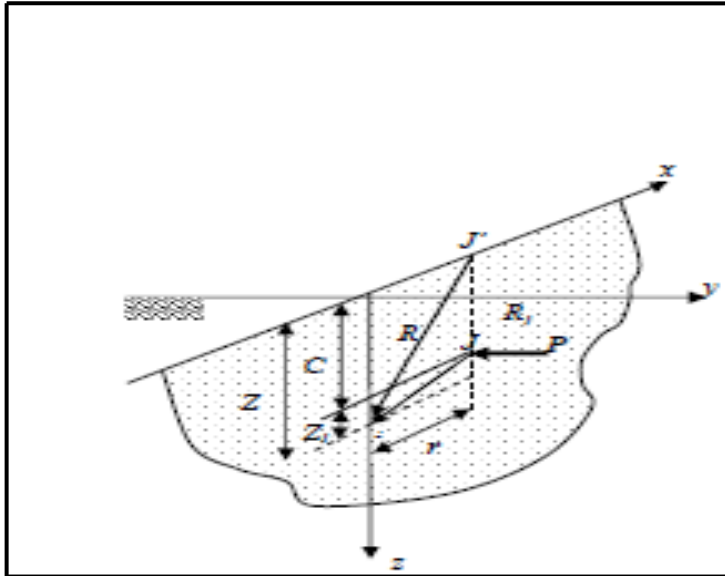


Figure (1-10) : Force parallèle à la frontière à l'intérieur d'un massif semi-infini, (Mindlin 1936).

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 ρ et de la rotation θ du pieu. Les paramètres régissant ces expressions sont principalement l'élanement du pieu L/d et le facteur de flexibilité du pieu K_R défini par :

$$k_R = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} \quad (1-28)$$

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 ν_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 :

$$\{y_s\} = \frac{d}{E_s} [I_d]\{P\} \quad (1-29)$$

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 (Poulos1971a). 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. Un des plus grandes limitations de la méthode (en plus des complexités informatiques) est la difficulté en déterminant un module approprié de sol, E_s .

1-2-3-2 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.

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.

1-2-3-3 Méthodes empiriques:

La compilation des résultats d'essais de chargement latéral de pieux en vraie grandeur permet de dégager des conclusions très intéressantes quant à la prévision du comportement des pieux dans des configurations simples du système pieu/sol.

1-3 Conclusion :

Il existe deux méthodes pour modéliser le comportement d'un pieu sous une charge latérale : la méthode au module de réaction et la méthode de continuum élastique.

La méthode du continuum élastique repose sur deux hypothèses fondamentales : le sol est un milieu élastique, continu et adhère au pieu au cours de chargement .cette dernière hypothèse suppose une certaine résistance à la traction du sol qui dans a réalité est très faible. Cette méthode est aujourd'hui très peu utilisée, mise à part pour le calcul aux éléments finis. La méthode au module de réaction est aujourd'hui à la

base de toutes réglementations. Elle décrit l'interaction sol-pieu par la loi de réaction de terrain en fonction du déplacement horizontales (courbe P-y).

CHAPITRE 2

THEORIE DE COMPORTEMENT DES ARGILE MOLLES

CHAPITRE 2

THEORIE DE COMPORTEMENT DES ARGILES

MOLLES

2-1 Introduction :

Le comportement des sols fins, notamment des argiles molles, a fait l'objet de nombreux travaux de recherches, depuis plus de trois décennies, tant sur le plan théorique qu'expérimental. Ces recherches visent principalement à fournir aux projeteurs des règles et normes communes pour le calcul des ouvrages. Les études expérimentales in-situ comme de laboratoire effectuées à travers le monde ont permis en particulier de développer à l'aide d'essais oedométriques conventionnels à chargement par poids des procédures d'essais simples et économiques pour l'étude de la compressibilité et de la consolidation des sols fins compressibles. Parmi les grandes étapes de cette évolution, on peut retenir les travaux de Terzaghi (1925), de Casagrande (1932) et de Taylor (1942). Ces travaux ont été repris par la suite par Bjerrum (1967), qui a introduit le terme de consolidation différée pour décrire la consolidation secondaire que peuvent subir les dépôts naturels sous contraintes effectives constantes ou peu variables. Il en a déduit un schéma de calcul appelé "modèle des lignes de temps de Taylor-Bjerrum". Mais, c'est Roscoe et al. (1958) qui sur la base d'études théoriques et expérimentales, furent les premiers à établir des relations générales pour le comportement des argiles molles. Il en est résulté un modèle rhéologique appelé modèle CAM-CLAY, qui permet de décrire le comportement des argiles molles normalement consolidées et isotropes. Les études postérieures ont mis en évidence l'importance de ces concepts pour caractériser le comportement des argiles molles naturelles en particulier. Les travaux de Tavenas et Leroueil (1979) sur l'argile de St-Alban (Québec), de Magnan et al. (1982) sur l'argile de Cubzac-les-Ponts (France) et de Khemissa et al. (1993) sur l'argile de Guiche (France) confirment l'applicabilité de ces concepts, moyennant quelques corrections destinées à tenir compte des effets du temps et des propriétés d'anisotropie caractéristiques des argiles naturelles. Il en est résulté le modèle MELANIE, qui

permet de décrire le comportement des argiles molles naturelles légèrement surconsolidées et anisotropes.

2-2 Présentation des argiles molles :

On appelle les argiles molles les argiles dont le degré de saturation est supérieur à 0.8, le teneur en eau W supérieur à 0.4 et le module de déformation E inférieur à 25MPa (d'après Bowles 1982).

2-3 Les caractéristiques fondamentales des argiles molles:

2-3-1 La compressibilité:

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

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

La compressibilité des argiles molle est usuellement étudiée au laboratoire à travers un essai oedométrique. L'échantillon placé dans moule rigide à parois lisses, subit uniquement une déformation verticale, les déformations latérales étant nulles. programme de chargement comporte une série de paliers de pressions verticales, chacun durant 24 heures.

A partir des résultats obtenus, on trace sur un graphique semi-logarithmique la variation de l'indice des vides e en fonction du logarithmique décimal de la pression appliquée σ' .

Dans le diagramme $(e, \lg \sigma')$, on observe une courbure plus ou moins prononcée selon que l'éprouvette est intacte ou remaniée et le coude correspond à la pression de préconsolidation σ'_p , définie comme la pression maximale subie par le dépôt d'argile en place au cours de son histoire. Constituant une limite qui sépare le domaine

surconsolidé du domaine normalement consolidé, cette pression peut donc fournir une indication intéressante sur la pression à laquelle le sol en place est capable de résister sans subir de grands tassements dont les conséquences pourraient être préjudiciables à la sécurité des biens et des ouvrages. Les indices de gonflement C_s et de compression C_c correspondent aux pentes des deux branches linéarisables de la courbe de compressibilité situées respectivement avant et après la pression de préconsolidation σ'_p . La figure 1.3 illustre schématiquement la méthode de détermination des caractéristiques de compressibilité à partir des résultats d'essais oedométriques selon les méthodes d'essais LPC (Magnan et al, 1985).

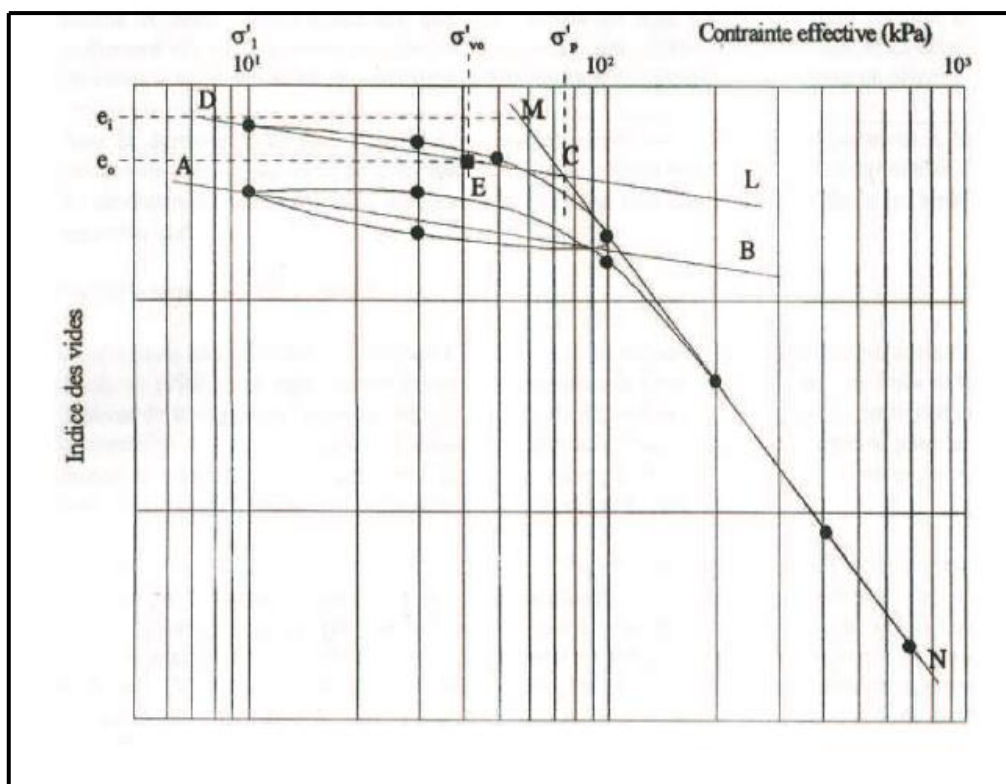


Figure (2-1): Principe de l'interprétation des courbes de compressibilité oedométrique selon les méthodes d'essais LPC (Magnan et al, 1985).

Outre le tracé de la courbe de compressibilité, on s'intéresse à l'évolution du tassement dans le temps et au temps nécessaire à la consolidation. plusieurs méthodes sont utilisées à cette fin. Les plus connues sont :

- **Méthode de Casagrande (1936):**

La méthode est basée sur le tracé d'une courbe donnant la variation du tassement en fonction du logarithme du temps. Dans certains cas, cette méthode est incorrecte notamment dans les sols caractérisés par un coefficient de consolidation important.

- **Méthode de Taylor (1942):**

La méthode est basée sur une courbe du tassement en fonction de la racine carrée du temps. L'aide est basée sur l'expression approchée proposée par Terzaghi qui relie le degré de consolidation U au facteur temps T_v pour $U \leq 50\%$:

$$T_v = \pi U^2 / 4 \quad (2-1)$$

Autrement dit, on obtient :

$$S(t) = 1.128 \frac{S(\infty)}{H_0} \sqrt{c_v t} \quad (2-2)$$

- **Méthode d'Asaoka (1978) :**

La méthode est récente, simple et relativement rigoureuse, le chercheur Asaoka a mis au point en 1978 une procédure graphique simple qui permet d'estimer le tassement final et le coefficient de consolidation. La méthode se base sur la courbe de consolidation $S=f(t)$, obtenue à partir d'essais de compressibilité.

Sur cette courbe, on choisit un pas de temps Δt , et on interpole les valeurs de tassements S_i correspondant au temps $i \cdot \Delta t$.

Sur un même graphique, on trace la courbe récurrente $S_i = S_{i-1}$. En général la fonction $S_i = f(S_{i-1})$ est linéaire, et peut s'écrire comme suit : $S_i = \alpha + \beta S_{i-1}$

Le point d'intersection des deux droites aura pour abscisse le tassement correspondant à la fin de la consolidation sous la contrainte actuelle, soit S_∞ (figure 2-2).

Le coefficient de consolidation peut être déduit de la pente de la droite récurrente, par la relation suivante :

$$C_v = \frac{5d^2 \ln(\beta)}{12 \Delta t} \quad (2-3)$$

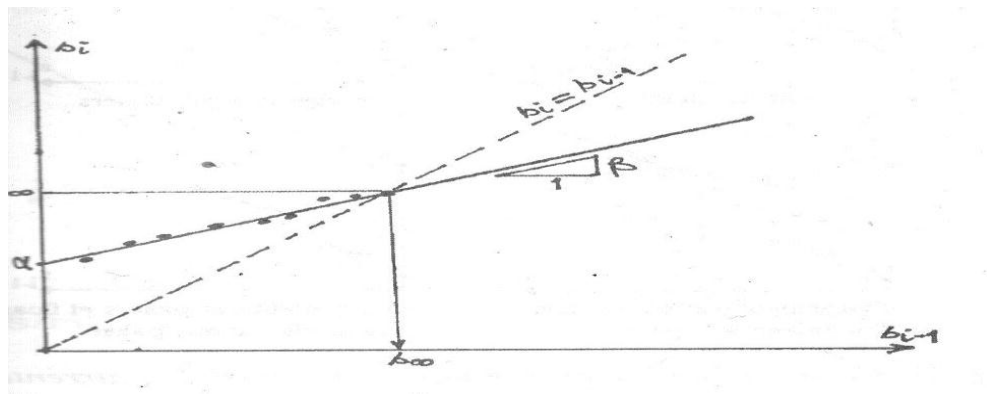


Figure (2-2) : Détermination graphique du tassement final d'après Asaoka.

2-3-2 La perméabilité:

Dans les sols, l'écoulement de l'eau à travers les pores est gouverné par la loi expérimentale de Darcy (1956), qui exprime une relation linéaire entre la vitesse d'écoulement de l'eau et le gradient de la charge hydraulique, dans laquelle le coefficient de proportionnalité caractérise la perméabilité du milieu.

Les propriétés de perméabilité des argiles molles dépendent d'un certain nombre de facteurs tels que le volume des vides, la tortuosité du système poreux, la structure des particules solides (forme et dimensions des grains) et leurs compositions chimique et minéralogique, ainsi que d'autres facteurs d'origine thermique qui agissent directement sur la viscosité du fluide et du squelette.

L'analyse des résultats des études expérimentales a établi qu'entre l'indice des vides des argiles molles et son coefficient de perméabilité existe une relation logarithmique de la forme :

$$\Delta e = -C_k \Delta(\log K_v) \quad (2-4)$$

qui peut aussi s'écrire sous la forme :

$$C_v = k_{v0} \exp\{(e - e_0)/0.434C_k\} \quad (2-5)$$

Avec :

C_k : le taux de variation de la perméabilité en fonction de l'indice des vides.

k_{v0} : le coefficient de perméabilité correspondant à l'indice des vides en place .

2-4 La consolidation des argiles molles:

2-4-1 Phénomène de la consolidation des sols :

Il s'agit d'un écoulement particulier suscité par des gradients hydrauliques créés par les charges imposées dès l'instant de leur application.

Sous l'action de celles-ci, l'eau est évacuée vers les zones drainantes (ou de basses pressions) dans un processus transitoire au cours duquel les pressions interstitielles se dissipent progressivement.

Pendant ce processus, il s'effectue au fur et à mesure de l'écoulement un transfert progressif des charges appliquées, de l'eau vers le squelette du sol.

L'augmentation des contraintes effectives ainsi produite s'accompagne d'un renforcement du sol, qui augmente sa cohésion non drainée : c'est le phénomène de consolidation.

2-4-2 Traitement des problèmes de consolidation des argiles molles:

Les argiles molles se consolident par suite de l'action de deux facteurs : D'abord les processus de la consolidation par expulsion de l'eau interstitielle hors de la couche des argiles molles (consolidation primaire), ensuite les processus de consolidation secondaire, qui mettent en jeu les propriétés viscoplastiques du squelette du sol et d'eau liée et les glissements plastiques des particules du squelette au cours de la consolidation.

a) La consolidation primaire :

Les principes de base de la consolidation des sols fins sont expliqués en détail dans les traités de mécanique des sols. Assimilant l'écoulement de l'eau dans les pores du sol à un problème de transfert de chaleur, Terzaghi (1925) a résolu le problème de la consolidation unidimensionnelle moyennant quelques hypothèses simplificatrices (sol homogène et parfaitement saturé, fluide interstitiel incompressible, écoulement unidimensionnel obéissant à la loi de Darcy perméabilité constante, hypothèse des petites déformations, etc.). Dès lors, il a été admis que le comportement en consolidation des sols argileux est régi par une loi fondamentale qui exprime les variations de la vitesse de dissipation des surpressions interstitielles par l'équation suivante :

$$C_v = \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2-6)$$

Avec : C_v : le coefficient de consolidation du sol.

Le coefficient de consolidation n'est pas une propriété intrinsèque du matériau, mais plutôt un paramètre qui dépend de la structure du sol, de sa compressibilité et de sa perméabilité. Il est donné par la relation suivante :

$$C_v = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \quad (2-7)$$

Avec :

$$a_v = \frac{-\partial e}{\partial \sigma} : \text{Le coefficient de compressibilité du sol.}$$

K : coefficient de perméabilité

γ_w : le poids volumique de l'eau interstitielle ($\gamma_w=10\text{kN/m}^3$ dans la pratique de la mécanique des sols).

Les caractéristiques de consolidation peuvent être déterminées graphiquement sur la courbe appelée "courbe de consolidation", représentant les variations de l'indice des vides, soit en fonction du logarithme du temps ($e, \log t$) pour la méthode de Casagrande (1936), soit en fonction de la racine carrée du temps (e, \sqrt{t}) pour la méthode de Taylor (1942). Toutefois, dans le cas des argiles molles, les procédures d'essais LPC recommandent d'utiliser la méthode de Taylor, dont le principe est présenté sur la figure (2-3). Sur cette figure, la droite D_1 correspond à la partie quasi-linéaire du début de la courbe de tassement, elle coupe l'axe des ordonnées en un point d_c qui est le zéro corrigé (la lecture initiale d_0 n'est pas prise en compte dans la construction graphique). La droite D_2 est, quant à elle, la droite passant par le point d_c et de pente 1,15 fois plus faible que celle de D_1 . L'intersection de cette dernière avec la courbe de compressibilité donne le point, noté t_{90} , correspondant à 90 % de consolidation primaire.

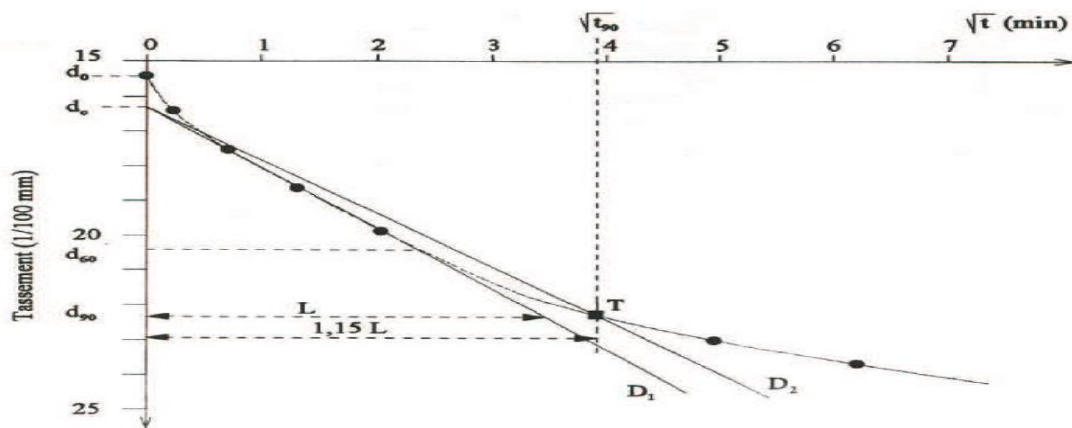


Figure (2-3): Principe de l'interprétation des courbes de consolidation oedométrique selon les méthodes d'essais LPC (Magnan et al, 1985).

b) La consolidation secondaire (fluage) :

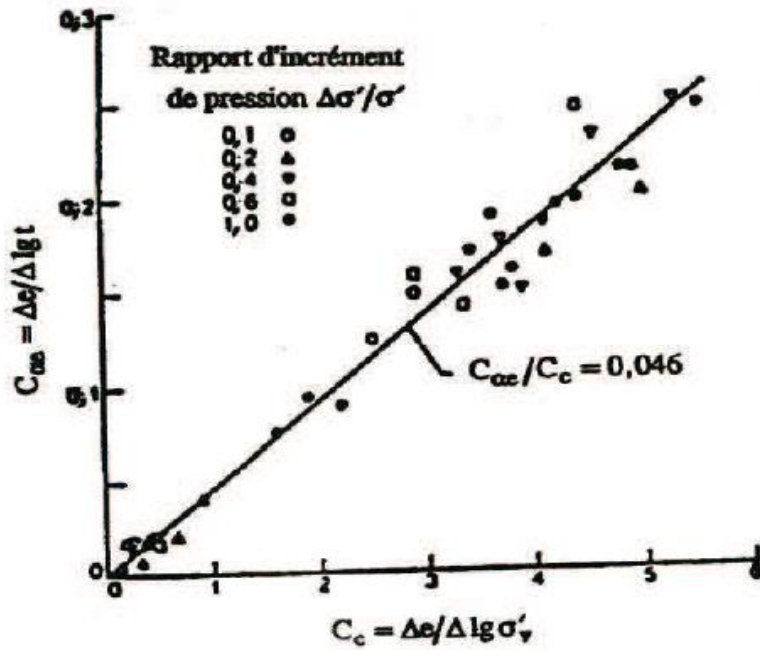
Les observations effectuées in-situ comme en laboratoire montrent que les sols argileux continuent à se déformer après la fin de la consolidation primaire, sous contraintes effectives constantes ou peu variables : c'est le phénomène de consolidation secondaire. Définie comme la réduction du volume du sol sous charge constante ou peu variable du fait principalement du réarrangement interne des particules solides, la consolidation secondaire est due essentiellement aux propriétés visqueuses du squelette. Buisman (1936) a été l'un des premiers à observer que les tassements secondaires croissent approximativement de façon linéaire avec le logarithme du temps. Il a établi une relation expérimentale dans laquelle il exprime les variations de l'indice des vides en fonction du logarithme du temps par la relation suivante :

$$\Delta e = C_{\alpha e} \Delta(\text{togt}) \quad (2-8)$$

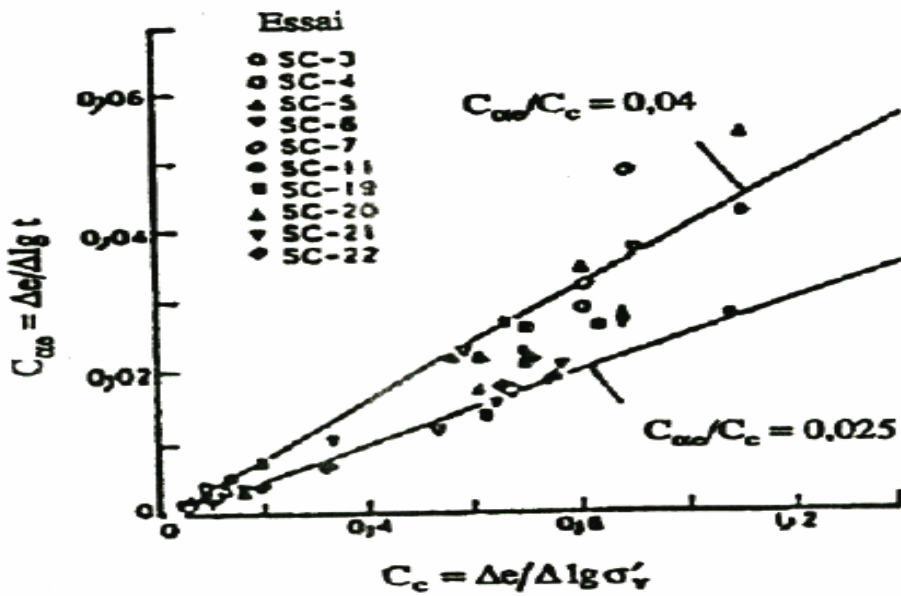
Avec :

$C_{\alpha e}$: l'indice de fluage caractérisant la viscosité du squelette.

Cette relation, validée par des essais de fluage oedométrique, n'est valable que lorsque la consolidation primaire est entièrement achevée. Elle traduit l'effet du temps sur le comportement en consolidation du sol à l'état normalement consolidé. Des résultats d'essais oedométriques conventionnels, obtenus sur l'argile molle de Guiche située dans la basse vallée de l'Adour en France (Khemissa et Magnan, 2000), ont montré que l'indice de fluage varie de façon importante avec la contrainte effective de consolidation (Figure 2-5). Les résultats d'essais présentés par Mesri et Godlewski (1977) sur des argiles molles d'origines diverses montrent que l'indice de fluage peut être relié à l'indice de compression (Figure 2-4). Le rapport $C_{\alpha e}/C_c$ typiquement de l'ordre de 0,02 à 0,06 indique que les processus de variation du volume du sol en fonction de la contrainte effective et du changement de la structure du squelette (arrangement interne des grains) au cours du temps sont de même nature.



a) Argile de Singapour



b) Argile de Mexico

Figure (2-4): Variation de l'indice de fluage C_{sw} en fonction de l'indice de compression C_c pour deux argiles molles naturelles (Mesri et Godlewski, 1977).

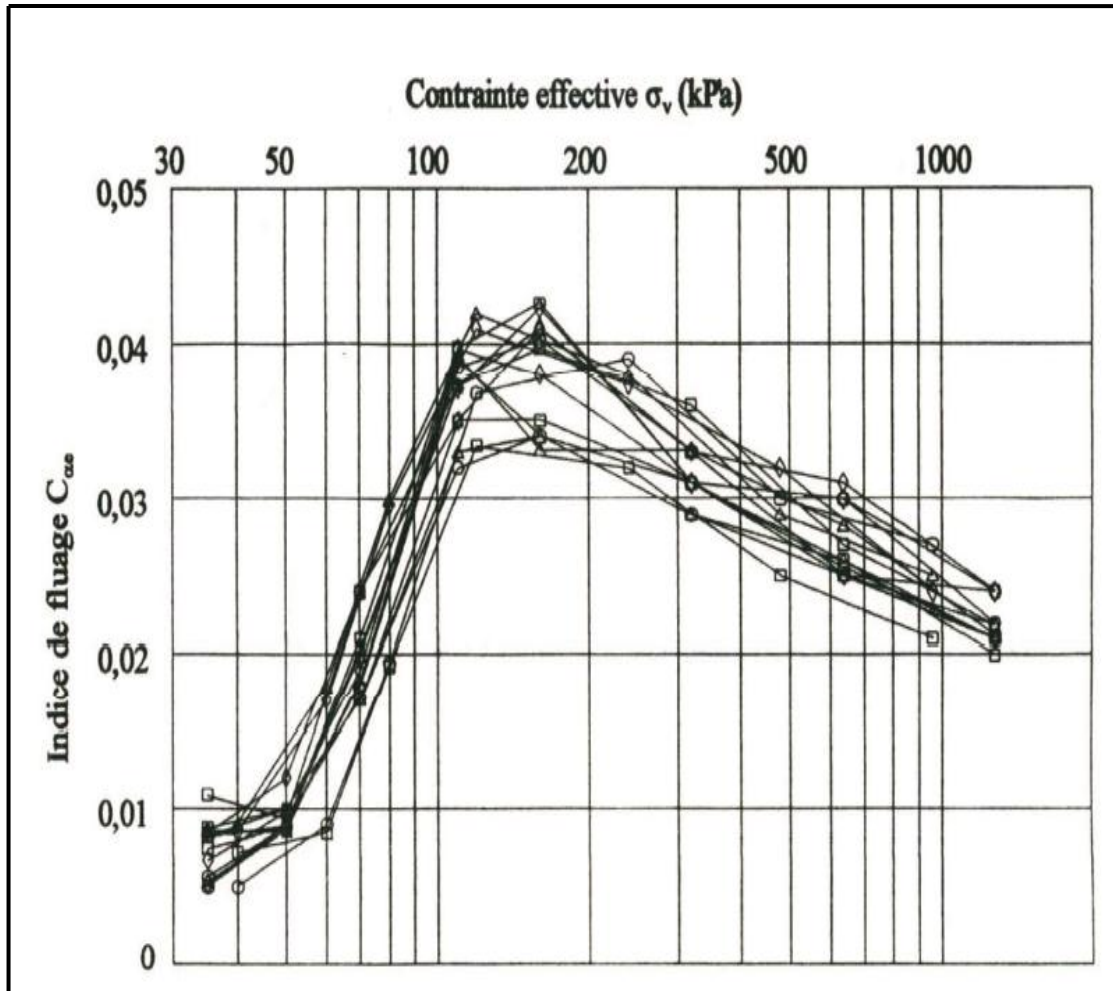


Figure (2-5) : Variation de l'indice de fluage avec la contrainte de consolidation pour l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour, France) (Khemissa et Magnan,2000).

c) Couplage des phénomènes de consolidation primaire et secondaire :

Le comportement des argiles molles, est basé sur une loi de compressibilité semi-logarithmique dans laquelle on peut incorporer l'effet de la viscosité du squelette. Ceci étant, plusieurs chercheurs ont essayé de trouver des relations générales combinant les effets résultant des deux phénomènes de consolidation primaire e secondaire sur le comportement des argiles molles. Il en est résulté des lois, plus ou moins complexes, qui peuvent se réduire à la forme symbolique suivante :

$$\mathbf{f} = (\boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{\sigma}', \mathbf{e}, \mathbf{e}') = \mathbf{0} \quad (2-9)$$

Avec :

$\dot{\sigma}$ et \dot{e} désignent les vitesses de variation respectivement de la contrainte effective σ et de l'indice des vides e .

De nombreuses solutions analytiques et numérique sont été proposées dans lesquelles sont prises en compte, ensemble ou séparément, les vitesses de variation de la contrainte effective et de l'indice des vides (Taylor, 1942 ; Bjerrum, 1967 ; etc.).

2-5 Modèles de comportements des argiles molles :

Le comportement des sols pulvérulents saturés (sables) est souvent représenté par une loi élastique parfaitement plastique isotrope de Mohr-Coulomb. En revanche, le comportement des sols cohérents saturés (argiles) doit être représenté par une loi de comportement élasto-plastique avec écrouissage et une partie élastique linéaire anisotrope (loi MÉLANIE ou lois de type Cam-Clay anisotrope).

2-5-1 Modèles élastoplastiques :

Dans le schéma élastoplastique classique, la réponse d'un matériau à une sollicitation donnée se produit de manière instantanée. Cette réponse exprime le comportement des matériaux non vieillissants (invariance par translation sur la variable temps) et sans viscosité (indépendance de la vitesse à laquelle la réponse s'est effectuée). Il en résulte que la relation de comportement des matériaux solides sans vieillissement, ni viscosité, ne saurait dépendre implicitement ou explicitement du temps physique.

2-5-1-1 Fondements théoriques :

Le schéma élastoplastique classique a pour origine la nécessité de décrire l'apparition de déformations permanentes ou irréversibles. Il s'appuie sur deux concepts fondamentaux: le critère de plasticité et la loi d'écoulement plastique. Le critère de plasticité exprime la notion de seuil de plasticité (ou limite d'élasticité) mise en évidence expérimentalement en sollicitation uniaxiale (Coulomb, 1773 ; Tresca, 1864; Von Misès, 1913 ; etc.). Quant à la loi d'écoulement plastique, elle définit dans

le cas de sollicitations multiaxiales la façon dont évolue l'incrément de déformation plastique, c'est à dire qu'elle précise la direction de l'écoulement plastique.

La théorie de plasticité incrémentale, dont le champ d'application n'est pas restreint par la nature des sollicitations et qui présente l'avantage de se prêter à une programmation numérique en éléments finis, est appliquée aux sols. Elle repose sur les éléments suivants :

- dans le cas des sols, les contraintes peuvent être effectives ou totales, représentant ainsi les réponses drainées et non drainées. Les incréments de contraintes et de déformations correspondant à l'un ou l'autre des deux états sont reliés par les expressions suivantes :

$$\mathbf{d}\sigma_{ij} = \mathbf{C}_{ijk} \mathbf{d}\varepsilon_{kl}$$

et

$$\mathbf{d}\varepsilon_{ij} = \mathbf{D}_{ijk} \mathbf{d}\sigma_{kl}$$

(2-10)

Ou : \mathbf{C}_{ijk} , \mathbf{D}_{ijk} désignent les tenseurs de rigidité et de souplesse, lesquels dépendent de histoire des contraintes et déformations.

.dans l'hypothèse des petites perturbations, l'incrément des déformations $\mathbf{d}\varepsilon_{ij}$ est décomposé en une partie élastique $\mathbf{d}\varepsilon_{ij}^e$ et une partie plastique $\mathbf{d}\varepsilon_{ij}^p$:

$$\mathbf{d}\varepsilon_{ij} = \mathbf{d}\varepsilon_{ij}^e + \mathbf{d}\varepsilon_{ij}^p \tag{2-11}$$

- il existe une surface de charge, ou surface d'état limite, représentant dans l'espace des contraintes principales la limite des états de contraintes que l'on peut atteindre à partir de l'état actuel des contraintes sans que se produisent de déformations plastiques. Cette surface est caractérisée par une fonction de charge, qui constitue le critère de plasticité. Le critère de plasticité définit le domaine à l'intérieur duquel les déformations sont réversibles par l'inégalité suivante :

$$f(\sigma_{ij}, \mathbf{K}) < 0 \tag{2-12}$$

Ou :K désigne un paramètre d'érouissage qui reflète l'histoire de la déformation plastique. Dans le cas où :

$f(\sigma_{ij},k)=0$ et $df_k = \frac{df}{d\sigma_{ij}}(\sigma_{mn}, \mathbf{k})d\sigma_{ij} > \mathbf{0}$, il se produit des déformations plastiques.

Tandis que si :

$f(\sigma_{ij},k)=0$ et $df_k = \frac{df}{d\sigma_{ij}}(\sigma_{mn}, \mathbf{k})d\sigma_{ij} < \mathbf{0}$, les déformations restent élastiques .

- l'érouissage nécessite une règle d'écoulement, qui permet de calculer l'incrément de déformation plastique suivant une loi associée lorsque la fonction de charge est égale au potentiel plastique et non associée dans le cas contraire. L'incrément de déformation plastique est défini par l'expression suivante :

$$d\boldsymbol{\varepsilon}_{ij}^p = \frac{1}{h(\sigma_{ij}, \mathbf{k})} < d\mathbf{f}_k > \frac{\partial \mathbf{g}}{\partial \sigma_{ij}}(\sigma_{mn}) = d\lambda \frac{\partial \mathbf{g}}{\partial \sigma_{ij}}(\sigma_{mn}) \quad (2-13)$$

Ou : h désigne le module plastique (ou module d'érouissage), g le potentiel plastique et dλ un scalaire positif ou nul (multiplicateur de plasticité) .

- la condition de consistance ($df_x = 0$), qui assure que les états de contraintes demeurent sur la surface d'état limite au cours de son évolution, permet de déterminer le module d'érouissage par l'expression suivante :

$$h(\sigma_{ij}, \mathbf{k}) = - \frac{\partial \mathbf{f}}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}_{ij}^p}(\sigma_{mn}, \mathbf{k}) \frac{\partial \mathbf{k}}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}_{ij}^p}(\boldsymbol{\varepsilon}_{mn}^p) \frac{\partial \mathbf{g}}{\partial \sigma_{ij}}(\sigma_{mn}) \quad (2-14)$$

- le principe du travail plastique maximal (Hill, 1950), qui se traduit par la condition de normalité de l'incrément de déformation en tout point sur la frontière convexe de la surface d'état limite, correspond à l'inégalité suivante :

$$(\boldsymbol{\sigma}_{ij} - \boldsymbol{\sigma}_{ij}^*) d\boldsymbol{\varepsilon}_{ij}^p \geq \mathbf{0} \quad (2-15)$$

Ou : σ^*_{ij} et σ_{ij} désignent les tenseurs des contraintes correspondant à deux points situés respectivement l'un à l'intérieur de la surface d'état limite et l'autre sur la frontière de cette dernière (Figure 2-6).

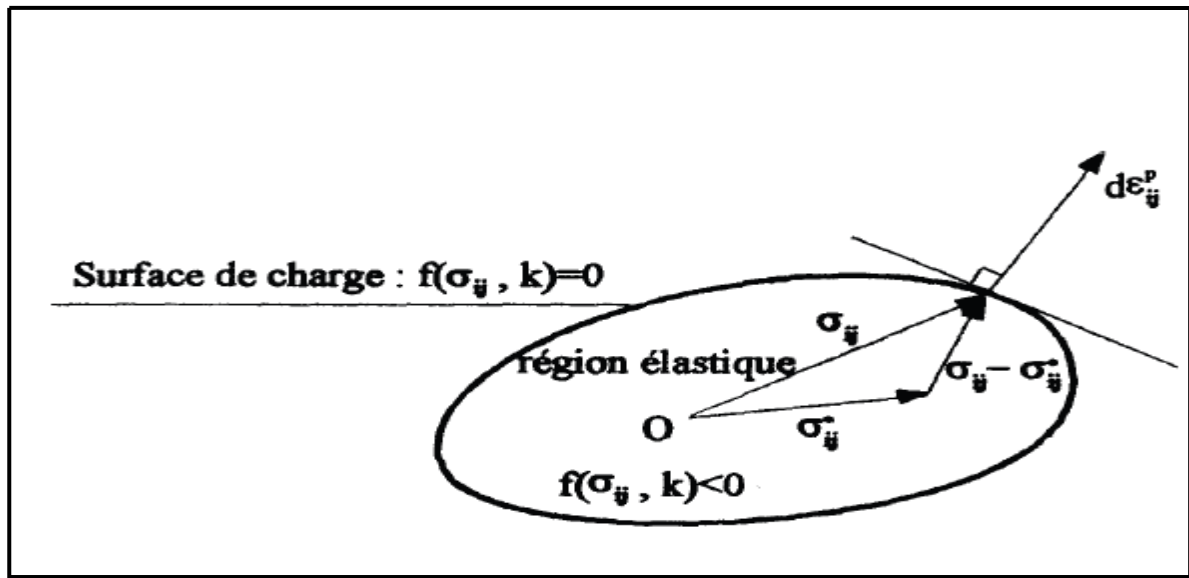


Figure (2-6) : Principe du travail plastique maximal de Hill (1950).

- la condition de stabilité, selon le postulat de Drucker (1964), définit les matériaux stables en écoulement positif ($\sigma_{ij} \varepsilon_{ij}^p > 0$) et les matériaux instables en écoulement négatif ($\sigma_{ij} \varepsilon_{ij}^p < 0$). Les matériaux pour lesquels $\sigma_{ij} \varepsilon_{ij}^p = 0$ sont en élasticité ou en plasticité parfaite.

Dans le cas où la loi est associée ($f=g$), l'incrément de déformation plastique est dirigé suivant la normale extérieure à la frontière de la surface d'état limite et le postulat de Drucker (1964) est ainsi respecté. Les données expérimentales ne confirment pas toujours cette hypothèse ; par conséquent, de nombreux modèles ont été proposés pour les sols dans lesquels la règle d'écoulement non associée ($f \neq g$) est adoptée. Les différences entre ces modèles sont liées à la surface d'état

limite (position et allure) et à la manière dont les paramètres d'écroissage interviennent dans l'expression de la fonction de charge. Ainsi, des modèles de plasticité avec écroissage isotrope, ou les surfaces d'état limite évoluent isotropiquement par rapport à l'axe d'isotropie des contraintes dans l'espace des contraintes principales, et des modèles avec écroissage anisotrope, où les surfaces d'état limite successives se déduisent de la surface initiale par translation dans l'espace des contraintes principales, ont été proposés. Cependant, il semble que ce dernier type de modèle n'ait pas encore reçu d'applications pratiques, sans doute en raison, d'une part, du manque de vérifications expérimentales et, d'autre part, de leur grande complexité.

2-5-1-2 Bases expérimentales:

Le comportement des sols naturels est défini par une pression limite, la pression de préconsolidation, qui constitue un seuil critique des contraintes au-delà duquel la compressibilité de ces sols augmente et leur structure interne est modifiée pour passer d'un état structuré plus résistant à un état déstructuré moins résistant. Les propriétés caractérisant ces deux états peuvent être décrites comme suit :

- l'état structuré, dans lequel les déformations volumiques et de cisaillement sont petites et réversibles (de type viscoélastique ou élastique pur), correspond à l'état surconsolidé caractéristique des argiles résistantes et "âgées" ayant subi au cours de leur histoire géologique des surcharges plus grandes que la pression effective des terres à l'état actuel.
- l'état déstructuré, dans lequel les déformations volumiques et de cisaillement sont importantes et en grande partie irréversibles (de type élastoplastique ou viscoplastique), correspond à l'état normalement consolidé caractéristique des argiles moins résistantes, "jeunes" déposées récemment et se trouvant dans un état d'équilibre géostatique.

Sur la base des travaux de Hvorslev (1936) et Rendulic (1936) et d'un certain nombre d'études expérimentales sur des argiles reconstituées en laboratoire, Roscoe et al. (1958) ont proposé les concepts d'état limite et d'état critique comme règles de base pour l'étude du comportement des argiles molles. Ces

concepts, dans lesquels les états de contraintes et de déformations sont liés à l'histoire du chargement, permettent d'exprimer les phénomènes de compressibilité et de résistance au cisaillement de ces argiles et ce dans les deux états (surconsolidé et normalement consolidé) définis ci-dessus. Ils en caractérisent donc les propriétés de déformabilité et de résistance mécanique :

- l'état limite est défini par une surface de charge, appelée surface d'état limite, qui représente la limite entre les régions de l'espace des contraintes principales correspondant aux petites et aux grandes déformations, c'est-à-dire, dans le cas des argiles, la limite qui sépare le domaine surconsolidé du domaine normalement. Cette limite est constituée par l'ensemble des points d'état limite (points correspondant aux valeurs ultimes des déviateurs de contraintes) des chemins de contraintes simulés en laboratoire dans les essais de compression (et d'extension) triaxiale et de consolidation anisotrope, à partir d'états de consolidation du domaine surconsolidé.
- l'état critique est défini comme une limite des contraintes qui sépare le domaine où ne se produisent pour l'essentiel que des déformations volumiques de l'argile du domaine caractérisé par le développement de déformations déviatoriques accompagnées d'un changement dans la forme de la structure de cette dernière, c'est - à- dire la zone située entre l'état ultime et la rupture. En d'autres termes, l'état critique est associé à l'existence d'un "indice des vides critique" (défini comme une extension de la notion de densité critique) atteint au moment où se développent des déformations plastiques de cisaillement sans variation de volume et de contraintes.

Dans leur forme originale, les concepts d'état limite et d'état critique ne s'appliquent qu'à des argiles normalement consolidées et isotropes (argiles idéales). Des études postérieures montrent que les principes qui forment la base de ces concepts sont qualitativement applicables aux argiles molles naturelles, surconsolidées et anisotropes. Les travaux de Tavenas et Leroueil (1979) sur l'argile de St-Alban (Québec) ont permis d'établir

une méthode expérimentale pour la détermination de la courbe d'état limite des argiles molles naturelles à partir des résultats d'essais triaxiaux classiques et d'essais oedométriques conventionnels à chargement par palier. Les travaux de Magnan et al. (1982) sur l'argile de Cubzac-les-ponts (France), puis ceux de Khemissa et al. (1993) sur l'argile molle de Guiche (France) ont permis de vérifier la technique proposée par Tavenas et Leroueil (1979) et confirmer ainsi son applicabilité aux argiles molles anisotropes. La figure (2-7) présente les courbes d'état limite de ces deux argiles molles françaises.

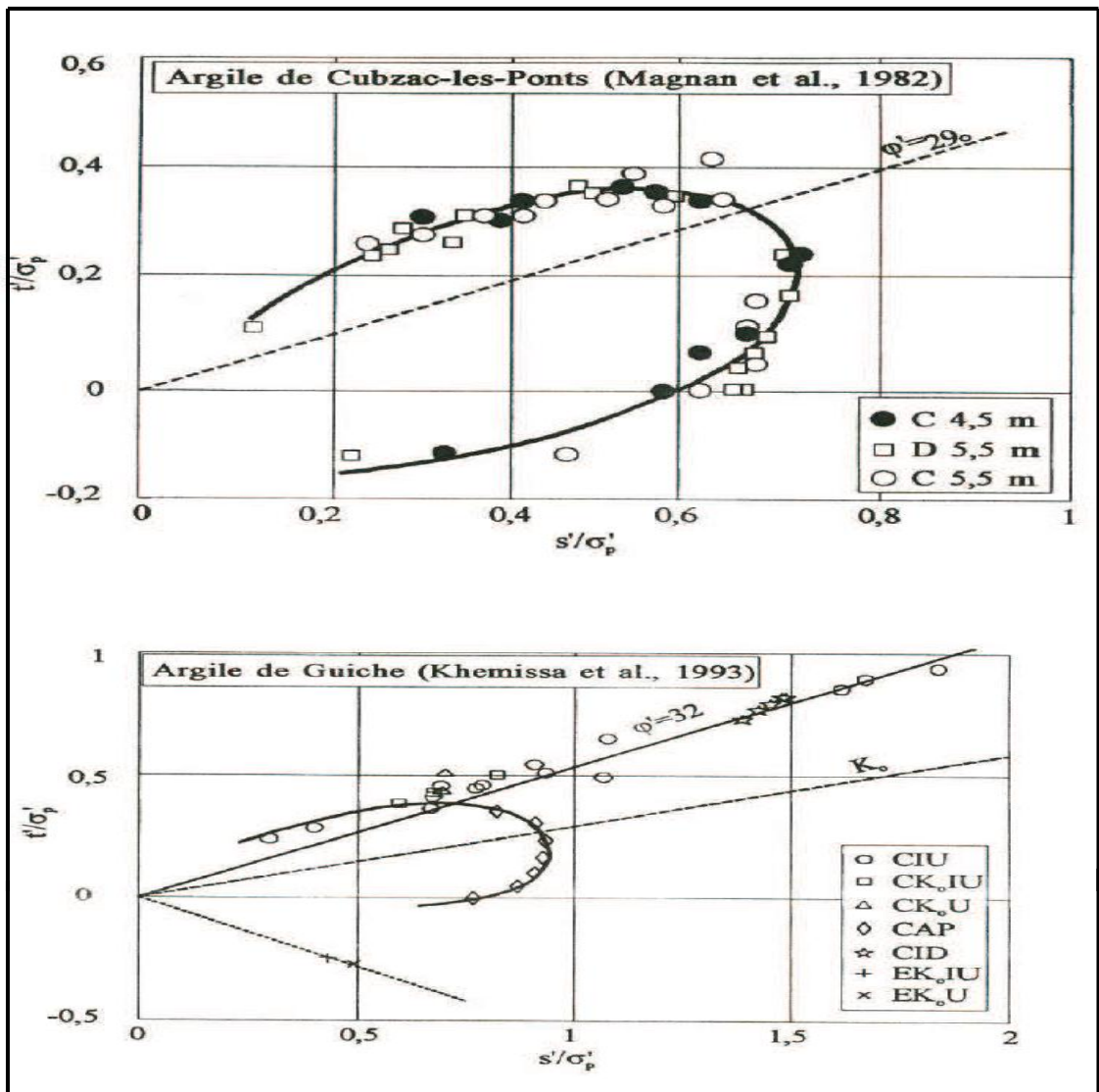


Figure (2-7) : Courbes d'état limite de deux argiles molles françaises.

2-5-1-3 Modèle Cam-Clay :

Roscoe et al, furent les premiers à établir, à l'Université de Cambridge (Royaume-Uni), des relations générales de comportement des sols fondées sur la théorie de l'élastoplasticité avec écoulement et sur l'analyse des résultats de différentes études expérimentales (essais oedométriques et triaxiaux). Les modèles développés, connus sous le nom de « modèles Cam-Clay », sont destinés essentiellement à décrire le comportement des argiles reconstituées en laboratoire. Ces modèles sont basés sur quatre éléments principaux : l'étude de l'essai de compression isotrope, le concept d'état critique, une relation contrainte-dilatance et la règle de normalité pour la déformation plastique.

a) Equations des modèles Cam-Clay :

Déduite de l'analyse des résultats d'essais triaxiaux de compression à pression moyenne constante et à rapport de contraintes fixé (tableau 2-1). L'intégration de cette relation différentielle fournit l'expression du potentiel plastique $G(p, q, p_c)$ et l'application du principe de normalité donne celle de la surface de charge

$$F(p, q, p_c) = G(p, q, p_c).$$

Deux versions successives du modèle Cam-Clay ont été proposées. Le modèle original a permis de décrire de manière qualitative les phénomènes observés expérimentalement. Mais, pour des chemins proches de l'axe de compression isotrope et des rapports de contraintes faibles, ce modèle prédit des déformations déviatoriques trop fortes. Pour cette raison, la loi d'écoulement (ou relation contrainte-dilatance) a été modifiée par Burland et Roscoe .

La contrainte p_c est en fait la « constante » qui provient de l'intégration de la relation différentielle contrainte-dilatance. p_c est aussi la contrainte isotrope qui correspond au point d'intersection de la surface de charge avec l'axe de compression isotrope, limitant ainsi le domaine d'élasticité actuel (figure 2-8) ; cette pression peut être considérée comme le paramètre qui commande l'évolution de la surface de charge, donc l'écrouissage.

La relation d'écroutissement liant l'indice e_p et la contrainte p_c s'obtient en considérant les courbes l et k au point p_c (figure 2-9).

Par construction, les points C_1 et C_2 appartiennent à la droite d'état critique et les points V_1 et V_2 à la droite de consolidation isotrope. Considérons un chemin de contraintes quelconque $A_0A_1A_2$, où A_0 est un point initialement dans le domaine élastique, A_1 est sur la surface de charge initiale et A_2 sur la surface de charge qui évolue.

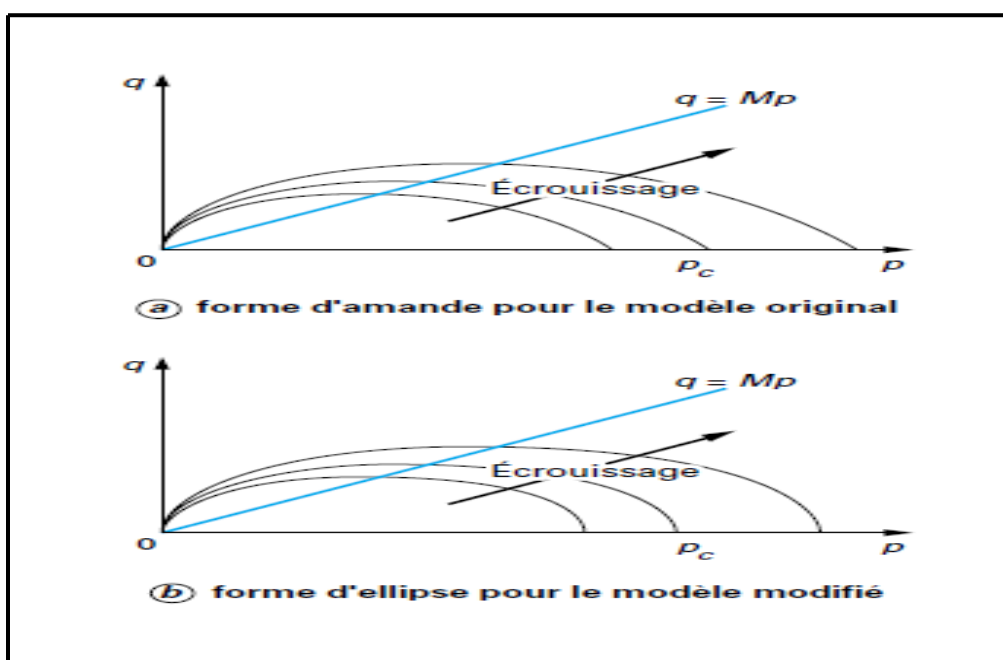


Figure (2-8) : Surfaces de charge des modèles Cam-Clay dans le plan (p, q) .

Ces points occupent dans le plan (p, q) les positions décrites sur la figure (2-9) :

$$e(V_2) = \lambda - \ln \frac{p_c(V_2)}{p_1} \quad (2-16)$$

et :

$$e(V_2) = e^P(V_2) - \kappa \ln \frac{p_c(V_2)}{p_1} \quad (2-17)$$

Il vient alors :

$$\mathbf{e}_1 - \mathbf{e}^p = (\lambda - \kappa) \ln \frac{p_c}{p_1} \quad (2-18)$$

Cette dernière relation constitue la relation d'écroissage. Par ailleurs, l'indice des vides incrémental de p peut être relié à la déformation volumique plastique $d\varepsilon_{vol}^p$, en effet par définition :

$e = e_0 - (1 + e_0)\varepsilon_{vol}$, où e_0 est l'indice des vides initial, lié à l'état de contraintes initiales dans le massif. Cette relation n'est valable qu'en petites déformations. En décomposant l'indice des vides e en une partie élastique e^e et une partie plastique e^p , puis en différenciant, il vient :

$$de^e = -(1 + e_0)d\varepsilon_{vol}^e \quad (2-19)$$

et

$$de^p = -(1 + e_0)d\varepsilon_{vol}^p = -(\lambda - \kappa) \frac{dp_c}{p_c} \quad (2-20)$$

L'évolution de l'écroissage est alors gouvernée par la relation :

$$\frac{dp_c}{dp} = \frac{1+e_0}{\lambda-\kappa} d\varepsilon_{vol}^p \quad (2-21)$$

Tableau (2-1) : Expressions de la relation contrainte-dilatance, de la surface de charge et du potentiel plastique.

Modèle Cam-Clay	Relation contrainte-dilatance	Potentiel plastique $G(p, q, p_c)$ et surface de charge $F(p, q, p_c)$
Version originale	$\frac{d\varepsilon_{vol}^l}{d\varepsilon_d^p} = M \frac{q}{p}$	$G(p, q, p_c) = \frac{q}{M_p} \ln \frac{p_c}{p} = 0$ $G(p, q, p_c) = F(p, q, p_c)$
Version modifiée	$\frac{d\varepsilon_{vol}^l}{d\varepsilon_d^p} = \frac{M^2 - \left(\frac{q}{p}\right)^2}{2 \frac{q}{p}}$	$G(p, q, p_c) = \frac{q^2}{M^2 p^2} + 1 - \frac{p_c}{p} = 0$ $G(p, q, p_c) = F(p, q, p_c)$

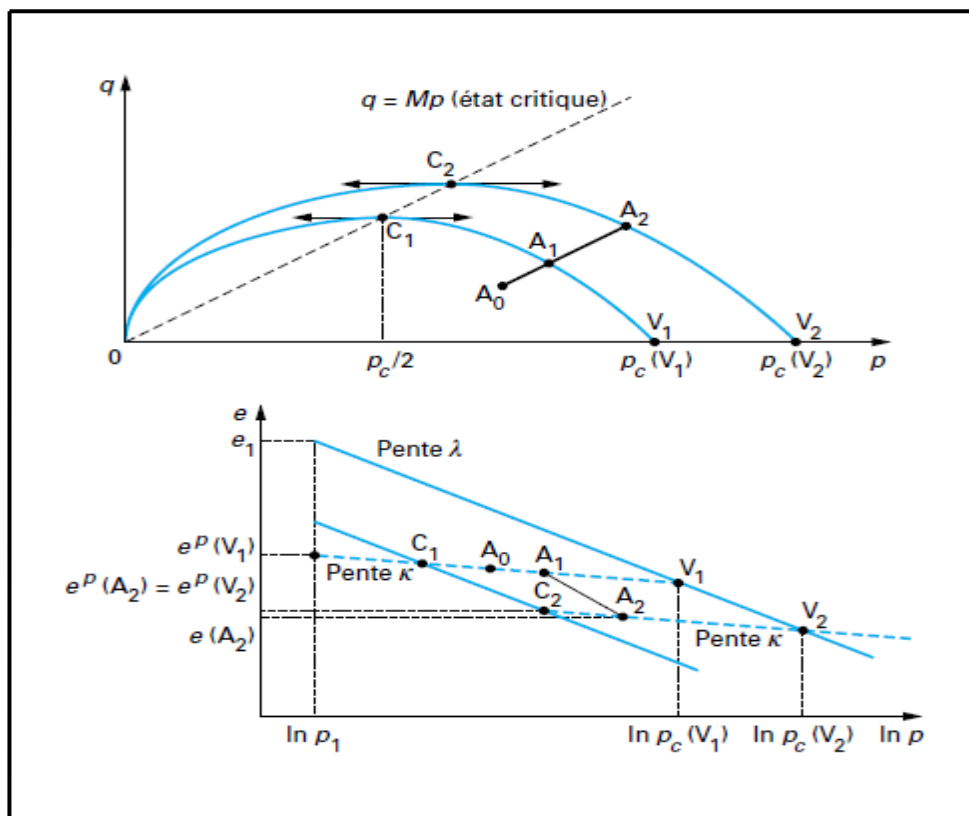


Figure (2- 9) : Représentation de l'écroissage pour le modèle Cam-Clay.

b) Détermination des paramètres du modèle Cam-Clay :

Le modèle Cam-Clay comporte sept paramètres : M , λ , k , e_1 , p_1 , E et ν , et trois paramètres caractérisant l'état initial du matériau (e_0 , p_0 , q_0). Les paramètres du modèle Cam-Clay modifié peuvent être déduits de résultats d'essais triaxiaux (drainés et non drainés avec mesure de la pression interstitielle) et oedométriques classiques (tableau 2-2).

Tableau (2-2) : Les paramètres du modèle Cam-Clay

Paramètres	Principe de détermination
e_0, p_0, q_0	Détermination à partir de l'état de contraintes initiales et des résultats d'essais de compression isotrope ou triaxiaux.

E,ν	Détermination d'après les résultats d'essais triaxiaux comportant des déchargements.
λ, k, e ₁ , p ₁	isotrope en représentant les résultats dans le plan (e, ln p) ou à partir de résultats oedométriques classiques. La pression de référence p ₁ est souvent choisie égale à 1 kPa.
M	Détermination à partir des contraintes correspondant à la rupture dans les essais triaxiaux de cisaillement et reportées dans le plan (p, q). Pour un essai de compression, le paramètre M est relié à l'angle de frottement interne du sol par la relation : $M=6 \sin\varphi'/3-\sin\varphi'$

2-5-2 Modèles viscoplastiques :

Certains matériaux subissent un écoulement de fluage, sous un état de contraintes effectives donné, ce qui a conduit à développer des théories qui décrivent l'évolution des déformations en fonction du temps, telles que la viscoélasticité lorsque ces déformations sont réversibles après la suppression des sollicitations (comme en élasticité) ou la viscoplasticité dans le cas contraire, c'est-à-dire lorsque les déformations sont irréversibles (comme en plasticité). Le comportement élastoviscoplastique est une combinaison de ces deux théories.

2-5-2-1 Fondements théoriques :

Le schéma viscoplastique développé par Perzyna (1963) a pour but de décrire l'écoulement par fluage de la matière tout en restant dans un cadre assez proche du schéma élastoplastique classique. La viscosité du matériau y apparaît sous la forme d'une fonction régissant l'amplitude des déformations viscoplastiques pour un état de contraintes donné. Les hypothèses de base caractérisant cette théorie sont résumées comme suit :

- on définit deux surfaces de charge : l'une, dite statique caractérisée par la fonction de charge $f_s(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^e)$ représente le seuil de plasticité au-delà duquel se développent des déformations viscoplastiques et à l'intérieur duquel les déformations du matériau peuvent être élastiques (lois élasto-viscoplastiques) ou viscoélastiques (lois viscoélastiques-viscoplastiques) ; l'autre dite dynamique caractérisée par la fonction de charge $f_d(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^{vp})$ est sensible à la vitesse de déformation (Figure 2-11).

Ces deux fonctions sont reliées entre elles par une fonction F , qui représente la différence des contraintes entre l'état de contraintes actuel et le seuil de plasticité suivant la relation suivante:

$$\mathbf{F} = \frac{f_d(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^{vp}) - f_s(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^p)}{f_s(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^p)} \quad (2-22)$$

Où : σ_{ij} désigne le tenseur des contraintes, ε_{ij}^p le tenseur des déformations plastiques et ε_{ij}^{vp} le tenseur des déformations viscoplastiques.

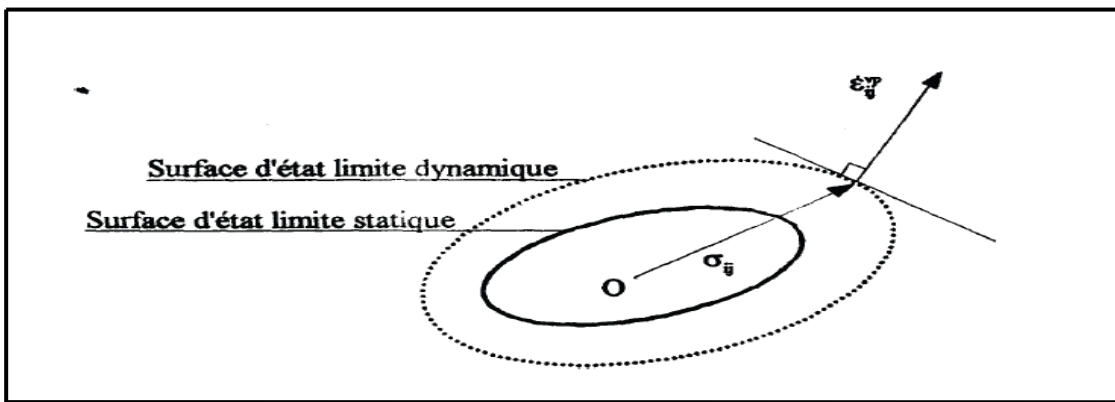


Figure (2-10) : Surfaces d'état limite statique (S.E.L.S.) et dynamique (S.E.L.D.) d'après la théorie de viscoplasticité de Perzyna (1963).

- les déformations viscoplastiques qui se développent au cours d'une sollicitation donnée au delà du seuil de plasticité peuvent s'exprimer en termes de vitesse de déformation, qui est définie par l'expression suivante :

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \gamma \langle \Phi(\mathbf{F}) \rangle > \frac{\partial f_d}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2-23)$$

Ou : γ désigne un paramètre de viscosité du matériau et $\Phi(F)$ une fonctionnelle représentant les effets de la vitesse de déformation sur l'état limite du matériau et telle que :

$$\langle \Phi(\mathbf{F}) \rangle = \begin{cases} \mathbf{0} & \text{si } \mathbf{F} < 0 \\ \Phi(\mathbf{F}) & \text{si } \mathbf{F} > 0 \end{cases} \quad (2-24)$$

Pour une valeur $F=0$, c'est-à-dire lorsque les deux fonctions d'état limite statique et dynamique coïncident, l'incrément de déformation se réduit à sa composante plastique d'expression :

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial f_s}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2-25)$$

Ou : $d\lambda$ désigne le multiplicateur de plasticité.

2-5-2-2 Bases expérimentales :

La prise en compte du fluage des sols argileux dans les modèles de comportement consiste à établir, pour un état de contraintes donné, une relation qui exprime l'évolution de la déformation de fluage au cours du temps, laquelle doit être couplée avec la loi définissant le comportement élastoplastique. La relation générale qui en résulte représente le comportement élastoplastique avec fluage, ou comportement élasto-viscoplastique, caractéristique des argiles molles naturelles. Les résultats des essais de consolidation à l'oedomètre permettent d'établir une relation entre la vitesse de déformation et le temps par l'expression suivante (Buisman, 1936):

$$\varepsilon = \frac{C_\alpha}{t} \quad (2-26)$$

Où: $C_{\alpha} = C_{\alpha e} / (1 + e_0)$ désigne le taux de fluage du sol, $C_{\alpha e}$ son indice de fluage et e_0 son indice des vides initial.

D'autre part, les résultats des essais de fluage à l'appareil triaxial permettent également d'établir la relation suivante (Singh et Mitchell, 1968) :

$$\epsilon = A \left(\frac{t}{t_0} \right)^m \exp\{\alpha q\} \quad (2-27)$$

Dans laquelle α désigne un paramètre mesurant l'effet de l'intensité des contraintes sur le taux de fluage, A reflète l'amplitude du fluage, m (variant entre 0,75 et 1) contrôle le taux avec lequel la vitesse de fluage diminue avec le temps, $q = \sigma_a - \sigma_r$ est le déviateur des contraintes et t_0 un temps de référence (Figure (2-11)).

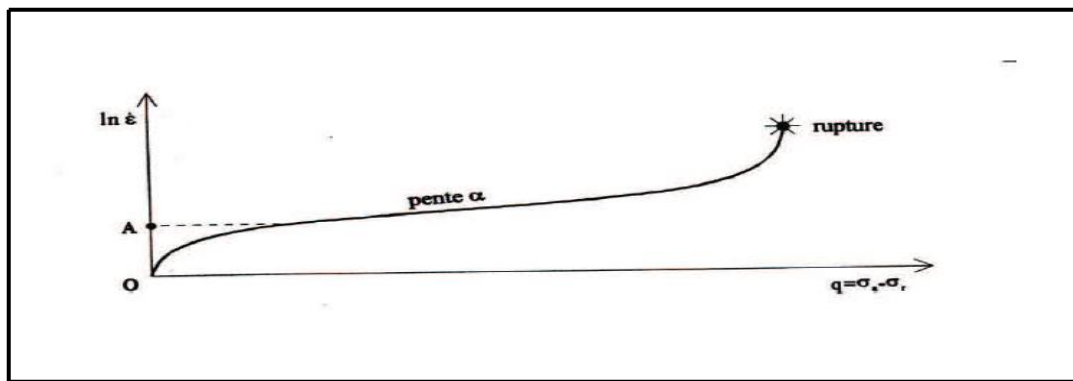


Figure (2-11) : relation entre la vitesse de déformation et le déviateur des contraintes (Singh et Mitchell, 1968).

2-5-2-3 Modèle de comportement MÉLANIE :

Les travaux de Tavenas et Leroueil sur l'argile de Saint-Alban (Québec) et ceux de Magnan et al. Sur l'argile de Cubzac-les-Ponts (France) ont confirmé l'applicabilité des concepts développés à l'Université de Cambridge, moyennant quelques corrections destinées à tenir compte des effets du temps et de l'anisotropie sur le comportement des argiles naturelles. Ces travaux ont donné naissance au modèle de comportement Ylight, créé par le groupe de géotechnique de l'Université Laval au Québec et au modèle MÉLANIE créé au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Le modèle MÉLANIE (Modèle Élastoplastique Anisotrope avec Écrouissage) permet de simuler par éléments finis le phénomène de consolidation et de reproduire assez fidèlement l'évolution au cours du temps des déformations et des contraintes dans les massifs de sol naturels.

a) Equations des modèles MÉLANIE :

L'originalité du modèle MÉLANIE par rapport aux modèles Cam- Clay réside dans la prise en compte des effets d'anisotropie et de viscosité du squelette du sol. Néanmoins, ce modèle a été construit selon la démarche adoptée par les chercheurs de l'Université de Cambridge. Les résultats des essais ont été interprétés à l'aide des contraintes réduites s' et t définies par les relations suivantes :

$$t = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad \text{et} \quad s = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad (2-28)$$

Où σ'_1 et σ'_3 sont les contraintes principales effectives.

Les études expérimentales réalisées en laboratoire (essais oedométriques et triaxiaux) et en vraie grandeur ont conduit à admettre les points suivants :

- la surface de charge, ou courbe d'état limite, a une forme elliptique dans le plan de contraintes (s' , t) ; son grand axe est confondu avec l'axe d'anisotropie et elle passe par l'origine des contraintes et par le point s_p' de l'axe O_s' défini par $s_p' = 0.6 \sigma'_p$ (où est la pression de préconsolidation) (figure 2-12) .
- les surfaces de charge correspondant à des états de préconsolidation différents sont homothétiques (par rapport à l'origine) dans le rapport des contraintes de préconsolidation. Cette observation justifie l'utilisation de la contrainte s_p' comme paramètre d'écrouissage.

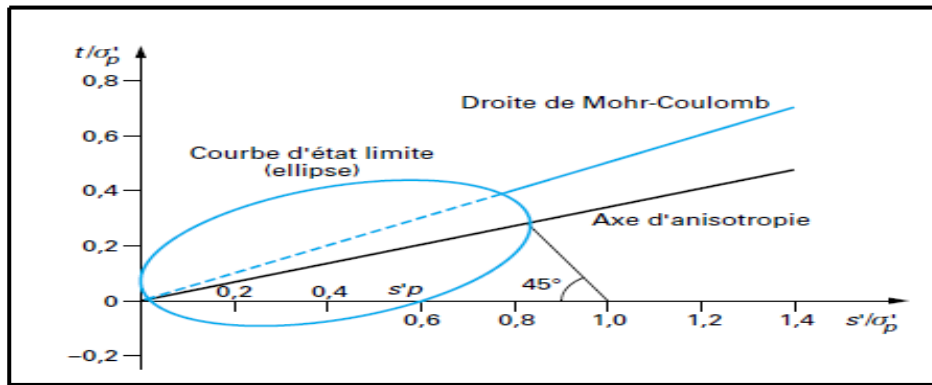


Figure (2-12) : Surface de charge ou courbe d'état limite du modèle MÉLANIE.

Paramètre d'écroûissage s_p , est déterminé par l'intersection de la droite de consolidation avec la courbe vierge isotrope dans le plan (s', e) (au lieu du plan $(\ln p', e)$ dans le cas des modèles Cam-Clay) :

- équation de la courbe vierge isotrope (ou courbe λ) :

$$e = e_1 - \lambda \ln \frac{s'}{s_1'} \quad (2-29)$$

- équation de la courbe de déchargement-rechargement, qui est linéaire contrairement au cas des modèles Cam-Clay :

$$e = e^P - \alpha(s' - s_1') \quad (2-30)$$

L'intersection de la surface de charge avec le plan (s', e) conduit à la relation (figure2-8) :

$$e_p = e_1 - \lambda \ln \left(\frac{s_p'}{s_1'} \right) + \alpha(s_p' - s_1') \quad (2-31)$$

Avec :

e_1 : l'indice des vides correspondant à la contrainte de référence ($s'_1=1\text{KPA}$).

α : Coefficient de compressibilité volumique du sol anisotrope soumis à un chargement isotrope.

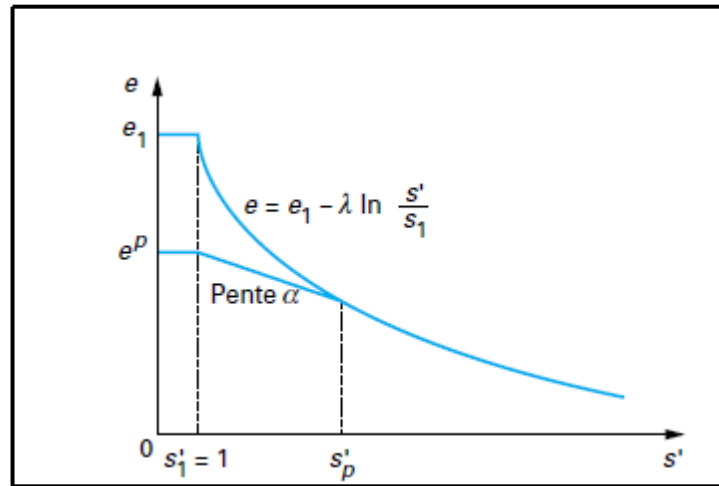


Figure (2-13) : Définition du paramètre d'écroutissement s'_p .

b) Détermination des paramètres du modèle MÉLANIE :

Les paramètres du modèle MÉLANIE peuvent être déterminés à partir d'essais triaxiaux drainés et non drainés avec mesure de la pression interstitielle, et d'essais oedométriques classiques (tableau 2-3).

D'autres paramètres sont nécessaires pour décrire le comportement du fluide interstitiel et son écoulement à travers les pores du sol. Il est admis que les pores de l'argile sont remplis d'un fluide interstitiel dont la compressibilité, caractérisée par le coefficient de compressibilité a_w , dépend du degré de saturation S_r de l'argile.

L'écoulement du liquide est décrit par les coefficients de perméabilité verticale k_v et horizontale k_h . Les paramètres, a_w , k_v et k_h peuvent varier au cours du temps en fonction de la pression interstitielle et de l'indice des vides. Un exemple d'application du modèle à l'argile de Muar Flats est décrit par Magnan et Magnan et Mestat.

Tableau (2-3) : Les paramètres du modèle MÉLANIE.

Paramètres	Principe de détermination
$e_0, K_0^{nc}, K_0^{0c}, \sigma_{v0}'$	<p>Ces paramètres sont déterminés à partir de l'état de contrainte initiale verticale et des résultats d'essais en place ou en laboratoire. Les coefficients de pression des terres au repos K_0^{nc} (pour les sols normalement consolidés) et (pour les sols surconsolidés) sont donnés par les relations :</p> $K_0^{nc} = 1 - \sin \varphi' \quad \text{et} \quad K_0^{0c} = K_0^{nc} \sqrt{\frac{\sigma_p'}{\sigma_{v0}'}}$ <p>où φ' est l'angle de frottement interne du sol. σ_0' La pression de préconsolidation est déduite de l'essai oedométrique.</p>
$E'_v, E'_h, \nu_{vh}', \nu_{hh}', G'_{vh}'$	<p>Détermination à partir des résultats d'essais triaxiaux avec consolidation anisotrope sur des éprouvettes d'orientations différentes. Toutefois, dans la pratique, il est admis que les quantités $E'_h/E'_v, G'_{vh}/E'_v$ ν_{vh}' et ν_{hh}' ont des valeurs fixes, qui sont en général choisies d'après les valeurs trouvées sur des sites de référence. Il reste alors à déterminer le module vertical : par exemple, à partir de la courbe oedométrique au moyen de la relation :</p> $E'_v = \frac{(1+e_0)(\sigma'_p - \sigma'_{v0})E'_h}{C_s \ln \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}} \left(1 - 2 \frac{E'_h \nu_{vh}'^2}{E'_v (1 - \nu'_{hh})} \right)$ <p>Ou C_s : est l'indice de gonflement déduit de l'essai oedométrique.</p>
e_1, s_1', λ	<p>L'indice des vides e_1 peut être déterminé expérimentalement dans un essai oedométrique ou calculé au moyen de la relation :</p> $e_1 = e_0 - \alpha (s_1' - s_p') + \lambda \ln s_p' / s_1'$ <p>ou s_p' : définit la position initiale de la surface de charge ou courbe d'état limite. Le pression de référence s_1' est souvent choisie égale à 1 kPa. Une autre valeur peut être retenue selon le système d'unité des contraintes utilisé. Le paramètre λ est souvent relié à l'indice de compression C_c, déterminé à l'essai oedométrique, par la relation :</p>

2-6 Conclusion :

Les essais de laboratoire, en général, et les essais oedométriques, en particulier, dans lesquels les conditions aux limites spatiales et de drainage sont maîtrisables, constituent la base de la plupart des connaissances actuelles sur les propriétés mécaniques de résistance et de déformabilité des sols fins, notamment des argiles naturelles. L'analyse des données expérimentales acquises à travers le monde confirme pour l'essentiel les principes de comportement de ces sols sous la combinaison des phénomènes de compressibilité, de consolidation et de fluage auxquels ils sont soumis. Cependant, la qualité des essais oedométriques dépend beaucoup de celle des échantillons de sol prélevés et de leur représentativité, ainsi que des procédures d'essais adoptées et des méthodes d'interprétation des résultats utilisées. Les bases théoriques n'étant pas suffisantes à l'état actuel pour caractériser complètement le comportement des sols sous l'action des ouvrages, l'exploitation des données expérimentales doit être effectuée avec une certaine prudence.

Les données expérimentales montrent que le comportement des argiles molles peut être défini par des lois de type élastoplastique ou viscoplastique. Dans l'hypothèse des petites déformations, ce comportement est dû essentiellement aux propriétés visqueuses du sol (typique des argiles molles) qui retraduisent, d'une part, par l'effet de la vitesse de déformation et, d'autre part, par le fluage. Il en est résulté des modèles fondés sur la notion de surfaces d'état limite pour les différents niveaux de sollicitations possibles, surfaces qui, dans les applications pratiques, jouent le rôle de seuil maximal au-delà duquel apparaissent des déformations plastiques ou viscoplastiques et à l'intérieur duquel le comportement du sol est supposé viscoélastique ou élastique.

CHAPITRE 3

LA PRATIQUE DES ELEMENTS FINIS EN GOETECHNIQUE

CHAPITRE 3

LA PRATIQUE DES ELEMENTS FINIS EN GOETECHNIQUE

3-1 Introduction :

Depuis une quinzaine d'années, l'utilisation de la méthode des éléments finis a connu un développement très important dans les bureaux d'études et les centres de recherches en géotechnique. Ainsi, il est aujourd'hui courant de réaliser, pour des grands projets, des analyses par éléments finis afin de vérifier la stabilité d'un ouvrage en interactions avec son environnement, de contrôler les valeurs de déplacements admissibles et d'aider au dimensionnement des structures.

En pratique, les logiciels de calcul par éléments finis sont devenus des outils pour l'ingénieur, au même titre que les méthodes de calcul traditionnelles de la mécanique des sols. L'utilisation d'un code de calcul a été rendue très facile par le développement de pré- et de post -processeurs conviviaux et simples d'emploi.

3-2 La méthode d'éléments finis en géotechniques :

3-2-1 Présentation :

La méthode des éléments finis est une méthode de calcul approchée qui consiste à transformer les équations différentielles de la mécanique des milieux continus en un système linéaire fini d'équations algébriques, que l'on résout par des techniques numériques traditionnelles. Pour ce faire, le milieu réel est remplacé par un milieu équivalent contenu dans un contour polygonal, le plus proche possible du contour réel. Ce milieu équivalent est ensuite divisé, en sous-domaines réguliers, appelés éléments finis (triangles et quadrilatères pour un problème plan ; hexaèdres et pentaèdres pour un problème tridimensionnel). Le champ de déplacement à l'intérieur et sur le contour de chaque élément fini est déterminé par une interpolation

polynomiale entre des valeurs du champ en certains points de l'élément, appelés nœuds. L'ensemble formé par les éléments finis est appelé maillage.

3-2-2 Formulations de la Méthode des éléments finis :

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

Le principe des puissances virtuelles permet d'écrire l'équilibre exact du solide occupant le domaine Ω quelle que soit sa loi de comportement (figure 3-1) :

$$\int_{\Omega} \varepsilon^* (\sigma_n - \sigma_{n-1}) d\Omega = \int_{\Omega} u^* (f_n - f_{n-1}) d\Omega + \int_{\Omega} u^* (\bar{t}_n - \bar{t}_{n-1}) d\Gamma \quad (3-1)$$

Avec :

u : vecteur déplacement réel (petits déplacements).

u^* : vecteur déplacement virtuelle.

σ : pseudo- vecteur contrainte (réel).

ε : pseudo- vecteur déformation (réelle).

ε^* : pseudo- vecteur vitesse de déformation virtuelle.

f : vecteur forces de volume.

t : vecteur contrainte ou forces de surface sur la partie Γ_{σ} de la frontière Γ de σ (conditions aux limites en contraintes).

- Conditions aux limites en déplacements ($u_u = u_{\sigma}$) sur le complément Γ_u de Γ_{σ} ($\Gamma = \Gamma_u \cup \Gamma_{\sigma}$).
- Indice n : relatif à l'étape de chargement numéro n (dont la solution est Inconnue).
- Indice $(n-1)$: relatif à l'étape de chargement précédente numéro $n-1$ (dont la solution est parfaitement connue).

L'espace est discrétisé en éléments ayant en commun ou en propre des nœuds (figure 3-2).

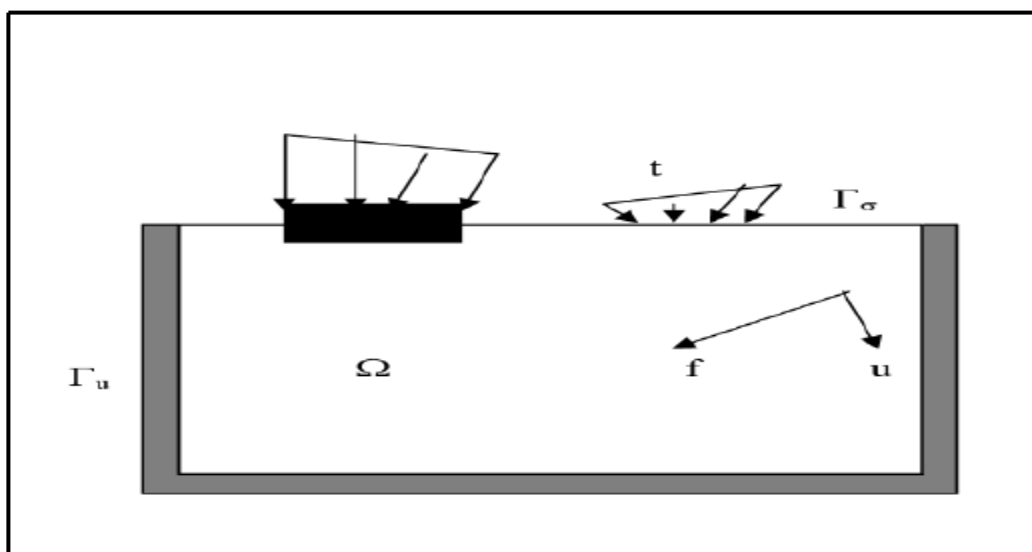


Figure (3-1) : Les actions sur le domaine Ω .

Les inconnues de l'étape de chargement sont :

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

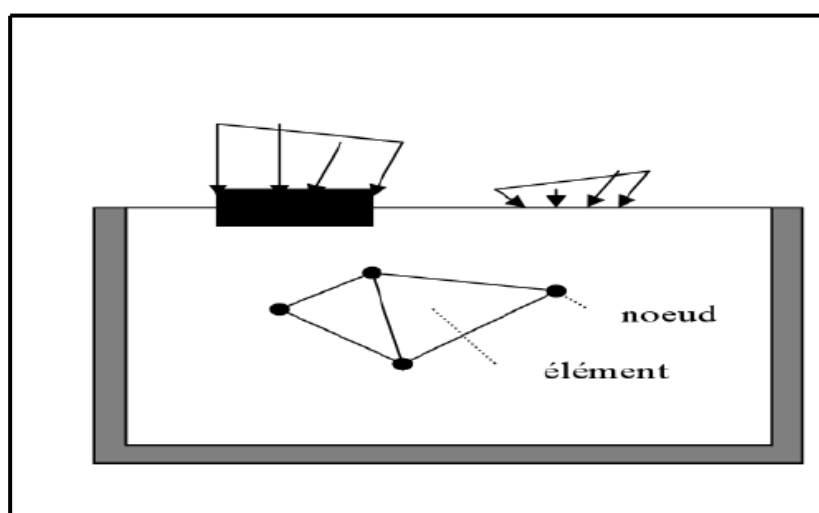


Figure (3-2) : Domaine Ω discrétisé.

Remarque :

- La méthode des éléments finis fait apparaître en présence de deux solides (sol est pieu par exemple) des intégrales supplémentaires de surface, impliquant des éléments spéciaux (d'interface), au sein desquels le déplacement relatif entre les deux solides remplit le rôle joué par les déformations dans les solides. Ces éléments mettent en jeu un comportement « d'interface ».
- Il arrive qu'on associe la méthode des éléments finis aux solides volumiques, lorsqu'on traite un problème impliquant des pieux, palplanches ou des parois moulées, ceci conduit à une économie de degrés de liberté (composantes de déplacement) et donc de mémoire et de temps de calcul.

3-2-3 Analyse en éléments finis des problèmes tridimensionnels de géotechnique :

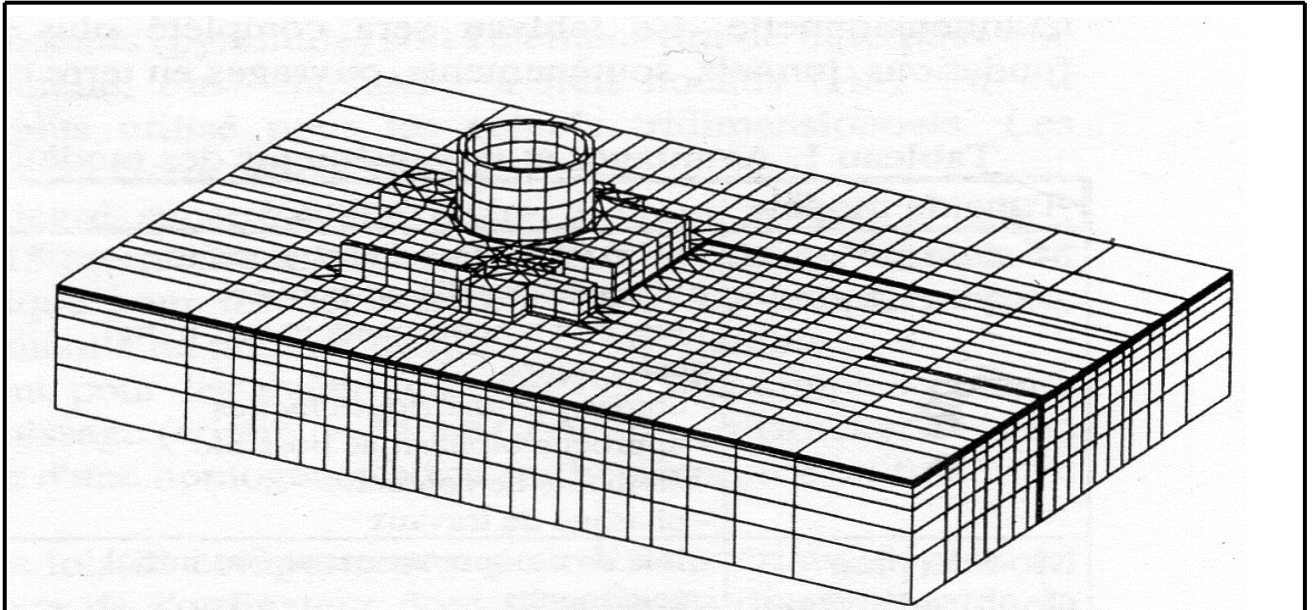
La construction d'un ouvrage de géotechnique se traduit par une succession de travaux qui intéressent à chaque fois des volumes de sol limités et des géométries par fois compliquées (sols hétérogènes, phasage de travaux ...etc). En toute rigueur, l'étude de la stabilité en cours de construction et l'estimation des déformations induites sur l'environnement sont donc des problèmes tridimensionnels. En revanche, pour l'étude de l'ouvrage une fois construit, il est possible dans certaines conditions de ramener le problème tridimensionnel à l'étude d'une coupe transversale ou longitudinale : c'est le cas notamment pour des ouvrages de grandes longueurs (tunnels à l'axe horizontal, grands remblais...ect).

Les premiers calculs tridimensionnels ont été réalisés à la fin des années 1960, mais c'est seulement très récemment que des modèles représentatifs de la réalité ont pu être envisagés. Ces modèles restent encore relativement grossiers et le calcul tridimensionnel difficile à mener. Les moyens informatiques ne sont toujours pas suffisants pour réaliser ces calculs de manière courante. Malgré sa simplicité et sa grossièreté, un maillage tridimensionnel d'ouvrage géotechnique comporte rapidement plus de 10000 nœuds. Les obstacles et les difficultés proviennent ainsi autant de la complexité du maillage à élaborer, des chargements à appliquer et des paramètres à estimer que de la durée des calculs et de l'exploitation des résultats.

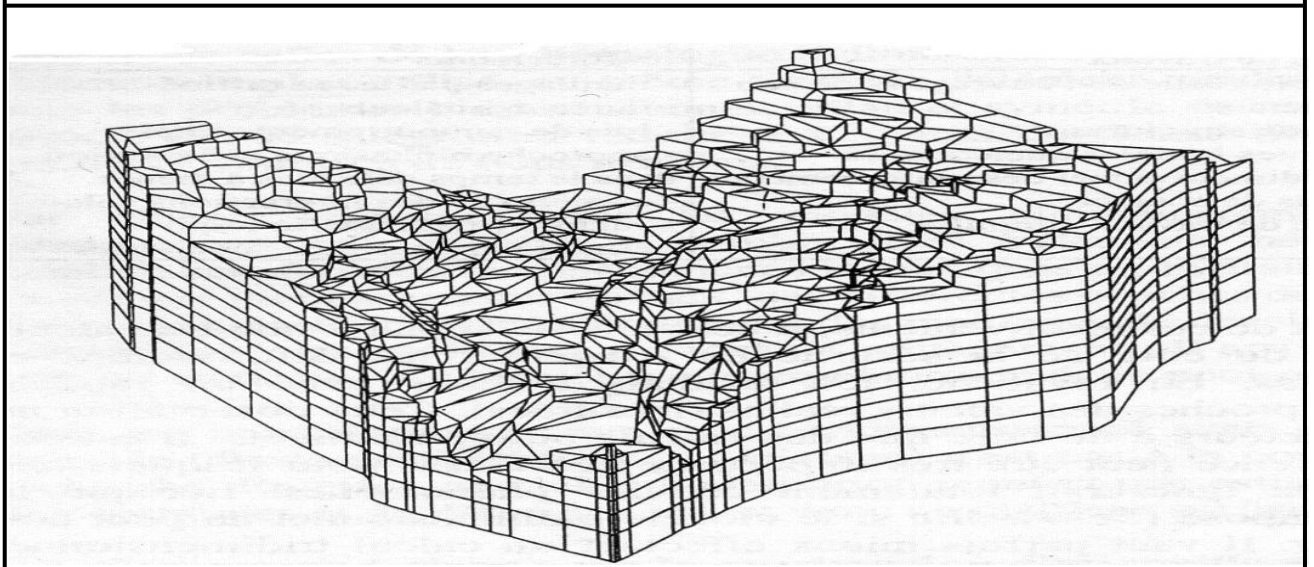
Compte tenu des problèmes de mise en œuvre, il paraît difficile d'envisager une utilisation courante des modèles tridimensionnels pour le dimensionnement des ouvrages, du moins dans les quelques années à venir. Cependant, ce type de calcul est devenu abordable et il peut être mené de manière raisonnable pour étudier des ouvrages exceptionnels, des grandes structures ou à des fins de recherches pour analyser des procédés particuliers de construction que l'on ne saurait par aborder autrement.

D'une manière générale, toute rigueur, un calcul tridimensionnel devrait être réalisé dans les cas suivants :

- L'effet de la troisième dimension est important (par exemple, chargement latéral des pieux).
- Aucune simplification géométrique n'est raisonnablement envisageable ou aucune symétrie n'est exploitable à cause des structures ou des terrains.
- forte hétérogénéité des couches de sol, avec la présence de failles ou de lentilles.
- Etude du tassement différentiel d'un groupe de structures.
- Stabilité de front de taille d'un tunnel.
- Ouvrages de soutènement (mur en T, efforts de bord, coins d'une feuille).
- Barrage –voute en milieu rocheux.
- Etude locale d'un phénomène ou de l'interaction du sol avec certains types de renforcement (geogrilles, barres, encrages).



Maillage d'un ouvrage dans son environnement (Humbert et Mastat ,1995)



Maillage d'un massif montagneux (Bois et al,1995)

Figure (3-3) : Exemples de maillage tridimensionnel.

Face à la complexité d'un espace à trois dimensions, l'utilisateur peut tenter de vouloir à tout prix réaliser un calcul bidimensionnel. Même si des techniques ont été proposées pour introduire un certain effet tridimensionnel dans un modèle bidimensionnel, il faut bien être conscient des avantages et des inconvénients de la modélisation envisagée par apport à l'ouvrage étudié. Le tableau (3-1) résume d'une

manière très générale les problèmes posés par approches bidimensionnelle et tridimensionnelle. Ce tableau sera complété plus loin selon le type d'ouvrage : Fondation, tunnels, soutènement, ouvrages en terre et barrage.

Tableau (3-1) : Avantages et inconvénients des modèles d'ouvrage de géotechnique.

Type de modèle	Avantages	Inconvénients-Limitations
Modèle Axisymétrique	<ul style="list-style-type: none"> -prise en compte d'une géométrie tridimensionnelle particulière -lois de comportement et état initial quelconques -études paramétriques faciles -approche diphasique possible -éléments de contact -phasage de travaux 	<ul style="list-style-type: none"> -ouvrage à symétrie de révolution -respect des conditions de symétrie de révolution pour les terrains -chargement de révolution ou décomposable en une série de Fourier
Modèle plan (Longitudinal ou Transversal)	<ul style="list-style-type: none"> -loi de comportement et état initial quelques -études paramétriques faciles -approche diphasique possible, calcul de surface libre -éléments de contact -phasage de travaux 	<ul style="list-style-type: none"> -hypothèse d'un ouvrage de grande longueur (modèle transversal) et /ou d'une largeur suffisante (modèle longitudinal) -chargement par mètre linéaire -simulation approximative des renforcements
Modèle tridimensionnel	<ul style="list-style-type: none"> -géométrie réelle de l'ouvrage et de son environnement -groupe de structures -contraintes initiales quelconques -effet tridimensionnel de renforcements -éléments de contact -phasage de travaux simplifié 	<ul style="list-style-type: none"> -maillages pas assez raffinés -durée des calculs -lois de comportement simples -approche diphasique et évolution dans le temps délicates à mener -complexité des interactions sols-structure (maillage fins

		requis) -étude paramétriques couteuses
--	--	---

A coté de ces avantages et de ces inconvénients, il convient de signaler que les calculs plans sont généralement du coté de la sécurité en exagérant les déformations et surestimant les contraintes. En revanche, les résultats obtenus avec un modèle tridimensionnel sont plus proches des valeurs réelles.

3-3 Le code des éléments finis PLAXIS foundation 3D :

3-3-1 Présentation :

PLAXIS 3D FOUNDATION est un programme d'éléments finis a 3 dimensions, spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types des fondations, les 'ouvrages peut être modélisé sous charges statiques dynamiques ou sismique.

Le programme utilise une interface graphique pratique permettent aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur l'ouvrage à étudier.

L'interface d'utilisation de PLAXIS 3D FOUNDATION se compose de quatre sous – programmes : Input (entrées), Calculations (calculs), Output (résultats) et Curves (courbes).

3-3-2 Option par défaut, solution 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 noeuds-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.

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.

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.

3-3-3 Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS 3D FOUNDATION:

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.

a) Comportement élastique linéaire:

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS 3DF est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν . 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 $\nu = 0.5$) 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 :

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

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

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (3-4)$$

Le modèle élastique linéaire de PLAXIS 3DF 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.

b) Modèle Morh-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 :

$$\tau = \sigma_n \tan \phi + c \quad (3-5)$$

Où : σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et ϕ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure. 3-4).

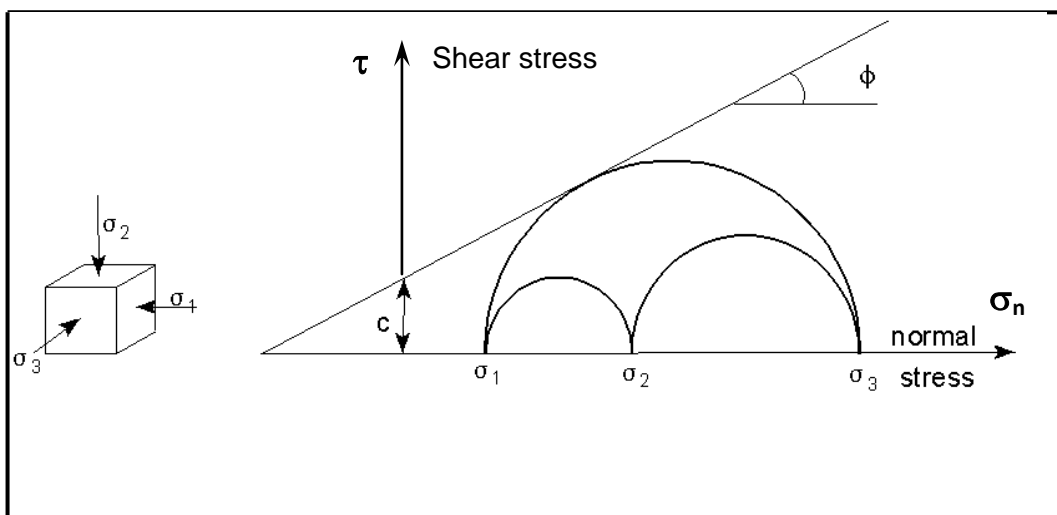


Figure (3-4) : Courbe intrinsèque du modèle Morh-Coulomb.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les trois autres sont c , ϕ et ψ , 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.

c) Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model):

Le modèle Hardening Soil Model (HSM, Figure 3.5) 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 oedométriques 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.

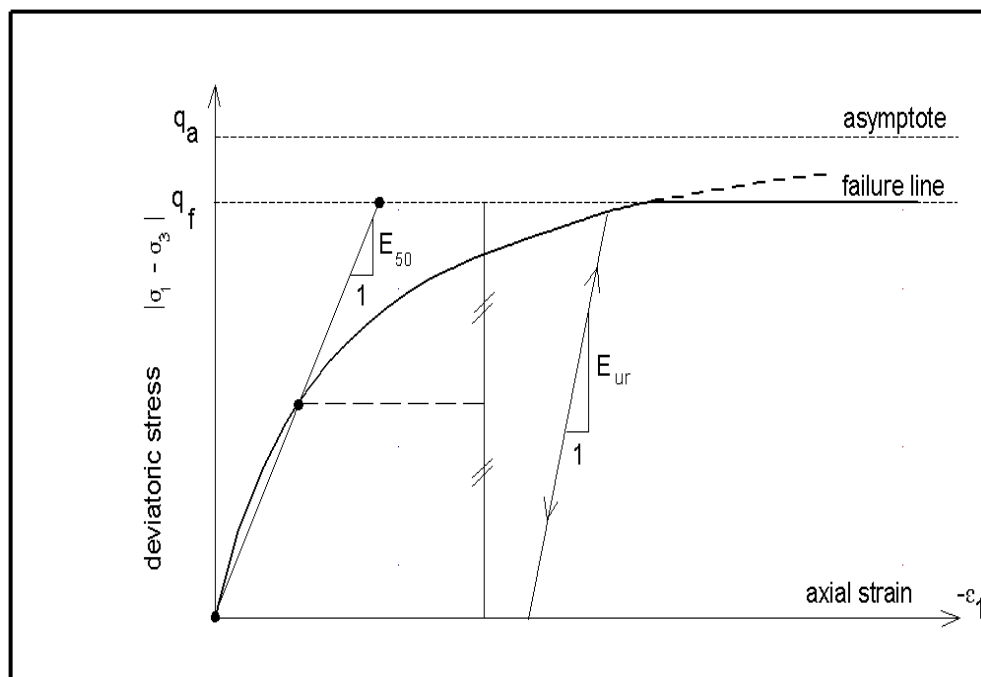


Figure (3-5): Représentation du Hardening Soil Model.

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

Courbes effort-déformation :

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad \text{Pour } q < q_f \quad (3-5)$$

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 :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cot \varphi - \sigma'_3}{c \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m \quad (3-6)$$

Avec : $P^{ref} = 100 \text{ Kpa}$

Le paramètre R_f est analogue à celui introduit par Duncan.

Pour la décharge on prend :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cot \varphi - \sigma'_3}{c \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m \quad (3-7)$$

Les paramètres de modèle HSH sont :

- les paramètres de Morh-coulomb

C : cohésion (effective) (KN/m)

φ : angle de frottement effectif (°)

Ψ : angle of dilatance (°)

- Paramètres de rigidité :

E_{50}^{ref} : module sécant dans un essai triaxial (KN/m)

E_{oed}^{ref} : module tangent dans un essai oedométrique (KN/m)

M : puissance (environ 0.58 pour les sables) (-)

- Paramètres avancés :

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

d) Modèle pour sols "mous" avec effet du temps (Soft Soil Creep Model SSCM) :

Le SSCM permet de prendre en compte l'écroûissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai oedométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle est caractérisée par le paramètre C_α . Elle génère ce qui est appelé la quasi-préconsolidation dans des sols déposés depuis long temps (Bjerrum 1967) .

La figure (3-6) résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.

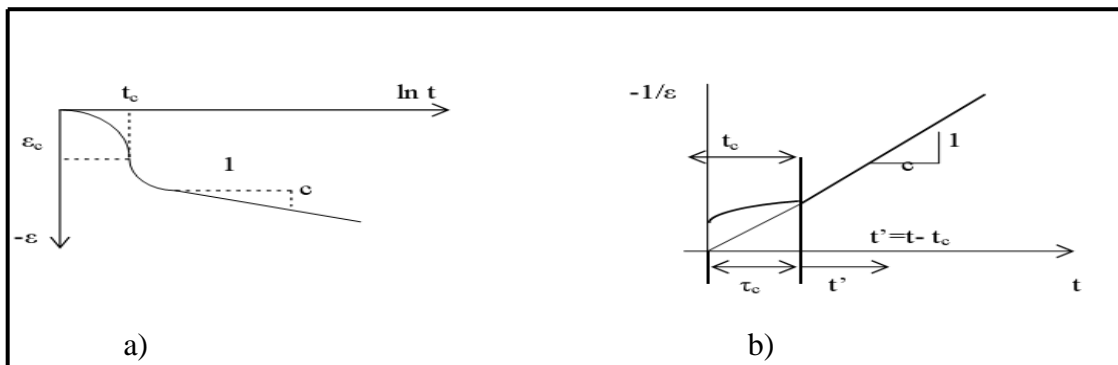


Figure (3-6) : effet du temps sur les essais oedométriques.

Le soft soil creep model élargit ces résultats dans le plan p-q en introduisant des surfaces de charges qui « s'appuient » sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.

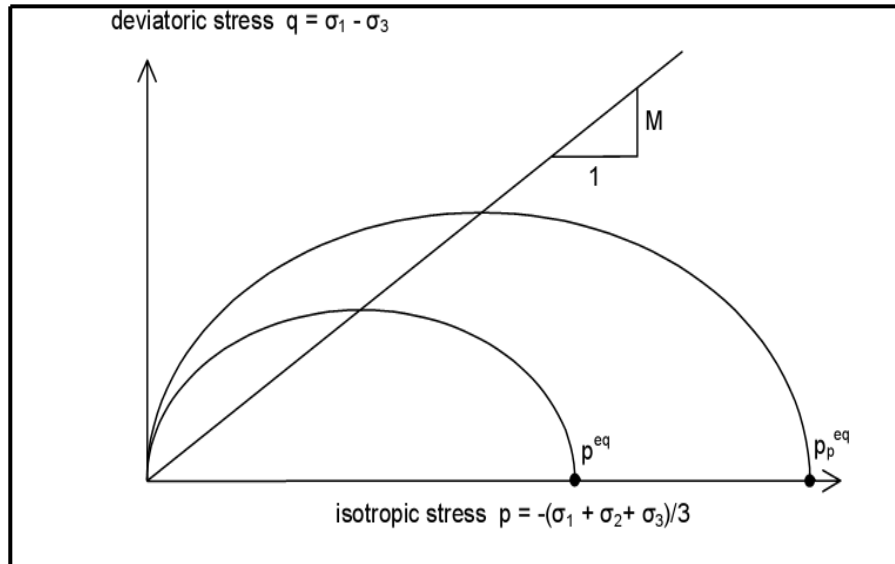


Figure (3-7) : Diagramme de p_{eq} dans le plan p,q.

Paramètres de compressibilité

Les deux paramètres C_c et C_s décrivent le comportement oedométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoire : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation vierge ou des lignes de gonflement. L'axe des contraintes est tracé en logarithme naturel, ce qui conduit à modifier la définition de

C_c et C_s en λ et K . Dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai oedométrique). On utilise alors λ^* et K^* . Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du tableau (3-2). Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.

Les relations avec les paramètres du modèle de Cam-Clay sont indiquées tableau (3-2).

(1) $\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e}$	(2) $\kappa^* = \frac{\kappa}{1+e}$
---------------------------------------	-------------------------------------

Relation avec les paramètres "hollandais"

(3) $\lambda^* = \frac{I}{C_p}$	(4) $\kappa^* \approx \frac{1-\nu_{ur}}{1+\nu_{ur}} \frac{3}{C_p}$
---------------------------------	--

Relation avec les indices de compressibilité et de gonflement

(5) $\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1+e)}$	(6) $\kappa^* \approx 1.3 \frac{1-\nu_{ur}}{1+\nu_{ur}} \frac{C_s}{1+e}$
--	--

Tableau (3-2) : Valeur des paramètres de compressibilité et de gonflement λ^* et κ^* .

Cohésion :

Les cohésions effectives sont nulles ou très faibles pour les matériaux normalement consolidés, faibles pour des matériaux surconsolidés.

Angle de frottement :

Pour les matériaux argileux, il sera nécessaire, en contraintes effectives, d'entrer des valeurs de cohésion et d'angle de frottement correspondant au domaine normalement consolidé ou surconsolidé.

Angle de dilatance :

Dans les sols mous celui-ci est faible et la valeur nulle n'est proposée par défaut.

Paramètre de contrainte K_0 :

Le paramètre M est calculé à partir de K_0 par la formule ci-dessous :

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{NC})^2}{(1 + 2 K_0^{NC})^2} + \frac{(1 - K_0^{NC})(1 - 2 \nu_{ur})(\lambda^* / \kappa^* - 1)}{(1 + 2 K_0^{NC})(1 - 2 \nu_{ur})\lambda^* / \kappa^* - (1 - K_0^{NC})(1 + \nu_{ur})}}$$

Coefficient de Poisson en charge-décharge:

Dans les modèles Cam-clay et dérivés, le coefficient de Poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge-décharge oedométrique, c'est ce paramètre qui fait que les contraintes horizontales diminuent moins vite que les contraintes verticales.

$$\frac{\nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} = \frac{\Delta \sigma_{xx}}{\Delta \sigma_{yy}}$$

Prise en compte de la surconsolidation

Plaxis calcule la pression de préconsolidation p_c à partir des données. Si un matériau est surconsolidé, il est possible de prendre en compte le degré de surconsolidation (OCR) ou le poids des terres de préconsolidation (POP (Pre Overburden Pressure)).

En résumé

Les paramètres du SSCM :

- Paramètres du modèle de Mohr-Coulomb :

c : Cohésion (kN/m²)

φ : Angle de frottement (°)

Ψ : Angle de dilatance (°)

- Paramètres de consolidation:

k^* : Indice de gonflement (-)

λ^* : Indice de compression (-)

μ^* : Indice de fluage défini par : (-)

$$\mu^* = \frac{C \alpha_v}{2.3(1 + e)}$$

- Paramètres avancés:

ν_{ur} : Coefficient de Poisson en charge-décharge (-)

K_0^{NC} : Paramètre de contrainte (-)

M: paramètre lié à K_0^{NC} (-)

3-4 Conclusion:

La modélisation des ouvrages de géotechnique par la méthode des éléments finis est rendue possible par un ensemble d'hypothèses concernant la géométrie de l'ouvrage et de son environnement, les matériaux et leur comportement, les chargements, les

conditions aux limites et les conditions initiales. Ces hypothèses souvent simplificatrices (mais qui doivent respecter les phénomènes mécaniques essentiels), sont posées sous la responsabilité de l'ingénieur.

La réalisation concrète de cette étude nécessite la construction d'un maillage d'éléments finis et l'utilisation d'un code de calcul. A ce niveau de réalisation, il s'agit surtout de mettre en œuvre des techniques et il serait souhaitable, pour la qualité des études, que des règles simples (éventuellement dépendantes du type d'ouvrages) soient appliquées afin de minimiser le rôle de l'utilisateur dans la construction du maillage.

CHAPITRE 4

LE CHOIX DU MODELE EN 3D ET EXPERIMENTATION NUMERIQUE

CHAPITRE 4

LE CHOIX DU MODELE EN 3D ET EXPERIMENTATION NUMERIQUE

4-1 Introduction :

Les études sur le comportement d'un pieu isolé chargé latéralement à proximité d'un terrain en pente sont nombreuses et reste toujours d'actualité tant sur le plan théorique qu'expérimental.

Pour l'étude expérimentale, on peut se reporter les essais de Bouafia (1990) sur l'effet de la proximité du talus effectué sur des modèles réduits en centrifugeuse ont montré que les moments fléchissant dans le pieu ne dépend ni de la teneur de l'eau du massif du sol, ni du mode d'installation du pieu ni de la rugosité à l'interface pieu-sol. Mais les déplacements en tête du pieu sont fortement influencés par la densité et la rugosité du pieu. La pente utilisée lors de ces essais était de 1/2 avec une hauteur de talus allant jusqu'à 3m. Selon Bouafia, l'influence se fait sentir jusqu'à une distance de 6 à 7B pour des pieux rigides.

Mezazigh et Levacher (2002), ont déterminé l'influence de la présence d'un talus sur les déplacements en tête pour une pente de 1/2. Les observations faites sont les suivantes : le rapport entre le déplacement d'un pieu situé à une distance t/B (t : la distance à la crête du pieu ; B : le diamètre du pieu) et le déplacement en tête du pieu de référence soumis à la même charge ne dépend pas de la charge appliquée, il est d'environ 1.6 pour un talus de 1/2 et d'environ 2.4 pour un talus 2/3. Pour le talus de 1/2, l'effet de la pente ne se fait plus sentir pour des distances supérieures à 6B ou 7B. Pour un talus de 2/3, les distances limites d'influence sont d'environ 10 à 12B.

A partir des études théoriques, Mezazigh et Levacher (2002) se sont intéressés à l'étude d'un pieu chargé latéralement à proximité d'un talus dans un massif sableux. Les déplacements du pieu sont obtenus par une double intégration de la courbe des moments fléchissants et les constantes d'intégration sont déduites des mesures en tête du déplacement du pieu. Par contre, la double dérivation des moments fléchissants permet de déterminer les courbes de pression $P(z)$. Un logiciel de lissage utilisant des fonctions splines ou des polynômes a été développé afin d'aboutir à des résultats corrects et validés.

Dans cette étude, on choisit d'utiliser une modélisation numérique en éléments finis d'un pieu prototype des essais effectués par Mezazigh (1995). C'est un pieu fiché sur 12m, de diamètre 0.62m.

Le calcul numérique a été développé à l'aide du logiciel Plaxis 3D Foundation qui tient compte la réponse d'un pieu soumis à des sollicitations latérales à proximité d'un talus (le déplacement, moment fléchissant).

4-2 Description du modèle de calcul numérique :

C'est un pieu métallique en acier fiché sur 12 m, de diamètre 0.62 m et de rigidité $E_p I_p$ égale à 473.6 MNm^2 foré dans une couche d'argile molle, la largeur du massif d'argile molle est supposée égale à 15m, la pente du talus correspond à un angle égale à 33.7° . La charge latérale est appliquée au milieu de la partie émergente du pieu à une hauteur de 1.60 m comme indiqué à la figure (4-1).

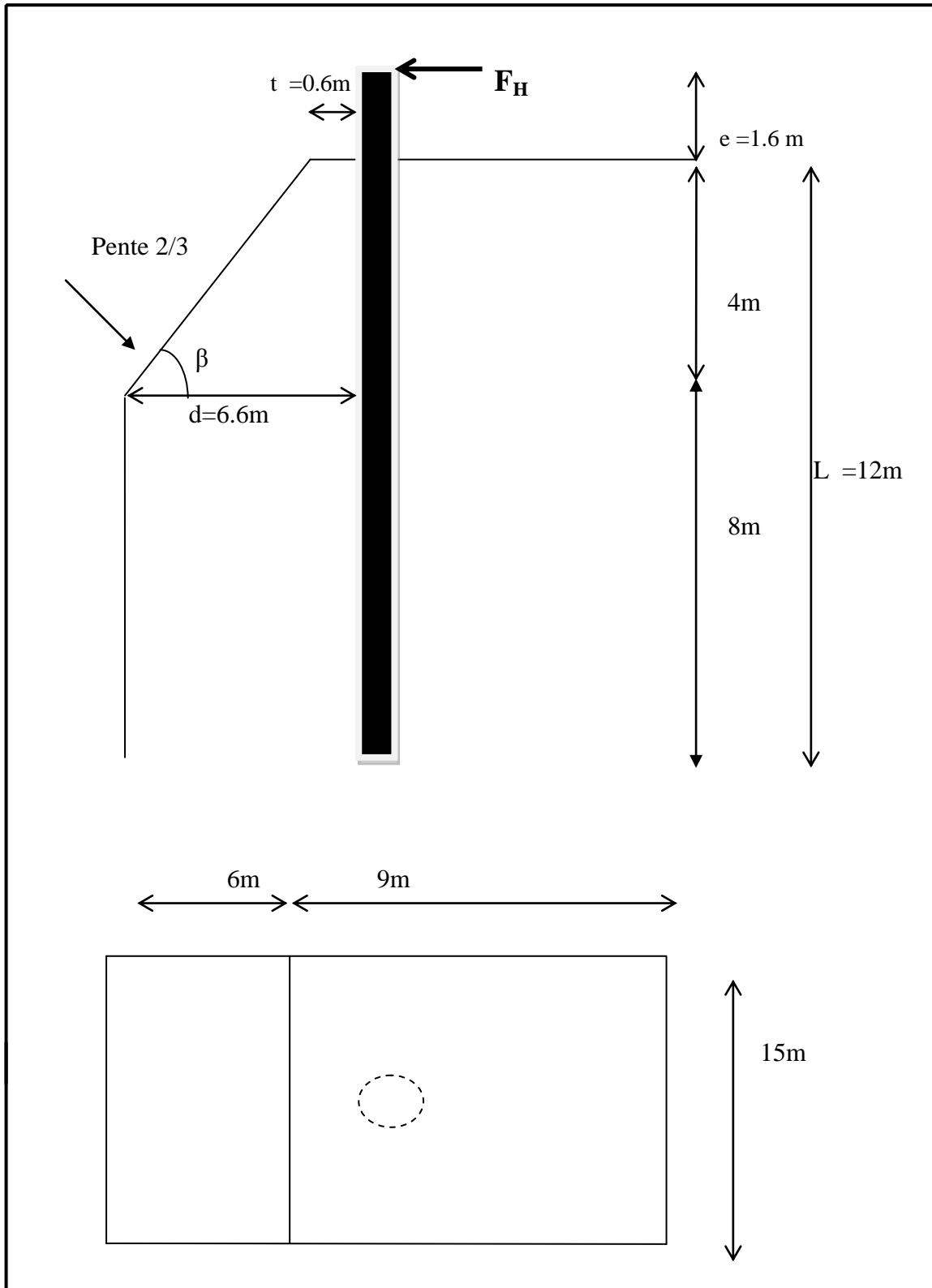


Figure (4-1) : Schématique du pieu prototype.

Avec :

d : distance du pieu au talus.

e:exentricité de la charge.

t : distance à la crête du pieu.

L : fiche du pieu.

F_H : charge latérale appliquée.

β : l'angle du talus.

Pour l'argile molle, on adopte une loi du comportement élasto-plastique avec écrouissage de type Cam-Clay, les paramètres de ce modèle se basé sur l'étude expérimentales (les 'essais oedometriques et triaxiaux).

4-3 Conception du modèle éléments finis :

4-3-1 Les paramètres du sol et du pieu :

a) Les paramètres du sol:

Pour l'argile molle, on utilisera un modèle «Soft Soil Creep Model» (SSCM) avec comportement drainé, et on précisera que l'argile molle est surconsolidée. Les paramètres d'argile molle sont donnés dans le tableau (4-1).

Tableau (4-1) : les paramètres de calcul d'argile molle.

Paramètres	Symbole	Valeur	Unité
Modèle	Modele	Soft Soil Creep Model	-
Type de comportement	Type	drainé	-
Poids volumique non saturé	γ_{unsat}	13.00	KN/m ³
Poids volumique saturé	γ_{sat}	15.00	KN/m ³
Perméabilité verticale	K _v	8*10 ⁻⁴	m/j
Perméabilité horizontale	K _h	4*10 ⁻⁴	m/j
L'indice de compression	λ^*	0.13	-
L'indice de gonflement	K [*]	0.026	-

L'indice de fluage	μ^*	0.0052	-
Cohésion	C'	10.00	KN/m ³
L'angle de frottement interne	φ'	23.00	°
L'angle de dilatance	Ψ	0.00	°
Coefficient de Poisson en charge-décharge	ν_{ur}	0.15	-
Paramètre de contrainte	K_0^{nc}	0.61	-
Paramètre lié à K_0^{nc}	M	1.28	-
Le degré de surconsolidation	OCR	1.20	-
Coefficient de pression des terres au repos	K_0	0,697	-

b)-Les paramètres du pieu :

Dans la présente étude, le pieu est modélisé par un matériau linéaire élastique ayant un comportement non poreux. Le modèle élastique représente la loi de Hooke, il est caractérisé par le module de Young E et le Coefficient de Poisson ν .

Les caractéristiques mécaniques introduites pour les calculs sont résumées dans le tableau (4-2):

Tableau (4-2) : Les caractéristiques mécaniques du pieu.

Paramètres	Symbole	Valeur	unité
Modèle	Model	Linéaire élastique	-
Type de comportement	Type	Non-poreux	-
Poids volumique	γ	78	KN/m ³
Module de Young	E	$2.1 \cdot 10^8$	KN/m ²
Coefficient de Poisson	N	0.3	-

4-3-2 Génération maillage :

Le modèle éléments finis pour le système sol-pieu serait simulé avec l'utilisation du logiciel Plaxis 3D Foundation. Le modèle numérique a été construit pour permettre à présent toutes les phases de calculs, les particularités géométriques et géotechniques. Les figures (4-2a,4-2b) présentent la génération automatique du maillage utilisé dans l'analyse.

Le maillage utilisé pour le calcul est constitué de 1307 éléments et comporte 4092 nœuds.

a)Génération maillage 2D :

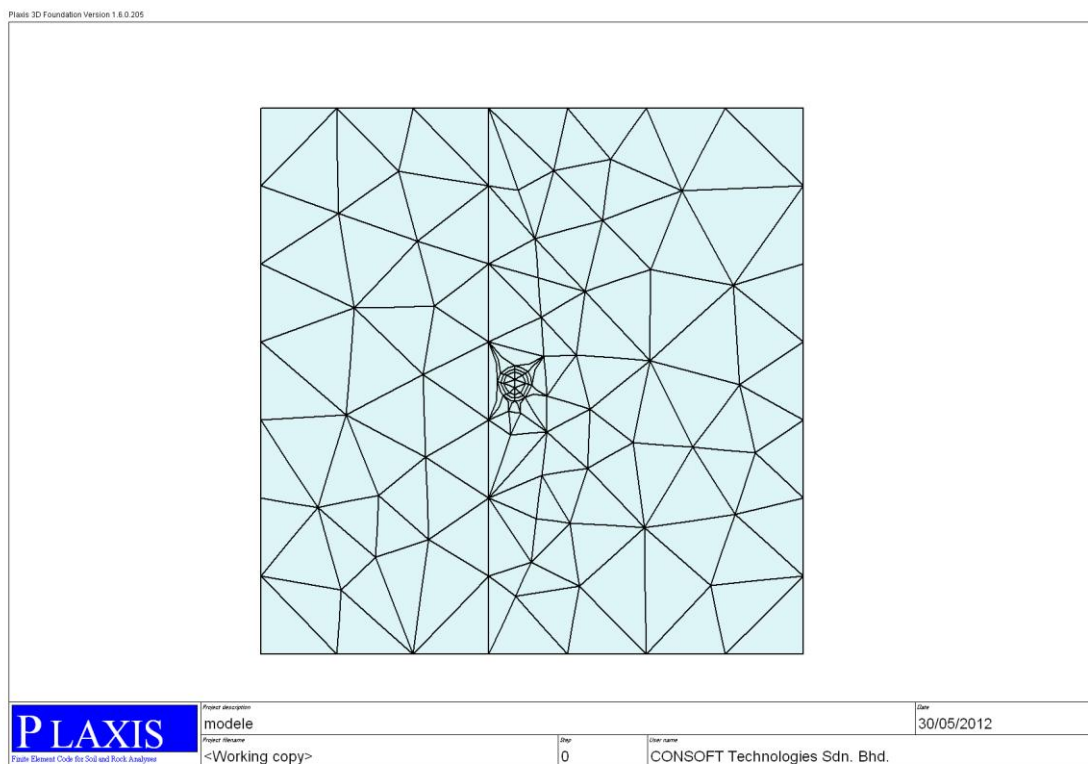


Figure (4-2a) : Génération maillage 2D de modèle.

b) Génération maillage 3D :

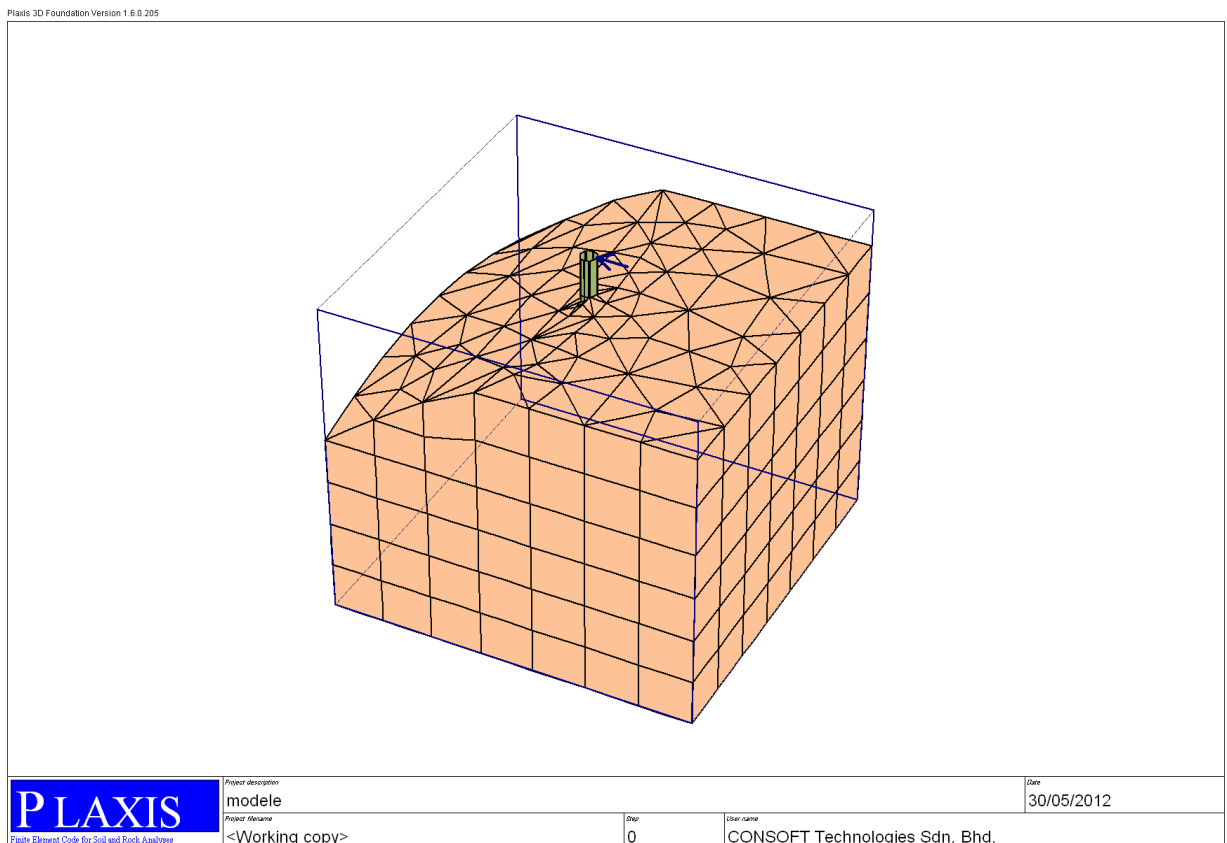


Figure (4-2b) : Génération maillage 3D de modèle.

4-4 Phasage de calcul:

- **Phase 1** : Génération des champs de contraintes effectives et des pressions interstitielles initiales, pour le sol à l'état vierge (figure 4-3).

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

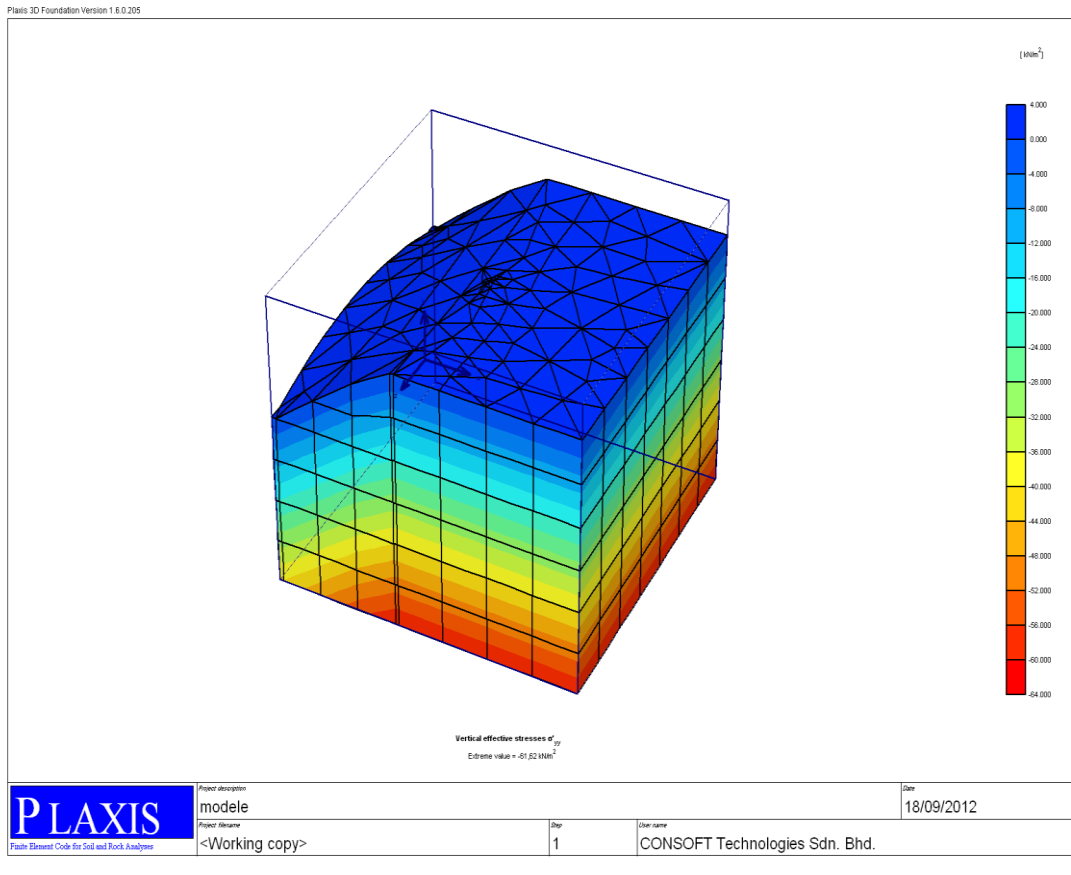


Figure (4-3) : résultats de la contrainte effective verticale pour la phase 1.

- **Phase 2** : Application de la charge latérale statique en tête du pieu.

Les figures (4-4,4-5) présentant les déformations plastique qui correspondre au modèle pour une charge latérale égale $F_H=319\text{KN}$ a long terme.

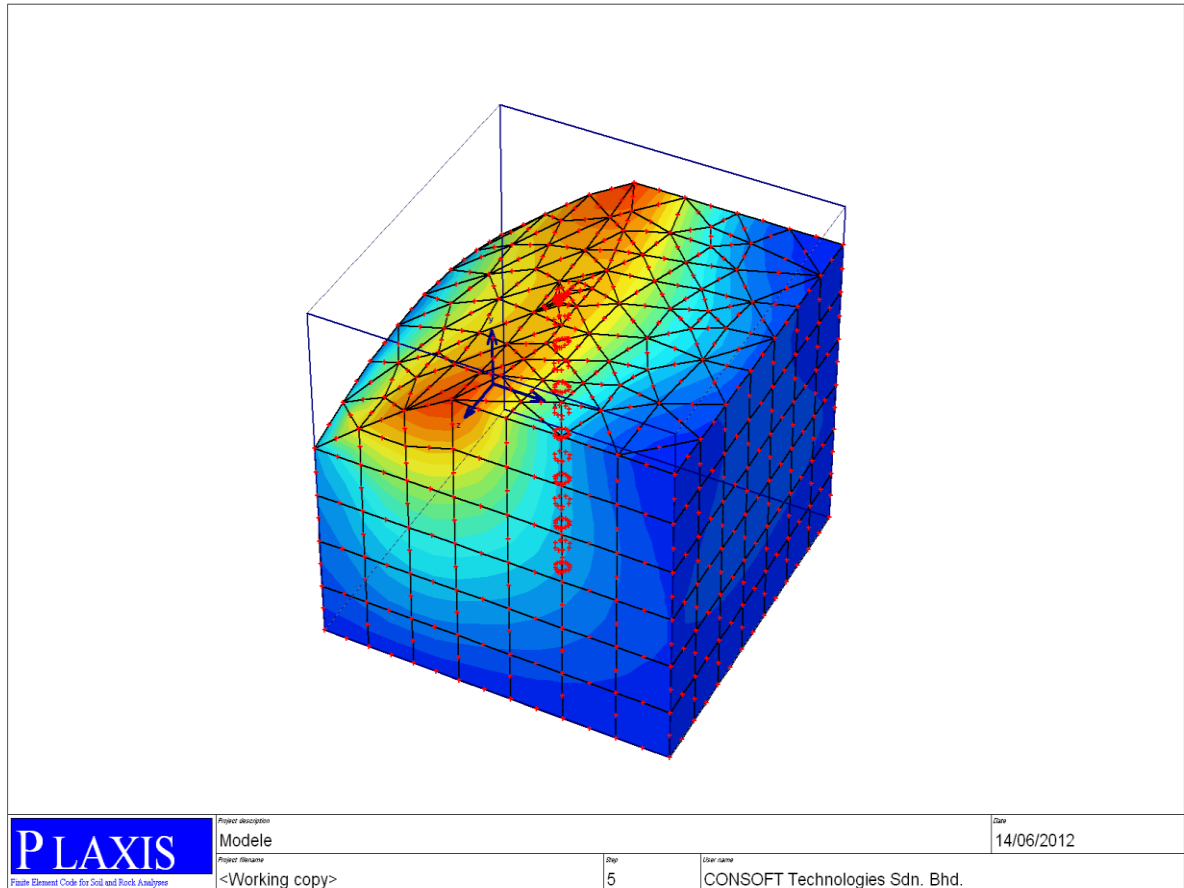


Figure (4-4): Maillage déformé du système pieu-sol –talus.

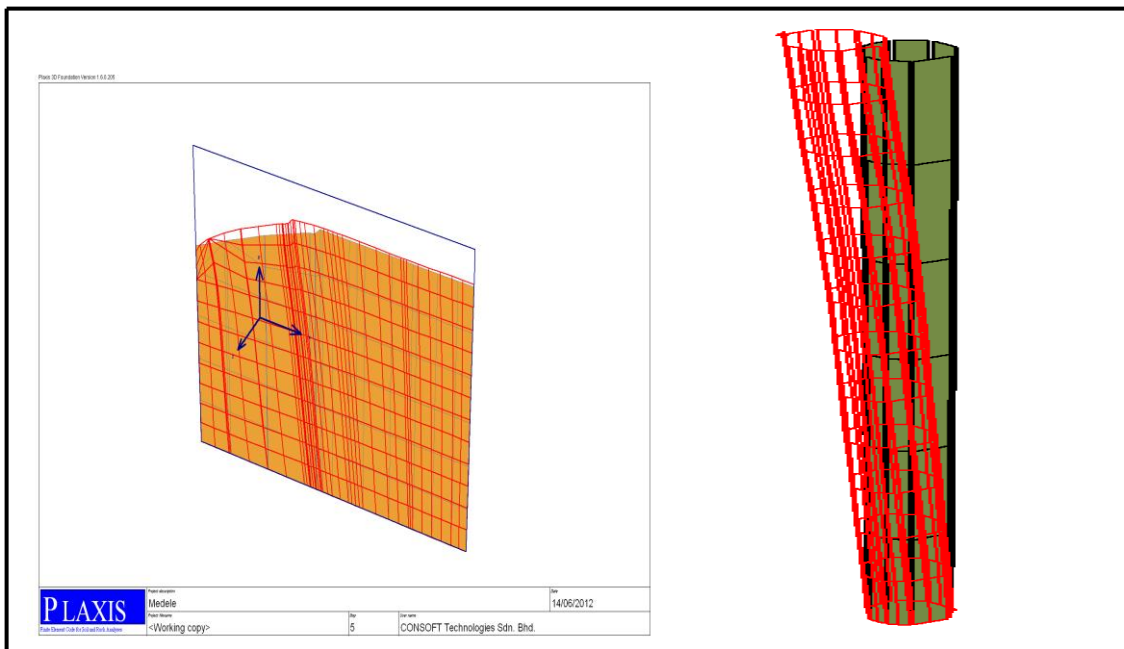


Figure (4-5): Maillage déformé du pieu.

4-5 Comparaison du modèle numérique :

Les résultats numériques obtenus dans le calcul précédemment sont comparés avec les résultats obtenus par le modèle numérique de Mezazigh (1995), concernant les déplacements et les moments fléchissants du pieu.

Pour le modèle de Mezazigh, le pieu est implanté dans un massif de sable, ayant un comportement élastique parfaitement plastique de type Mohr-coulomb. Les paramètres associés à cette loi sont au nombre de cinq, deux pour la partie élastique (module d'Young E_s et coefficient de Poisson ν_s) et trois pour la partie plastique (la cohésion C , l'angle de frottement interne φ et l'angle de dilataance Ψ), voir le tableau (4-3). Les paramètres du pieu ont été conservés, (voir le tableau 4-2)

Tableau (4-3) : les caractéristiques mécaniques du massif de sable.

Poids volumique (kNm^{-3})	Coefficient de Poisson	Cohésion (kPa)	Angle de frottement	Angle de dilataance
$\gamma_d = 16.1$	$\nu_s = 0.25$	$C=16.8$	$\varphi=39.7^\circ$	$\Psi=9.7^\circ$

a) Déplacement horizontal dans le pieu :

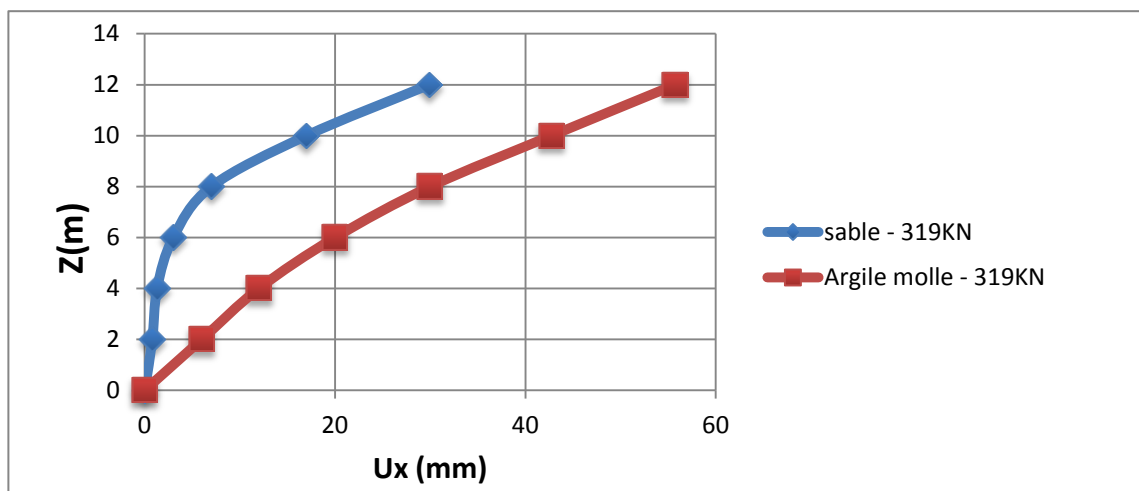


Figure (4-6) : Evaluation des déplacements latéraux du pieu suivant la profondeur à long terme (argile molle, sable).

b) Moment fléchissant dans le pieu :

La distribution des moments fléchissants le long du pieu est montrée sur la figure (4-7).

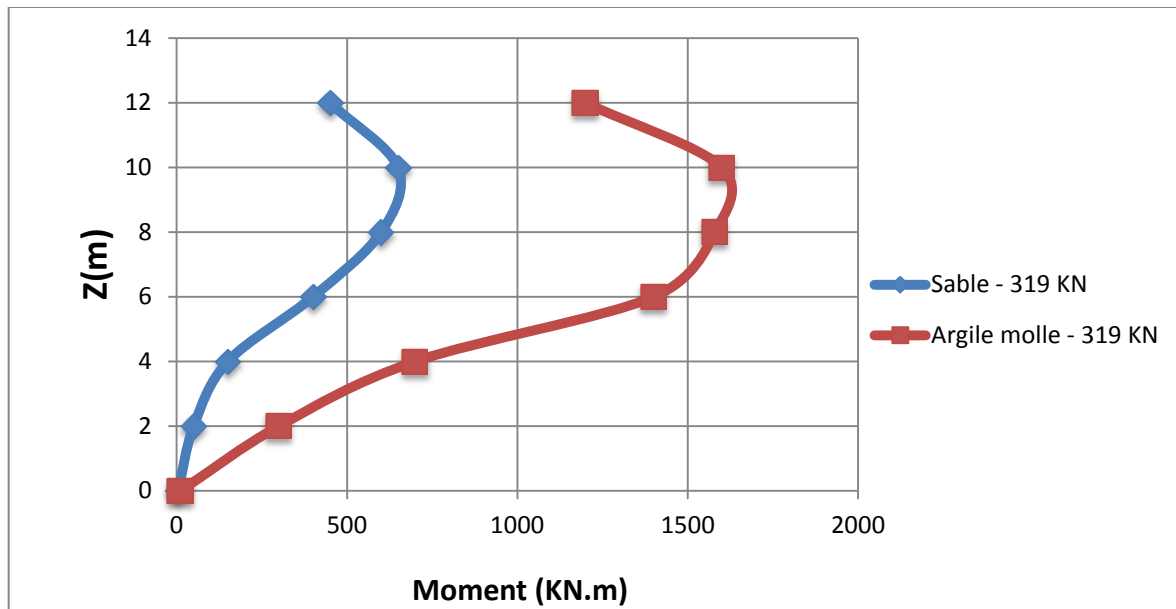


Figure (4-7) : Comparaison entre la variation du moment fléchissant du pieu suivant la profondeur à long terme.

Les figures (4-6.4-7) présentent la variation du déplacement horizontal et du moment fléchissant du pieu en fonction de la profondeur pour un sable de comportement élastique parfaitement plastique et une argile molle de comportement élasto-plastique avec écoulement.

Les résultats obtenus montrent clairement que :

- ✓ Le déplacement maximal observé dans le massif d'argile molle est égal à 55,75mm et moment maximum observée est égale à 1675.47 KN.m.
- ✓ Le déplacement maximal observé dans le massif de sable est égal à 29.88 mm et moment maximum observées est égale 62KN.m.

- ✓ Les déplacements développés dans une argile molle sont importants que celles développés dans un sable. Cela est dû au comportement des deux sol.
- ✓ L'analyse des diagrammes de déplacement pour le pieu, montre que le plus grand déplacement se produisait sur a la surface du sol, mais commençait à se diminuer suivant la profondeur.
- ✓ Les valeurs des déplacements demeurant presque constants pour $Z < 6m$, mais ils augmentent avec augmentation de la profondeur pour $Z > 6m$.
- ✓ Pour l'argile molle, les valeurs des déplacements augmentent avec augmentation de la profondeur.
- ✓ L'analyse des diagrammes de moment fléchissant pour le pieu, montre que le plus grand moment fléchissant se produisait à une profondeur égale à $Z = 10m$, mais ils croissent progressivement pour des profondeurs ($Z < 10m$).
- ✓ Les valeurs des moments fléchissants dans l'argile molle sont plus importantes que ceux développés dans le sable.

4-6 : Etude paramétrique :

Après l'établissement d'un modèle de référence et les résultats obtenus, l'étude paramétrique sera effectuée. Il sera question de montrer l'effet de différents paramètres sur les résultats .On utilise la même coupe du site, avec les mêmes données et on change à chaque fois les paramètres à comparer avec.

L'étude paramétrique concerne l'influence de :

- L'effet de la proximité d'un talus.
- L'effet de la charge horizontale F_H .
- L'effet du rapport d'élanement du pieu.
- L'effet des paramètres géotechniques (cohésion C' , l'angle de frottement ϕ').

4-6-1 L'effet de la proximité d'un talus :

Cette analyse paramétrique vise d'étudier l'effet des géomètres du talus avec les différentes distances relatives.

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.

Quatre pentes à considérées étaient d'usage pour l'étude du comportement d'un pieu isolé implanté à proximité d'un talus. Les différentes distances relatives et géométriques des talus sont résumées dans le tableau (4-4). Pour les quatre pentes étudiées et référencées 1, 2, 3 et 4 avec les mêmes paramètres mécaniques pour le massif d'argile molle ont été conservés (voir le tableau 4-3).

Tableau (4-4) : Les différents talus, pentes et distances relative à la crête du talus.

Talus N°	Pente	Distance relative t			
		1D	4D	8D	12D
1	2/3	1D	4D	8D	12D
2	1/2	1D	4D	8D	12D
3	2/5	1D	4D	8D	12D
4	4/5	1D	4D	8D	12D

Avec :

t : distance à la crête du pieu.

D : diamètre du pieu.

a) Talus 1 (référence) :

La géométrie du modèle de référence est présentée sur la figure (4-1).

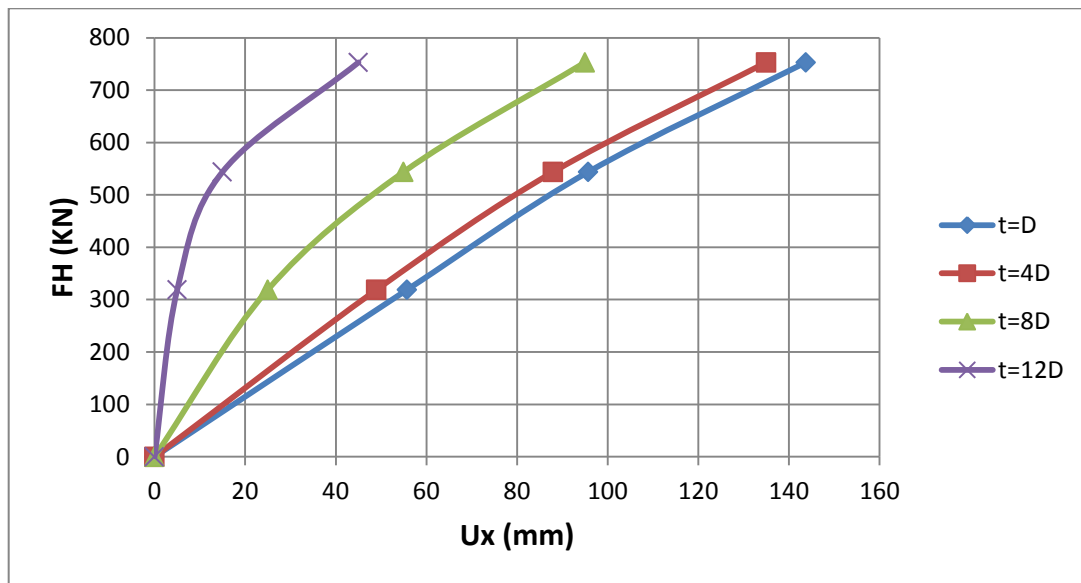


Figure (4-8) : Comparaison des déplacements latéraux au niveau de la surface du sol pour les différentes distances relatives (la pente 2/3).

b) Talus 2:

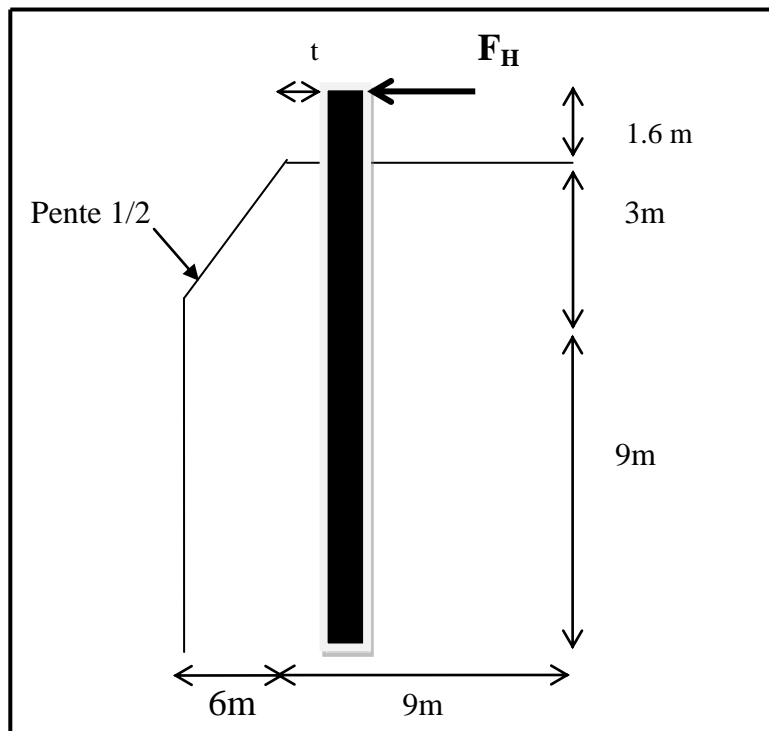


Figure (4-10) : Schématique du pieu pour la pente (1/2).

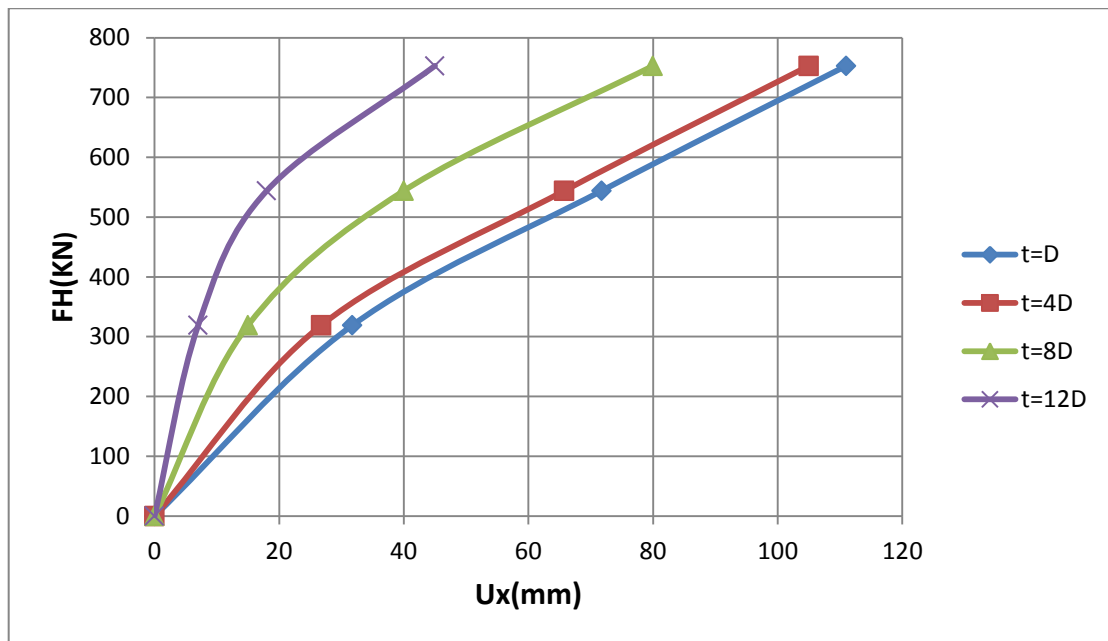


Figure (4-11) : Comparaison des déplacements latéraux au niveau de la surface du sol pour les différentes distances relatives (la pente 1/2).

b)Talus 3:

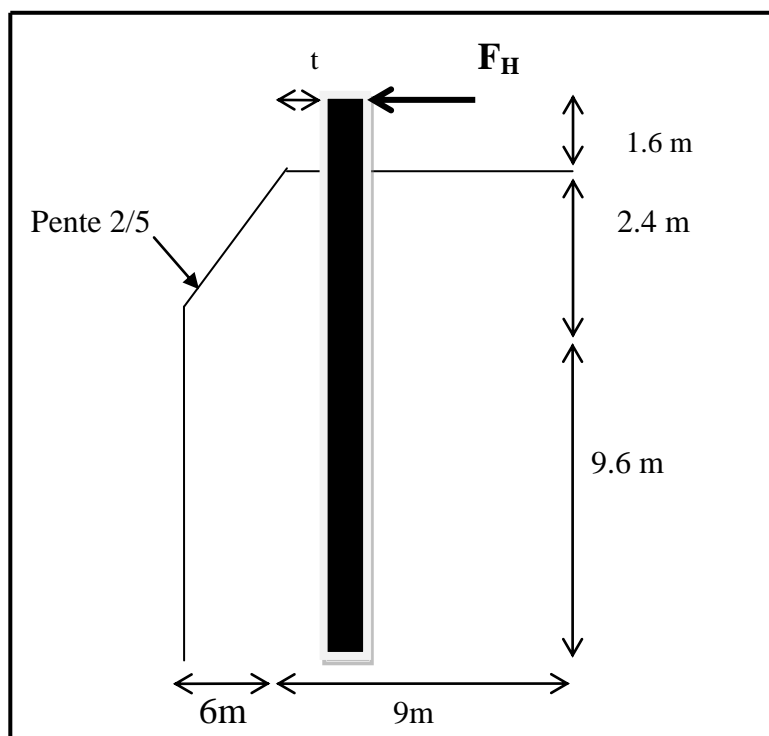


Figure (4-12) : Schématique du pieu pour la pente (2/5).

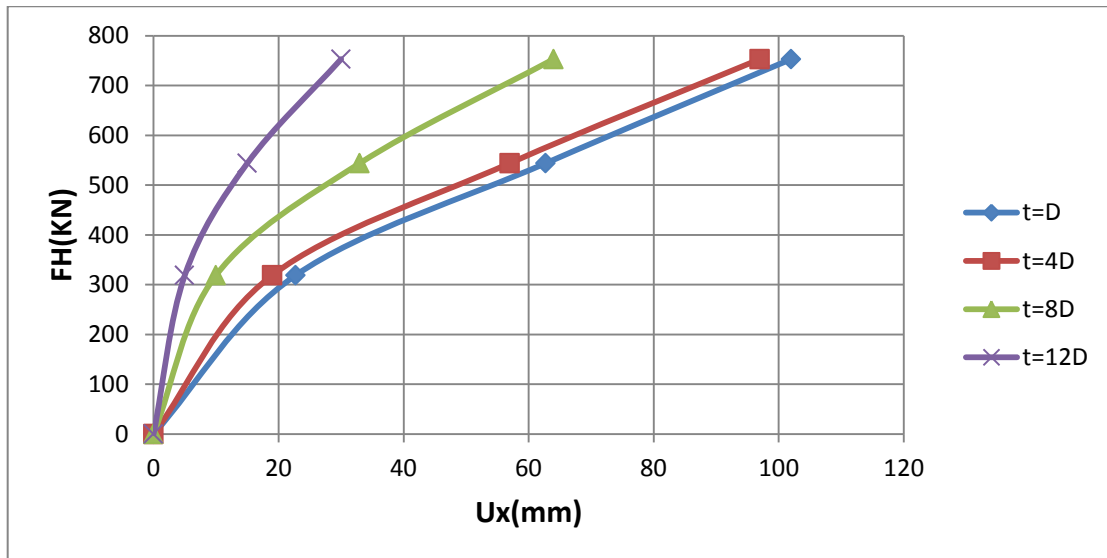


Figure (4-13) : Comparaison des déplacements latéraux au niveau de la surface du sol pour les différentes distances relatives (la pente 2/5).

d) Talus 4:

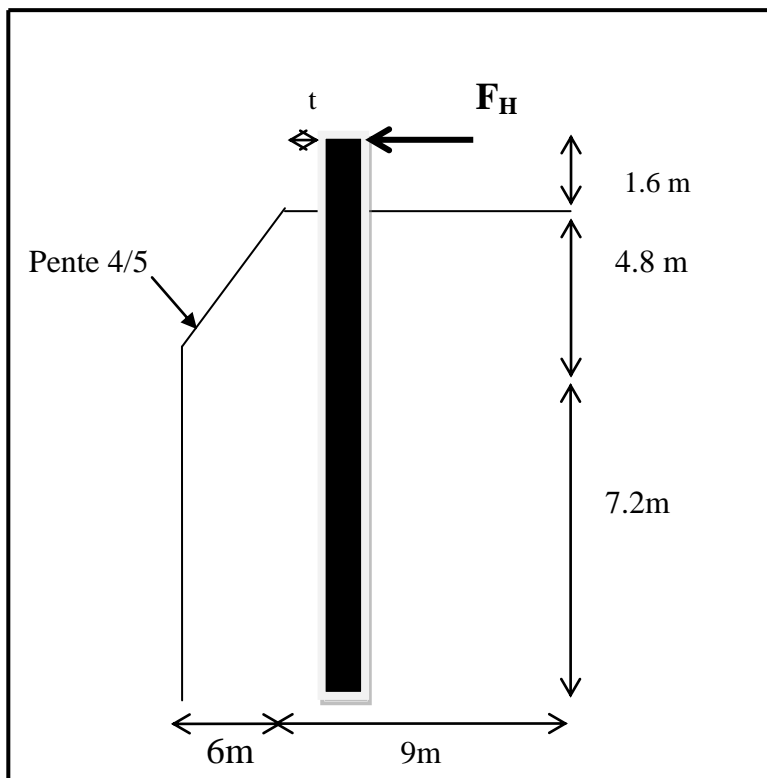


Figure (4-14) : Schématique du pieu pour la pente (4/5).

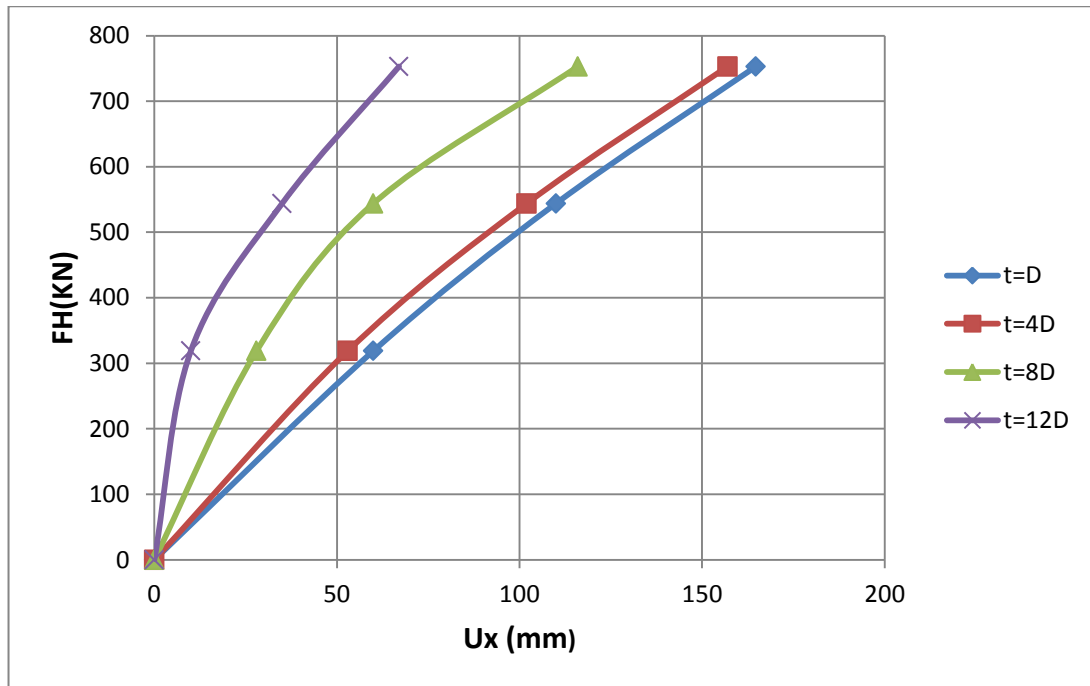


Figure (4-15) : Comparaison des déplacements latéraux au niveau de la surface du sol pour les différentes distances relatives (la pente 4/5).

D'après les résultats des figures (4-9,4-11,4-13,4-15) on constate que :

- ✓ Le déplacement obtenu dans la distance relative (4D) est presque égal du déplacement dans la distance relative (D).
- ✓ Les grandes valeurs des déplacements sont obtenues dans le cas du grand angle (la pente 4/5).
- ✓ La pente n'a pas d'influence apparente sur le déplacement latérale pour le cas de la distance relative $t=12B$ (d'après Mezazigh) .
- ✓ La variation des déplacements au niveau de la surface du sol en fonction de la charge latérale est démunie avec l'augmentation de la distance relative.

4-6-2 L'effet de la charge Horizontale F_H :

Les incréments de la charge latérale ont été appliqués sur la tête du pieu sont :

- 319 KN
- 544 KN
- 753 KN

Les résultats concernant les déplacements et les moments fléchissant du pieu sont représentés dans la figure (4-16 et 4-17).

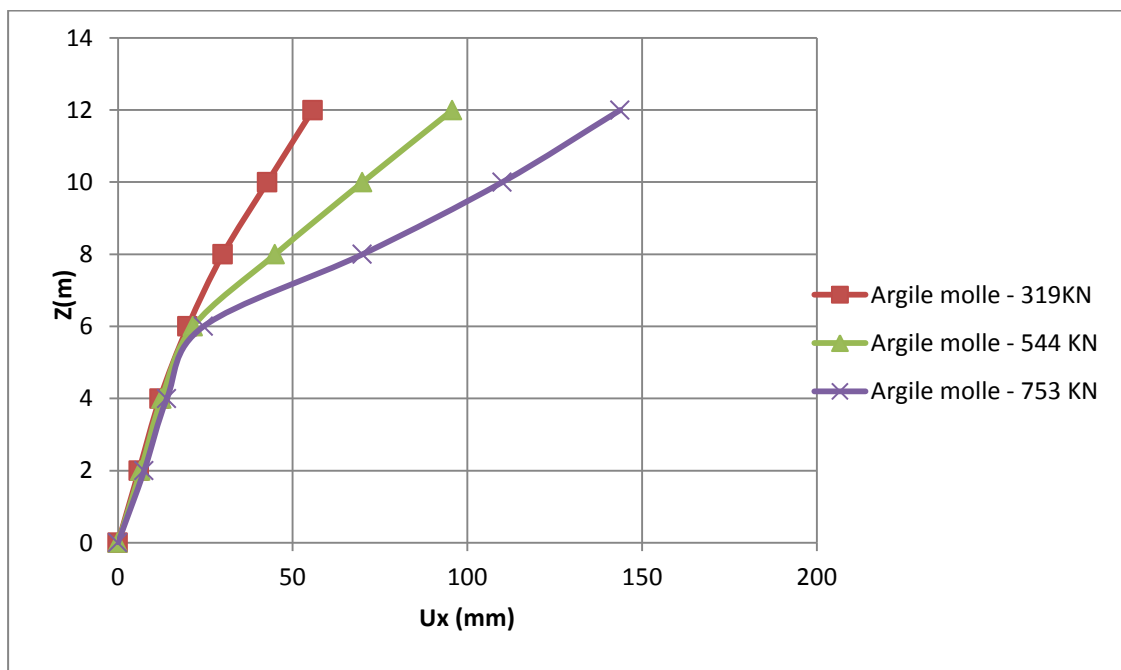


Figure (4-16) : Déformée du pieu sous les différentes charges suivant la profondeur.

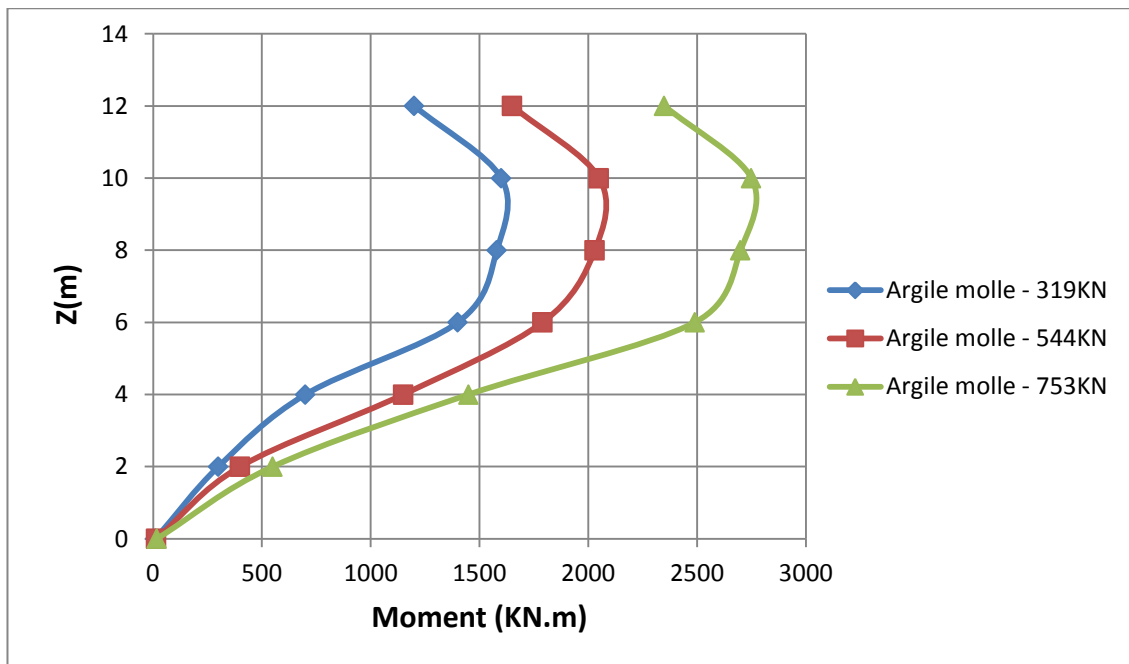


Figure (4-17) : Moments Fléchissant du pieu sous les différentes charges suivant la profondeur.

D'après les figures (4-17,4-18), on constate que :

- ✓ les plus grands moments fléchissant du pieu sont observés à une profondeur de ($Z=10m$), mais ils croissent progressivement pour des profondeurs de ($Z < 10m$).
- ✓ La figure (4-16) présente l'effet de la charge latérale F_H appliquée à la tête du pieu sur le déplacement a montré que :
- ✓ les valeurs de déplacement le long de la longueur du pieu (U) accroissent avec l'accroissement de la valeur de la charge F_H .
- ✓ à la profondeur ($Z \leq 6m$) les courbes de déplacement dans tous les incréments des charges latérales sont pratiquement égaux. Ceci marque l'insensibilité relative, à ces niveaux de profondeur.
- ✓ Les courbes de déplacement décroissent progressivement suivant la profondeur, quelque soit la valeur du chargement.

4-6-3 L'effet du rapport d'élanement du pieu:

Pour la variation de l'élanement, on fait varier le diamètre du pieu en gardant la même longueur pour essayer de conserver un seul modèle géométrique tout au long de pieu.

Les valeurs du diamètre choisies sont :

- 80 cm (L/D=15)
- 62 cm (L/D=20)
- 48 cm (L/D=25)

L'effet de ce paramètre sur le déplacement le long de la longueur du pieu est représenté sur la figure (4-18).

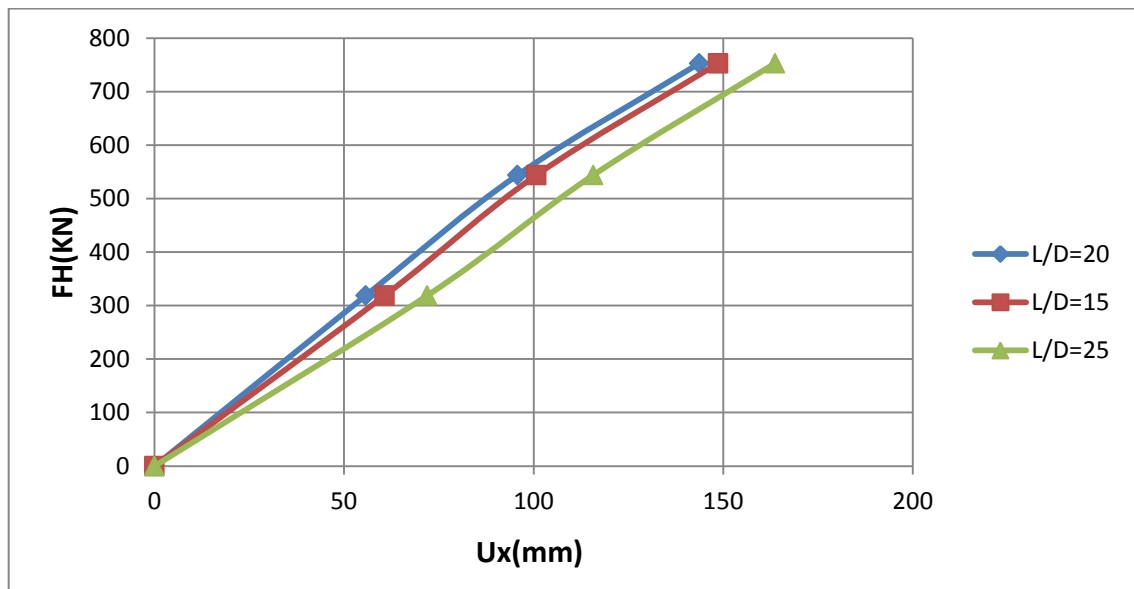


Figure (4-18): Comparaison des déplacements latéraux au niveau de surface du sol pour les différents élanements.

Les résultats obtenus dans la figure (4-18) montrent que :

- ✓ le déplacement au niveau de la surface du sol est très influencé par le rapport d'élançement (L/D) et pratiquement pour des charges élevées. Mais on remarque que les différentes valeurs du rapport d'élançement du pieu (L/d) ont mis en évidence leur influence importante sur la distance relative à la crête du talus.
- ✓ Les valeurs de déplacement obtenus dans l'élançement $L/D=20$ sont proches de celles obtenues dans l'élançement $L/D=15$

4-6-4 L'effet des paramètres géotechniques (C', φ') :

Les argiles molles ont une faible résistance, leur angle de frottement interne est généralement de l'ordre de 4° à 25° et leur cohésion de l'ordre de 10KN/m^2 à 30KN/m^2

Les paramètres sont : la cohésion (c'), l'angle de frottement (φ').

a) L'effet de cohésion C' :

Dans le modèle de référence la cohésion est de $C' = 10\text{KN/m}^2$ dans l'argile molle.

Pour l'étude paramétrique on fait les calculs pour :

- $C'=15\text{ KN/m}^2$
- $C'=20\text{ KN/m}^2$
- $C'=25\text{ KN/m}^2$

Les résultats des calculs obtenus sont présentés par les courbes sur la figure (4-19).

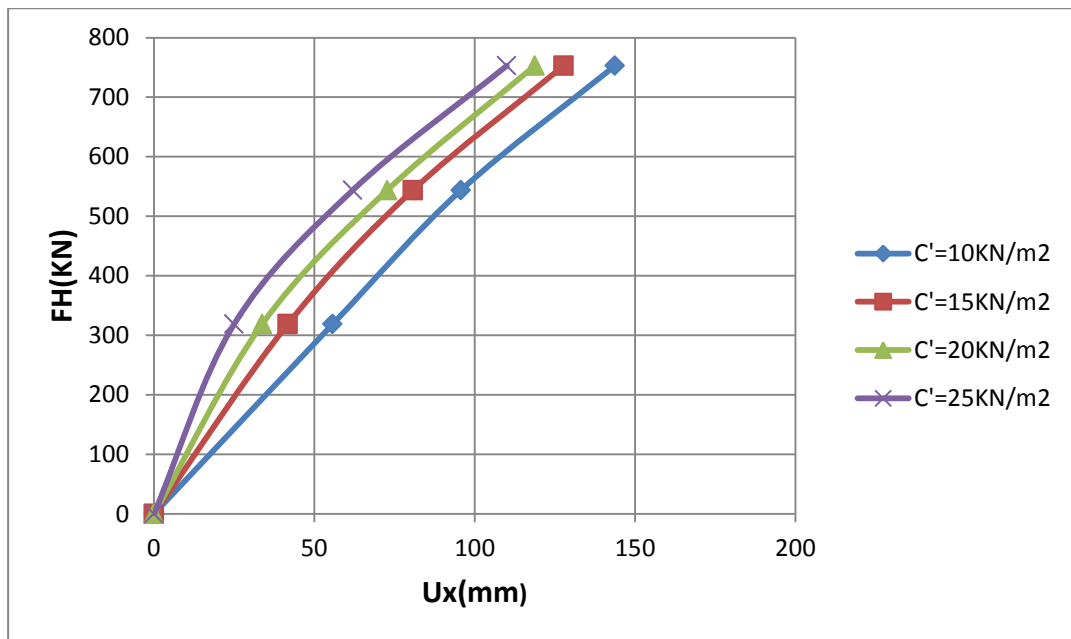


Figure (4-19): Influence de la cohésion sur les déplacements latéraux au niveau de la surface du sol pour les différentes charges.

- ✓ D'après la figure (4-19), on remarque que le déplacement au niveau de la surface du sol est très influencé par la cohésion du sol et pratiquement pour des charges élevées. Ces déplacements décroissent avec l'augmentation de la valeur de cohésion C' .

b) L'effet de l'angle de frottement φ' :

Dans le modèle de référence, l'angle de frottement est de $\varphi' = 23^\circ$ dans le sol. Pour l'étude paramétrique on fait les calculs pour :

- $\varphi' = 4^\circ$
- $\varphi' = 8^\circ$
- $\varphi' = 12^\circ$
- $\varphi' = 23^\circ$

Les résultats des calculs obtenus sont présentés par les courbes sur la figure (4-20).

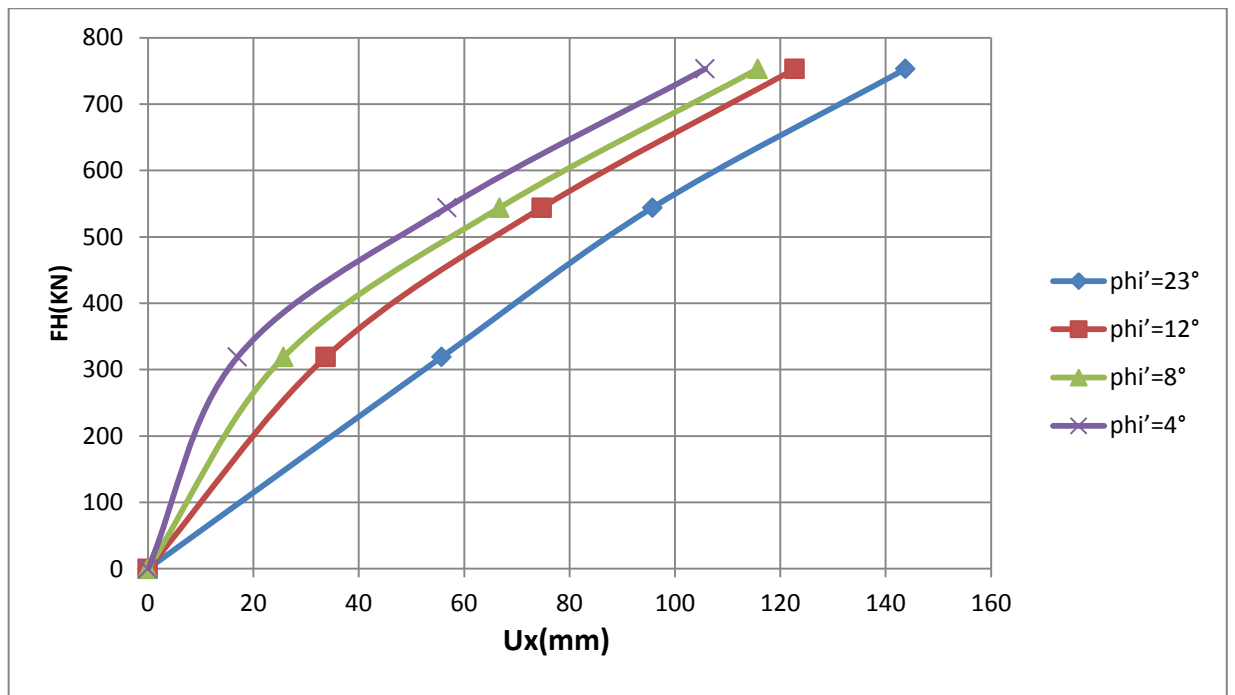


Figure (4-20): Influence de l'angle de frottement sur les déplacements latéraux au niveau de surface du sol pour différentes charges.

- ✓ Les résultats obtenus dans la figure (4-20) montrent clairement que le déplacement au niveau de la surface du sol est très influencé par l'angle de frottement interne et pratiquement pour des charges élevés. Ces déplacements décroissent avec l'augmentation de la valeur de l'angle frottement interne ϕ' .

**CONCLUSION
GENERALE ET
PERSPECTIVES**

CONCLUSION GENERALE

L'objectif de ce travail est de faire une modélisation numérique du système pieu –sol-talus dans l'argile molle à l'aide d'un logiciel de calcul par éléments finis (Plaxis 3D foundation). Le comportement des matériaux ont été effectués par modèle «Soft Soil Creep Model (SSCM)».

Les résultats numériques obtenus dans ce travail, nous permettrons de caractériser l'effet de plusieurs paramètres sur le déplacement du pieu : le talus, les charges latérales appliquée dans la tête du pieu, le rapport de l'élancement du pieu et les paramètres géotechniques d'argile molle.

Dans cette étude, les résultats concernées montrent que:

- Quand un pieu est sollicité latéralement en tête, la plus grande valeur de déplacement se localise au niveau de la surface du sol.
- Avec l'augmentation du chargement, les déplacements latéraux au niveau de la surface du sol augmentent.
- Les différents angles du talus pouvant influencer le système pieu-sol lors d'une sollicitation latérale, ce qui signifie que le déplacement latéral augmente avec l'augmentation de l'angle.
- Avec l'augmentation de la distance relative t , les déplacements latéraux au niveau de la surface du sol diminuent.

- le déplacement au niveau de la surface du sol est très influencé par le rapport d'élançement (L/d) et notamment pour des charges élevées. Les résultats montrent clairement que ces déplacements sont influencés par la proximité du talus.
- L'étude des paramètres géotechniques (C', ϕ') a montré que l'augmentation de ces paramètres a une influence beaucoup plus importante sur les résultats que leur diminution.
- Lorsque le sol de fondation comportait de grandes épaisseurs de sols argileux mous, on construit des pieux rigides flottants.
- Les sols argileux mou subissant des grands tassements et sont peu stable et que leurs tassements se produisant pendant une longue période de temps, dans ce cas on utilise des tapis de sable. Actuellement on met en place des tapis de sable dont l'épaisseur atteint 7m.

PERSPECTIVES

Les perspectives et les suites à ce travail sont nombreuses :

- Etude d'un pieu sous charges complexes tels que les charges cycliques et séisme.
- Etudier les groupes de pieux sous charge latérale.
- Faire l'analyse du comportement du système pieu-sol a court terme.
- Faire l'analyse du comportement d'un pieu sous charge latérale dans argile molle par rapport les différentes méthodes existantes de construction sur les sols argileux mous.

REFERENCE
PIBLIOGRAPHIE

REFERENCE BIBLIOGRAPHIE

GERARD PHILIPPONNAT & BERTRAND HUBERT. (2000) :« Fondations et ouvrages en terre » Département de génie civil Faculté des sciences de l'ingénieur ,PP 387-437

BOUAFIA A & MIR M . (2010) :« Introduction à la mécanique des sols »

Département de génie civil Faculté des sciences de l'ingénieur, université de Saad Dehleb de Blida, PP 120-125

BOUAFIA A . (2011) :« Conception et calcul des ouvrages géotechniques »

Département de génie civil Faculté des sciences de l'ingénieur, université de Saad Dehleb de Blida, P 212 - P 377

Jean-Pierrre MAGNAN & Philippe MESTAT . (1992) : « Lois de comportement et modélisation des sols » Technique de l'ingénieur, traité de construction, P 18

POULOS H. (1971) « Behaviour of laterally loaded piles » Journal of geotechnical Engineering, A.S.C.E. Vol 101, n°SM5, PP.733-751

REMOUD D . (1999) :«Pieu sous charges latérales : étude expérimentale de l'effet de groupe » Thèse de Doctorat, université de Nantes. Génie Civil, P 328

ROSQUOET F . (2004) : « Pieu sous charges latérales cyclique» Thèse de Doctorat, université de Nantes, Génie Civil, PP 13-24

MAGNAN J.P &SHANHANGUIAN S & JOSSEAUME M. (1982) : « Etude en laboratoire des états limites d'une argile molle organique » Revue française de géotechnique, n°20, pp.13-19

MAGNAN J.P. (1986) : « Modélisation numérique du comportement des argiles molles naturelles » Rapport de recherche LPC, n° 142, P 255

Matlock H & Reese L. (1960) : « Generalized solutions for laterally loaded piles » Report to the University of Texas, P 52

M.Yu .Abelev (1977) : « Construction d'ouvrages sur les sols argileux mous » technique et document ,PP .45-57

BJERRUM L. (1967) : « Engineering geology of norwegian normally consolidated marineclays as related to settlements of buildings». Géotechnique, vol. 17(2), pp.83-118.

BJERRUM L. (1973) : « Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils». Proceedings of the 8th I.C.S.M.F.E., Moscow, vol. 3, pp. 111-160.

MAGNAN J.-P., : « KHEMISSA M. (1994). Conmult-LCPC (version 3.0) : « Consolidation des sols multicouches». L.C.P.C., Paris.

KHEMISSA M., MAGNAN J.-P., JOSSEAUME H., (1993) : « Etude des propriétés mécaniques de l'argile de Guiche (vallée de l'Adour). Etudes et recherches des LPC», série GT, n° 153, 204 pages.

KHEMISSA M., MAGNAN J.-P. (2000) : « Variabilité des résultats d'essais oedométriques sur l'argile molle de Guiche». Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 227, pp.41-50

LEPIDAS I., MAGNAN J.-P. (1991) : « Fluage et consolidation des sols argileux : modélisation numérique». Rapport de recherche des LPC, n°157, 170 pages.

MESRI G., GODLEWSKI P.M. (1977) : « Time and stress compressibility interrelationship. A.S.C.E». : « Journal of the Geotechnical Engineering Division, vol.103(5), pp.417-430