

République algérienne démocratique et populaire

Ministère de l'enseignement supérieur

Et de la recherche scientifique

Université Abderrahmane Mira de Bejaïa

Faculté de technologie

Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme de Master

en génie civil

Option : Matériaux et structures

Thème

***Analyse et simulation numériques de
Comportement des pieux avec les logiciels
CAST3M et Plaxis2D***

Présenté par :

Sadoudi Nadir

Remila Bachir

Devant le jury composé de :

Examineurs :

Encadreur :

M^r Boumezrane.DJ

Mr Becheur. A

M^{lle} Bouayad. D

Promotion juin 2012

Remerciements

Tout d'abord, nous exprimons nos remerciements à Dieu le clément qui nous a guidé et nous a donné la force et la patience d'aller au bout de notre objectif.

Un remerciement chaleureux adressé à notre promoteur Monsieur Abdelhamid Becheur d'avoir dirigé ce travail et contribué à son aboutissement, ainsi que pour ses sacrifices et ses connaissances partagées avec nous.

Nous tenons aussi à remercier Monsieur Boumezrane et Mademoiselle Bouayad d'avoir accepté d'examiner notre travail et pour leurs remarques et précieux conseils.

Un spécial remerciement à Mr Boumezrane et Mr Saadaoui qui n'ont pas hésités un seul instant à nous fournir tout ce dont nous avions eu besoin.

Nous tenons à remercier tous nos enseignants et tous ceux qui nous ont aidé durant tout notre cursus universitaire.

Nous tenons à remercier de fond de cœur nos parents, nos frères et sœurs, ainsi que tous nos amis pour leur soutien et particulièrement notre promos de génie civil 2012.

En fin, merci à tous qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire, trouvent ici notre profonde reconnaissance.

Merci

Dédicaces

Je tiens sincèrement à dédier ce modeste travail à :

Ma très chère mère qui ma toujours soutenu et encouragé,
pour tous ses sacrifices ; pour qui tous les mots du monde ne
peuvent exprimer l'amour que je lui porte.

Mon très cher père, pour son soutien et sa présence à tout
moment et à toute situation.

Mes très chers frères : chafaa, Mourad.

Mes très chères sœurs : Chafiaa, Samira, djedjigua.

Mon frère : Mohamed et sa femme Katia et sa fille Safia.

Ma sœur : Malika et son mari Belkacem.

Ma cousine : Zina et son marie Kamel.

Mon cousin et toute sa famille.

Mes tantes et mes oncles.

Tous mes amies et amis.

Toute la promo de génie civil 2012.

A mon binôme ainsi que toute sa famille.

« Nadir »

RESUME

Le présent mémoire à caractère théorique et numérique étudie le comportement des pieux isolés sous chargement axial statique et le comportement des interfaces sol-structure.

Une synthèse des différentes lois de comportement de l'interface sol pieu a été effectuée. En effet, cette synthèse a englobé aussi bien la phase de la cohésion du sol avec le béton hydraté que celle du contact direct avec frottement selon les différentes lois de frottement. Par ailleurs, différentes lois de comportement pour le sol (élastique linéaire, élasto-plastique de Mohr coulomb, Cam-Clay modifié et Drucker Prager) ont été présentées.

Nous avons également présenté la formulation du problème du contact et les différentes méthodes d'analyse du comportement des pieux isolés sous charge axiale, par le calcul de capacité portante (méthodes analytiques). Nous avons exposé la théorie classique rigide – plastique et les méthodes d'essais in- situetc. Ainsi, les différentes méthodes de calcul du tassement.

Deux codes de calculs (Plaxis2D et Cat3M) ont été utilisés pour la modélisation numérique par éléments finis, à l'aide des simulations numériques effectuées, nous avons étudié l'influence des lois de comportement du sol avoisinant le pieu, des paramètres dimensionnels du pieu ainsi que des types de maillage.

Mots -clés : loi de comportement, modèle élastoplastique, élastique linéaire, interface, éléments finis, frottement latéral, pieu isolé.

SOMMAIRE

Liste des figures.....	I.II.III
Symboles usuels	IV. V
Introduction générale	1
Chapitre 01 : Généralités sur les pieux	
1. Introduction	3
2. Définitions	3
3. Principe de fonctionnement	5
4. Les différents types de pieu	6
4.1 Les pieux mis en place par refoulement du sol	7
4.2 Les pieux mis en place sans refoulement du sol	8
5. Choix du type de pieu	9
6. Conclusion	10
Chapitre 02 : Aspects phénoménologiques	
1. Introduction	11
2. Définition de l'interface sol-structure	11
3. Lois de comportement d'interface sol-pieu	12
3.1 Modèles de comportement en adhérence (ou en cohésion) de l'interface sol pieu	12
3.1.1 Modèle élastique parfaitement plastique de Mohr Coulomb	12
3.1.2 Modèles de comportement élastoplastique avec écrouissage	13
3.2 Modèles de comportement en frottement de l'interface sol – pieu	14
3.2.1 Les lois de frottement existantes dans la littérature	14
3.2.2 La loi de Tresca	15
3.2.3 La loi de frottement de Coulomb	15
3.2.4 La loi de Coulomb régularisée	17
3.2.5 Autres lois	18
3.2.6 La loi de coulomb en quasi statique	18
4. Les lois de comportements des sols	19
4.1 Comportement élastique linéaire	19
4.2 Comportement élastoplastique	20
4.2.1 Comportement élastique linéaire, parfaitement plastique	20

4.2.2	Modèle élasto-plastique de Cam-Clay modifié	22
4.2.3	Modèle élastoplastique de Drucker-Prager	25
5.	Quelques résultats tirés de l'expérience	26
5.1	Description des effets dus à l'exécution d'un pieu foré	26
5.2	Pieux forés dans les sols cohérents	27
5.3	Pieux forés dans les sols pulvérulents	27
6.	Conclusion	27

Chapitre 03 : Aspect théoriques

1.	Introduction	28
2.	Formulation du problème de contact sol-pieu	28
3.	Méthodes analytiques de calcul de la portance et des tassements des pieux	31
3.1.	Définitions et Terminologie	31
3.2.	Comportement d'un pieu isolé sous une charge axiale	32
3.3.	Mécanisme de rupture d'un pieu sous charge axiale	33
3.4.	Evolution de la résistance de pointe q_p en fonction de la profondeur	36
3.5.	Prise en compte de mécanismes du frottement latéral positif et négatif	37
3.6.	Dimensionnement des fondations profondes sous charge axiale	39
3.6.1.	Quelques méthodes de calcul pour la résistance en pointe	40
3.6.1.1	Méthode théorique classique (Formule dite statique)	40
3.6.1.2	Etude à partir d'essais en place	42
3.6.2	Quelques méthodes de calcul pour le frottement latéral	44
3.6.2.1	Méthode théorique classique (Formule dite statique)	44
3.6.2.2	Etude à partir d'essais en place	46
4.	Détermination du tassement d'un pieu isole	46
4.1	Tassement admissible pour un pieu isole	46
4.2	Détermination empirique du tassement.....	47
4.3	Méthode de la théorie d'élastique	48
5.	Application	49
5.1	Une couche : Argile limoneuse plastique.....	49
5.2	Deux couche : Argile plastique limoneuse et marne compacte.....	51
6.	Conclusion.....	52

Chapitre 04 : MODELISATION NUMERIQUE

RESULTATS ET DISCUSSIONS

1. Introduction	53
2. Principe de la méthode des éléments finis	54
3. Modélisation numérique du problème de contact sol pieu par éléments finis	56
3.1 Le cas 2D axisymétrique	57
3.2 Le cas tridimensionnel 3D.....	57
3.3 Modélisation numérique des interfaces	58
3.3.1 Les éléments sans épaisseur	59
3.3.2 Eléments de type couche mince	59
4. Présentation du logiciel Cast3M	61
5. Présentation du logiciel Plaxis2D	63
5.1 Les étapes à suivre pour la modélisation par Plaxis2D	64
5.1.1 Les Unités de calcul et le plan de travail	64
5.1.2 Définition des couches du sol	65
5.1.3 Mise en place du pieu	65
5.1.4 Maillage en 2D	66
5.1.5 Programme de calcul	67
5.1.6 Analyse des résultats	67
6. Résultats et discussion.....	68
6.1 Massif du sol à une seule couche constituée d'argile limoneuse plastique.....	68
6.1.1. Influence de la loi de comportement du sol avoisinant	68
6.1.2 Influence des aires des surfaces de contact du pieu	74
6.1.3 Influence du maillage	77
6.1.4 Distribution des densités de forces de frottement et des densités de réactions en pointe dans le pieu	78
6.2 Cas d'un massif de sol constitué de deux couches : argile plastique limoneuse et marne grise compacte	80
6.2.1 Influence de la loi de comportement du sol avoisinant	80
6.2.2 Influence des aires des surfaces de contact du pieu	86
6.2.3 Influence de type du maillage	89
6.2.4 Distribution des densités de forces de frottement et des densités de réactions en pointe dans le pieu	91
Conclusion générale	93

LISTES DES FIGURES

Chapitre 01

Figure 1.1 : Définitions de la hauteur d'ancrage géométrique D et mécanique D_e	4
Figure 1.2 : le domaine de fondation profonde	5
Figure 1.3 : frottement positif et le frottement négatif	6
Figure 1.4 : Classification de pieu	7

Chapitre 02

Figure 2.1 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb (a) enveloppe bilinéaire pour les joints tenant compte des aspérités (Goodman 1989) ; (b) enveloppe linéaire pour les interfaces	13
Figure 2.2 : loi de Tresca	15
Figure 2.3 : loi de Coulomb	16
Figure 2.4 : Cône de Coulomb.2D	16
Figure 2.5 : Cône de Coulomb 3D	17
Figure 2.6 : Loi de Coulomb régularisée	17
Figure 2.7 : loi de Norton Hoff	18
Figure 2.8 Loi de comportement élastique linéaire	20
Figure 2.9 : Loi de comportement élastique, parfaitement plastique de Mohr Coulomb	22
Figure 2.10 : états limite Cam-Clay	24
Figure 2.11 : Modèle Cam-Clay modifié	24
Figure 2.12 Représentation du critère de Drucker-Prager, (a) dans l'espace des contraintes principales, (b) dans le plan I_1-J	25

Chapitre 03

Figure 3.1 : Modélisation du contact entre deux corps	29
Figure 3.2 : Mode de déformation de l'interface	30
Figure 3.3 : Répartition des efforts le long d'un pieu (a) compression axiale (b) traction axiale	33
Figure 3.4 : allure de la charge de frottement latéral, de la charge en pointe et de la charge totale en fonction du déplacement vertical du pieu	36

Figure 3.5 : Evolution de la résistance de pointe q_p en fonction de la profondeur d'enfoncement du pieu	37
Figure 3.6 : mécanismes du frottement latéral positif et négatif	39
Figure 3.7 : Exemple de schéma de rupture pour une fondation profonde	40

Chapitre 04

Figure 4.1 : Schéma de la structure à modéliser par éléments finis	54
Figure 4.2 : Continuité à l'interface sol-structure	58
Figure 4.3 : (a) élément d'interface spécial (épaisseur nulle), (b) élément d'interface type ressort	59
Figure 4.4 : Elément couche mince à 6 nœuds	60
Figure 4.5 : Elément d'interface type couche mince	60
Figure 4.6 : Fenêtre des données Générales (General settings)	64
Figure 4.7 : Définition des couches du sol	65
Figure 4.8 : Modélisation du pieu et sol	66
Figure 4.9 : Maillage en 2D pour un système pieu-sol	66
Figure 4.10 Définition des phases de calcul	67
Figure 4.11 : Aperçu de la déformation	67
Figure 4.12 : Tassement du pieu dans le cas d'un comportement de sol élastoplastique (a) Mohr-Coulomb et (b) Cam-Clay (une couche)	69
Figure 4.13 : Déplacement vertical en fonction du chargement (variation du diamètre et lois du comportement)	71
Figure 4.14 : Déplacement du pieu : comparaison du modèle élastique, Drucker Prager, Mohr-Coulomb, Cam-Clay et analytique (une couche)	72
Figure 4.15 Effort de pointe Q_p en fonction du chargement (variation du diamètre et lois du comportement)	73
Figure 4.16 : Effort de frottement latéral Q_s en fonction du chargement (variation du diamètre et lois du comportement)	74
Figure 4.17 : Effort total Q_1 en fonction du chargement (variation du diamètre et lois du comportement)	75
Figure 4.18 Superposition Q_p , Q_s et Q_1 en fonction du chargement (variation de la loi de comportement)	76
Figure 4.19 : déplacement vertical du pieu pour une couche	77
Figure 4.20 : Réaction tangentielle et normale sur le fut du pieu et cône de Coulomb	78
Figure 4.21 : Réaction tangentielle et normale sur la pointe du pieu et cône de Coulomb	79

Figure 4.22 : Déplacement du pieu dans le cas d'un comportement de sol élastoplastique(a)Mohr-Coulomb et (b) Cam-Clay (deux couches)	81
Figure 4.23 : Déplacement vertical en fonction du chargement (variation du diamètre et lois du comportement)	82
Figure 4.24 : Déplacement du pieu : comparaison du modèle élastique, Drucker Prager, Mohr-Coulomb, Cam-Clay et analytique (deux couches)	84
Figure 4.25 : Effort de pointe Q_p en fonction du chargement (variation du diamètre et lois du Comportement).....	85
Figure 4.26 : Effort de frottement latéral Q_s en fonction du chargement (variation du diamètre et lois du comportement).....	86
Figure 4.27 : Effort total Q_l en fonction du chargement (variation du diamètre et lois du comportement)	88
Figure 4.28 : Superposition Q_p , Q_s et Q_l en fonction du chargement.....	89
Figure 4.29 : déplacement vertical du pieu pour deux couches	90
Figure 4.30 : Réaction tangentielle et normale sur le fut du pieu et cône de Coulomb	91
Figure 4.31 Réaction tangentielle et normale sur la pointe du pieu et cône de Coulomb	92

SYMBOLES USUELS

D	[m]	longueur de fondation enterrée dans le sol
B	[m]	largeur de la fondation ou diamètre.
σ_n	[kPa]	la contrainte normale
τ	[kPa]	la contrainte tangentielle
ΔU_t	[m]	déplacements relatifs tangentiels
ΔU_n	[m]	déplacements relatifs normal
$\bar{\tau}$	[m]	seuil de la contrainte de cisaillement
C'	[kPa]	cohésion
δ'	[°]	angle de frottement de l'interface
F	[kn]	force
δ'_r	[°]	un angle de frottement résiduel
ν		Coefficient de Poisson .
E	[kPa]	module d'élasticité (d'Young)
E_b	[kPa]	Le module de déformation du béton
G	[kPa]	Le module de cisaillement du sol.
E_{oed}	[kPa]	Le module œdométrique
ψ	[°]	angle de dilatance
σ'	[kPa]	contrainte effective normale
σ'_1	[kPa]	contrainte effective majeure
σ'_3	[kPa]	contrainte effective mineure
σ'_v	[kPa]	la contrainte verticale effective
ϕ'	[°]	angle de frottement interne
p'	[kPa]	contrainte effective moyenne
q	[kPa]	contrainte déviatorique
γ		Déformation de cisaillement

ε_1		Déformation axial
C_s, κ		Indice de gonflement
c_c, λ		Indice de tassement
W	[KN]	le poids du pieu.
A	[m ²]	section de pointe.
P	[m]	périmètre latéral du fut du pieu
c_u	[°]	cohésion non drainée du sol
p_{le}^*	[kPa]	pression limite nette équivalente.
K_p		facteur de portance
K		le coefficient de pression des terres à la rupture
z	[m]	profondeur
Q	[KN]	La charge totale
S	[cm]	tassement
U^C		Le champs de déplacement
R^C		le champ de densités de réactions
f_d		Densité de forces volumiques
$[K]$	[kn/m]	matrice de rigidité globale
$[F]$	[kn]	vecteur forces généralisées
F_d	[kn/m ²]	une densité surfacique d'efforts
u_t	[m]	glissement
\dot{u}_t	[m/s]	la vitesse de glissement
F_n	[kn]	composantes normales des forces de contact
F_t	[kn]	composantes la tangentielles des forces de contact

Normes :

DTR-BC 2 .33.2 : Document technique réglementaire

Le DTU 13-2 : Document technique unifié

fasc.62–titre V. : Règles techniques de calcul et de conception des ouvrages de Génie civil

Introduction générale

Les ouvrages de génie civil sont souvent réalisés sur des sols de différentes qualités. Lorsque la qualité de ces sols est médiocre, les ingénieurs optent pour des fondations profondes permettant d'accéder à des couches de sols offrant une meilleure portance. A cet effet, les fondations sur pieux constituent une solution souvent préconisée en construction.

Dans la pratique, les méthodes utilisées pour le dimensionnement des pieux isolés chargés axialement sont la méthode analytique (rigide plastique) et les méthodes in-situ (pressiométrique, pénétrométrique, etc...). Cependant, la modélisation réaliste du problème d'interaction sol-pieu doit considérer le sol comme un milieu continu avec nécessité de la prise en compte de l'interface sol-pieu. D'où le recours à des méthodes numériques telles que la méthode des éléments finis.

Les travaux présentés dans ce mémoire sont à caractères théoriques et numériques. Le but principal est d'étudier le comportement mécanique de l'ensemble sol- pieu à l'aide de deux logiciels connus : Cast3M et Plaxis 2D. Ces deux codes sont basés sur la méthode des éléments finis. Toutefois, ils possèdent des approches quelque peu différentes au niveau du traitement de l'interface sol pieu. A ce titre, la comparaison des résultats obtenus par ces deux logiciels d'une part, et la comparaison avec les résultats fournis par les méthodes analytiques pourraient s'avérer intéressantes.

Le présent mémoire est structuré en quatre chapitres.

En effet, l'étude bibliographique est développée au niveau du chapitre 01, à travers une brève présentation des pieux ainsi que de leurs principes de fonctionnements. Par la suite, dans le chapitre 02, notre intérêt s'est porté sur l'aspect phénoménologique concernant les lois de comportement disponibles au niveau de la littérature, telles que celles de l'interface sol-pieu, du sol ainsi que de quelques résultats tirés de l'expérience sur l'exécution des pieux forés.

Pour sa part, le troisième chapitre fera l'objet d'une formulation mathématique et d'une revue de résultats analytiques du problème de contact sol pieu sous l'effet d'un chargement statique.

Le quatrième chapitre sera consacré à la modélisation numérique du système sol- pieu à l'aide des logiciels Cast3M et Plaxis2D. En effet, à l'aide des simulations numériques qui seront effectuées, nous étudierons l'influence des lois de comportement du sol avoisinant le pieu, des paramètres dimensionnels du pieu ainsi que des types de maillage (grossier, moyen et raffiné). Cette étude concernera l'évolution en fonction du chargement appliqué, des tassements du pieu, de l'effort de pointe, de l'effort de frottement latéral et de l'effort total.

Notre travail se terminera par une conclusion générale qui fera ressortir les principaux résultats liés aux influences des différents paramètres cités précédemment.

Chapitre 01

GENERALITES SUR LES PIEUX

1. Introduction

Les fondations profondes permettent de reporter les charges d'un ouvrage au niveau des couches situées en profondeur. Elles sont en général utilisées quand la résistance des couches des terrains superficiels, n'est pas suffisante ou quand les tassements induits, par les chargements en surface, sont trop importants. Généralement, les fondations profondes peuvent être classées en fondations sur pieux ou bien sur puits.

Les puits sont des fondations faiblement élancés dont le diamètre est proche de 01 mètre et dont la longueur ne dépasse pas 06 mètres. Ils sont souvent réalisés avec du béton non armé et faiblement dosé en ciment (gros béton). Par contre les pieux sont généralement très élancés, et leur longueur dépasse souvent les six mètres de profondeur.

Par ailleurs, les efforts repris par les pieux, peuvent être équilibrés soit partiellement (cas des pieux travaillant en frottement et en pointe), soit totalement (cas des pieux travaillant uniquement en frottement), et ce, grâce à la mobilisation du phénomène naturel de frottement existant entre la surface latérale et les différentes couches traversées.

Les fondations profondes sont généralement classées en deux catégories : les pieux et les micropieux. Ils se différencient essentiellement par leurs dimensions et leurs utilisations. En effet, les micropieux ont souvent un diamètre ne dépassant pas 20 cm et un élancement élevé. Toutefois, leurs longueurs ne dépassent généralement pas les 10 m. Ils sont souvent réalisés par battage.

2. Définitions

Un pieu est défini comme étant une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et réduire les déplacements (ou tassements) en surface, à des valeurs faibles.

Les 3 parties principales d'un pieu sont la **tête**, la **pointe**, et le **fût** compris entre la tête et la pointe. La longueur d'ancrage h est la longueur de pénétration du pieu dans les couches résistantes du sol.

D'un point de vue mécanique on distingue la longueur totale D du pieu, de la hauteur d'encastrement mécanique D_e . Cette valeur de D_e tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des couches supérieures (mauvais sol) traversées par le pieu (figure 1.1). A ce titre, selon le fascicule 62 titre V, on considère qu'un élément de fondation est de type profond (pieu) lorsque sa hauteur d'encastrement relatif D_e/B est supérieure à 5.

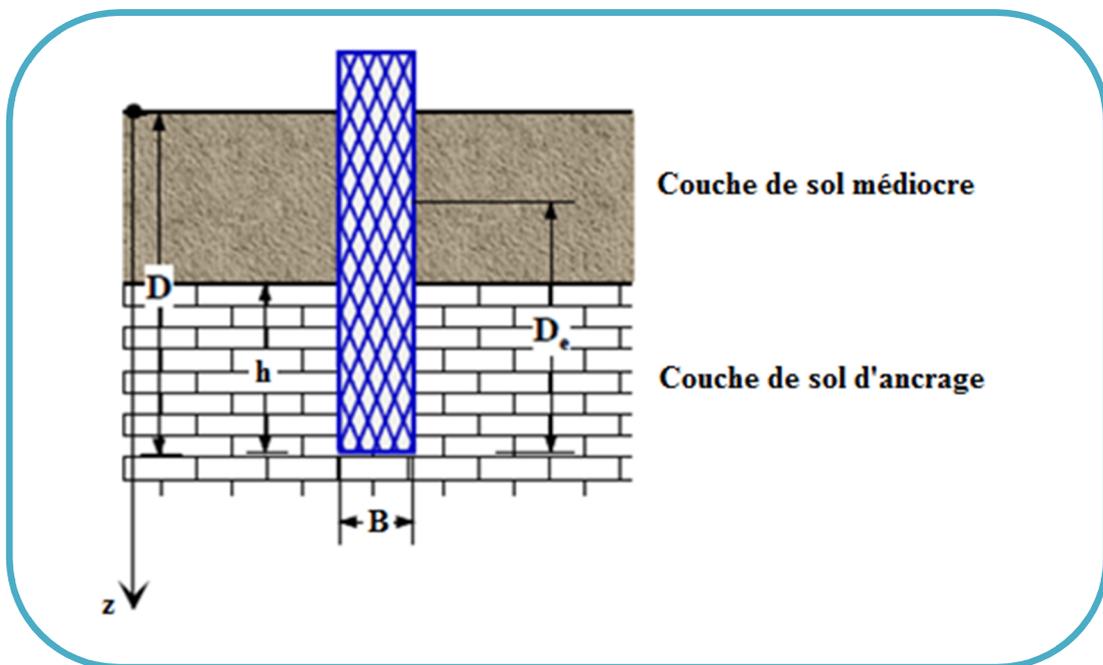


Figure. 1.1-Définitions de la hauteur d'ancrage géométrique D et mécanique D_e (C.Plumelle. 2008)

Une fondation profonde est caractérisée par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges appliquées.

- Résistance en pointe
- Par frottement latéral
- Résistance de pointe et frottement latéral (cas courant).

Ses dimensions sont définies par :

- D : longueur de fondation enterrée dans le sol
- B : largeur de la fondation ou diamètre.

Par ailleurs, le même document (fascicule 62 titre V) classe les fondations profondes dans le cas de la vérification des conditions suivantes (figure 1.2): $D/B > 5$ et $D > 3$.

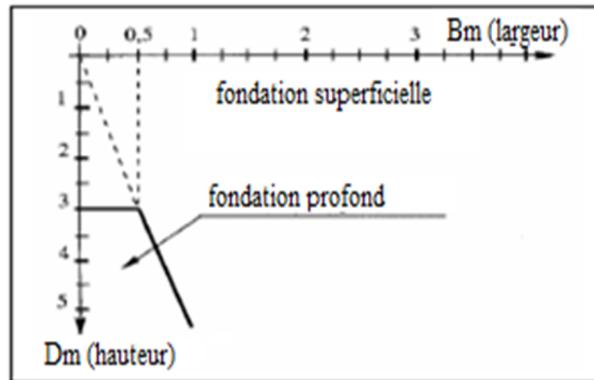


Figure.1.2- le domaine de fondation profonde (C.Plumelle. 2008)

3. Principe de fonctionnement

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

- Par l'appui de sa base sur le sol résistant (effort de pointe noté Q_p)
- Par le frottement latéral entre le sol et le pieu (effort de frottement latéral noté Q_s)

L'effort total résistant de pointe Q_p est proportionnel à :

- La section de la base du pieu
- la résistance du substratum

L'effort total résistant de frottement latéral Q_s , est proportionnel à

- la surface de contact entre le pieu et le sol
- et aux densités de réactions tangentes dues en partie à la cohésion d'adhérence, sol béton suite aux réactions d'hydratation, et aux frottements qui agissent au niveau de la surface latérale de contact sol-pieu. Concernant les densités de réactions tangentes de frottement, celles-ci dépendent essentiellement du coefficient de frottement pieu-sol et de la de la pression latérale de confinement appliquée par le sol. Ce coefficient

de frottement dépend de la rugosité de la surface latérale extérieure du pieu, et du frottement interne au niveau du sol (angle de frottement interne).

Toutefois, il faut signaler le cas des frottements négatifs dus aux cas particuliers de mouvements relatifs pour lesquels le sol a tendance à « tasser plus que le pieu » (cas d'un chargement dû aux remblais extérieurs posés sur couches compressibles par exemple). Dans ce cas, le frottement sol-pieu est considéré comme étant négatif. Cela a pour conséquence de surcharger d'avantage le pieu. Pour remédier à ce problème. La solution consiste à chemiser le pieu par un tubage en paroi lisse, afin de diminuer l'effet du frottement négatif (figure.1.3).

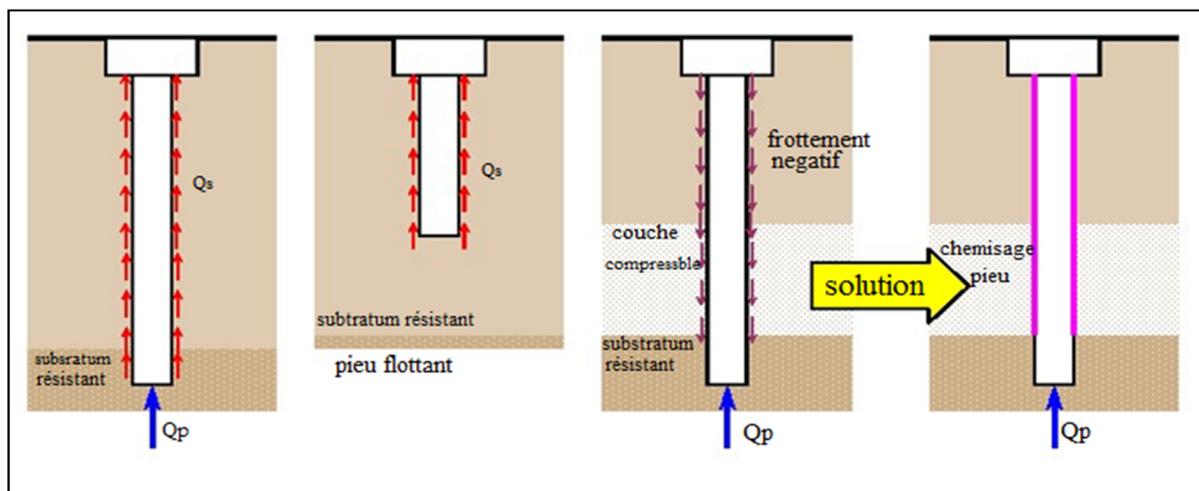


Figure.1.3-frottement positif et le frottement négatif (S. mezazigh ; D. levacher ; J.garnier.)

4. Les différents types de pieu

Les différents types de pieux sont récapitulés dans l'organigramme de la (Figure.1.4) réalisée par le laboratoire de mécanique des roches de l'école polytechnique (fédérale de LAUSANNE)

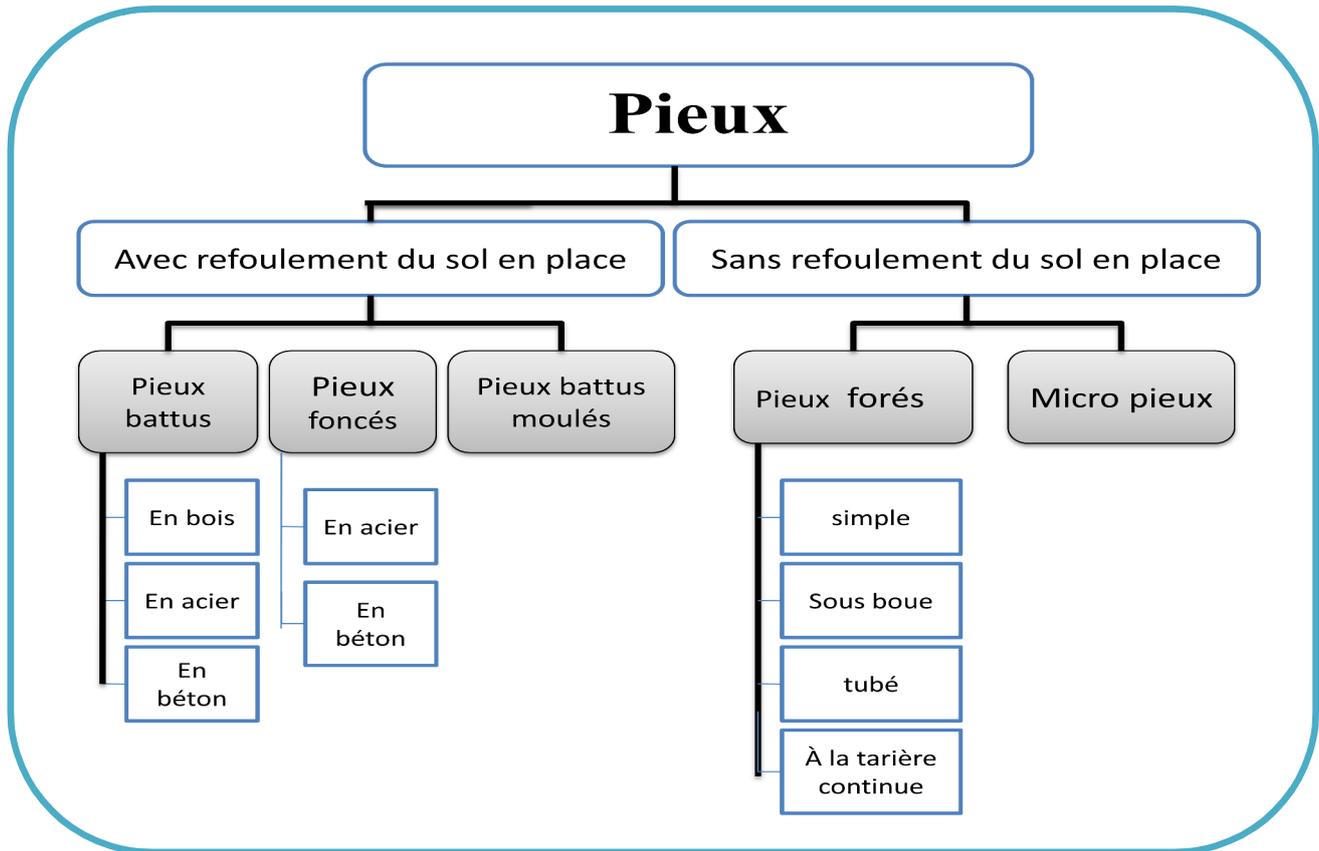


Figure.1.4-Classification de pieux

Pour l'évaluation de la capacité portante, il est plus important de tenir compte du type de sollicitation imposée au sol lors de la mise en place du pieu. Ainsi, les pieux peuvent être classés en deux groupes.

4.1 Les pieux mis en place par refoulement du sol

Ils concernent les pieux battus et les pieux foncés. Ce sont des pieux soit façonnés à l'avance soit à tube battu exécutés en place. Pour les premiers il s'agit essentiellement de pieux en métal et de pieux préfabriqués en béton armé ; Les pieux à tube sont généralement battus et moulés.

Les pieux métalliques sont généralement sous forme de tube ou en forme de H. Les tubes peuvent être ouverts ou fermés à leur base.

L'exécution des pieux battus moulés consiste d'abord à battre un tube muni à sa base d'une plaque métallique dans le sol, à mettre, si nécessaire, en place la cage d'armature, puis à remplir le tube de béton pendant son extraction.

Leur mise en place se fait par vérinage battage ou vibro-fonçage. Ils repoussent le sol et le compriment ce qui génère un bon frottement latéral.

Avantage :

- Contrôle possible avant l'insertion dans le sol,
- Stabilité dans les sols compressibles,
- De très grandes longueurs de pieux peuvent être mises en œuvre.

Inconvénients :

- Risque de dommages (pour le moule) lors de la mise en place,
- Peut s'avérer parfois peu économique,
- Impossibilité d'insérer de gros diamètres.

4.2 Les pieux mis en place sans refoulement du sol

Ils concernent les pieux forés et les puits. Leur mise en place se fait par substitution. Ce qui a pour effet de remanier le sol et de le décompresser. Le frottement latéral est donc diminué, sauf pour certains procédés de mise en œuvre tels que celui des pieux exécutés à la tarière creuse, ou vissés moulés.

Leur exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection à l'aide d'un tubage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois. Après mise en place, une cage d'armatures est souvent insérée. Le pieu est ensuite bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu.

Par ailleurs, la technique des pieux à la tarière creuse a connu un très fort développement ces dernières années notamment dans le secteur du bâtiment. Le principe consiste à visser dans le sol une tarière à axe creux sur une longueur totale au moins égale à la longueur du pieu à réaliser, puis à l'extraire du sol sans dévisser pendant que, simultanément, le béton est injecté par l'axe creux de la tarière. La mise en place des armatures sous leur propre poids ou par vibration devient délicate pour des pieux d'une longueur supérieure à 22-25m. Au-delà, des techniques de béton armé de fibres en acier ont été développées et permettent d'injecter directement dans le sol les fibres mélangées au béton.

Avantages des pieux forés:

- Variation de la longueur pour mieux s'adapter aux cas où les couches résistantes se trouvent à des profondeurs variables,
- Possibilité d'insertion de gros diamètres,
- Pas de risque de soulèvement de sol parfois nuisible pour les constructions avoisinantes et les chaussées.

Inconvénients des pieux forés:

- Risque de striction (réduction de section transversale) dans les sols compressibles,
- Coulage du béton parfois exécuté dans de mauvaises conditions sur chantier (béton non vibré).
- Des précautions particulières doivent être prises vis-à-vis du risque d'éboulement des terres à l'intérieur du pieu. Faute de quoi, des tassements importants pourraient apparaître dans la structure.

5. Choix du type de pieu

Le choix du type de pieu dépend de :

- La structure qui est supportée par la fondation,
- La nature du sol,
- L'environnement du pieu.

La structure imposera à la fondation un système de charge auxquelles le sol devra résister à court et à long terme sans trop se déformer. Le projet de fondation doit donc prendre en compte :

- La nature des charges : statiques ou dynamiques ;
- L'intensité, la répartition et la direction des efforts ;
- Les déformations (tassement des fondations) ; ces tassements et les éventuels déplacements horizontaux doivent être compatibles avec le comportement de la structure ;

La nature du sol intervient par la constitution et la disposition de ses différentes couches, par les caractéristiques mécaniques de celles-ci, et enfin par son hydrologie (niveau de la nappe phréatique et degré de perméabilité des couches).

L'environnement du pieu conditionne le choix par plusieurs paramètres :

- Surface de travail au sol plus au moins réduite ;
- Présence de nombreux pieux voisins déjà mis en place. A titre d'exemple, le battage de pieux ou de tubes fermés refoulant le sol peut entraîner la remontée de pieux voisins ou même les endommager).
- Proximité d'immeubles ou de construction diverses : bruit des engins de battage, ébranlements dus à l'enfoncement pouvant provoquer des fissurations.
- Déformations entraînées par des décompressions latérales provenant de forage en gros diamètres.

6. Conclusion

Dans ce premier chapitre, nous avons vu brièvement quelques notions de base sur les fondations profondes, leurs principes de fonctionnement, leurs classifications et le choix de type de pieux.

Chapitre 02

ASPECTS PHENOMENOLOGIQUES

1. Introduction

Dans le cas des fondations profondes, la compréhension de l'aspect complexe de l'interaction sol-pieu et des déformations du sol qui en résultent, permet de bien maîtriser les techniques de la modélisation et de la construction des ouvrages. La stabilité de la structure dépend essentiellement du comportement des surfaces de contact, car le voisinage de ces zones de contact est, en général, soumis à de fortes concentrations de contraintes et de déformations. Cette zone est définie comme une fine couche de sol, communément appelée **interface**. D'où la nécessité souvent de la prise en compte des conditions de contact et d'interaction entre les pieux et le sol. Dans ce chapitre, nous nous intéresserons d'abord à l'aspect phénoménologique de l'interaction mécanique entre le sol et un pieu soumis un chargement quasistatique. A cet effet, certaines lois de frottements les plus connues seront d'abord présentées. Par la suite, quelques lois de comportement du sol, seront également présentées.

2. Définition de l'interface sol-structure

D'un point de vue géométrique, l'interface sol-structure est définie comme la fine zone de sol qui se forme entre la surface de la structure et le volume de sol l'entourant (De Gennaro (1999) ; Cai et Ugai (2002)). Cette zone est le siège de grands changements de structure et de rupture de grains dus au cisaillement localisé intervenant au contact d'une inclusion dans le sol. Elle est également décrite comme une discontinuité entre deux matériaux aux propriétés différentes (Desai et Rigby(1995)) ou, encore, comme une zone mince de sol **remanié** (perturbé) au contact direct de la structure (Desai et Toth (1996) ; De Gennaro (1999) ; Karabatakis et Hatzigogos (2002) ; Gaba et al. (2003)). Les problèmes d'interaction sol-structure dépendent principalement du comportement de cette interface. La réponse des systèmes sol-structure comme les fondations profondes et superficielles, les tunnels, les murs de soutènement est ainsi influencés par les caractéristiques des interfaces.

3. Comportement d'interface sol-pieu

La modélisation du comportement d'un pieu dans un massif constitue un bon exemple d'interaction sol-structure. Les principaux paramètres de l'interaction sol-pieu sont :

- Pour les sols pulvérulents : la densité initiale du sol, le chemin des contraintes de cisaillement, la géométrie et les propriétés mécaniques des grains constituant le sol, la rugosité des surfaces de contact, l'effet d'un écoulement plastique;
- Pour les sols cohérents : l'adhérence entre le sol et le fut du pieu, les surpressions interstitielles, la rigidité de la structure, la rugosité des surfaces de contact et l'effet d'un écoulement plastique;

3.1 Modèles de comportement en adhérence (ou en cohésion) de l'interface sol pieu

Dans ce cadre, plusieurs types de modèle ont été proposés. Le matériau d'interface a été supposé élastique linéaire par Beer (1985) et (Bhatia et Bakeer (1989)) et ou élastique non linéaire par Yuan et Chua (1992). Citons également les modèles élastiques parfaitement plastiques qui ont été proposés pour l'interface en s'appuyant sur l'analogie avec le comportement des joints rocheux. D'autres modèles plus complexes ont été proposés pour décrire le comportement cohésif de l'interface. Ces modèles incorporent : l'écrouissage, l'adoucissement, la contractance, la dilatance et l'endommagement.

3.1.1 Modèle élastique parfaitement plastique de Mohr Coulomb

Historiquement, la première utilisation des interfaces a concerné des analyses des joints rocheux. Pour reproduire le comportement des joints rocheux et des interfaces, la plupart des auteurs ont considéré des modèles linéaires élastiques parfaitement plastiques utilisant le critère de rupture par cisaillement de Mohr-Coulomb comme surface de charge. Les auteurs qui ont étudié les fractures des roches Platten (1966) ; Goodman et Dubois (1972) ; Goodman (1989), ont considéré l'influence de la rugosité des joints. En effet, l'angle de frottement d'un joint rugueux dont la surface des aspérités est inclinée d'un angle i est égal à $\delta' + i$. D'autre part, l'abrasion progressive des aspérités est à l'origine d'une stabilisation à une valeur résiduelle de la contrainte de cisaillement pour les grandes déplacements ce qui correspond à un angle de frottement résiduel δ'_r (Figure.2.1a). Le critère de rupture est donc défini par une enveloppe bilinéaire. D'autres auteurs comme Goodman et al. (1986); Pande et Sharma

(1979) ; Lee et al. (1992) ; Day et Potts (1998), ont adopté un critère de rupture de Mohr-Coulomb plus simple (figure 2.1b) avec une règle d'écoulement associée qui définit la fonction de charge F :

$$F = |\tau| - \sigma_n \tan \delta' + C' \quad (2.1)$$

Avec C' et δ' : cohésion et angle de frottement de l'interface.

Dans ce cas, lorsque la contrainte de cisaillement τ atteint la limite de rupture de Mohr-Coulomb, la valeur de rigidité tangentielle devient nulle ; la rigidité normale reste la même.

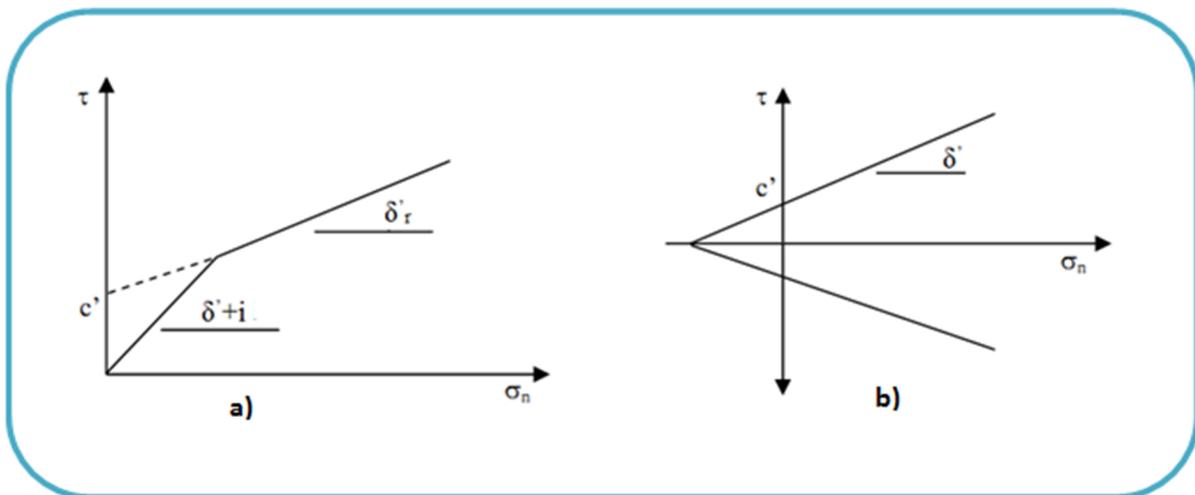


Figure.2.1-Critère de rupture de Mohr-Coulomb (a) enveloppe bilinéaire pour les joints tenant compte des aspérités (Goodman 1989) ; (b) enveloppe linéaire pour les interfaces (Said, 2006)

3.1.2 Modèles de comportement élastoplastique avec écrouissage

Un corps est dit avoir un comportement élastoplastique quand au-delà d'un certain niveau de chargement il présente des déformations irréversibles (plastique) et que ces déformations et ces contraintes obéissent à des lois bien précises. On définit d'abord un critère de plasticité qui est une fonction des contraintes, éventuellement variable (ou écrouissable) avec les déformations. Ce critère ne peut être dépassé en aucun point, lorsqu'il est atteint, débutent les déformations irréversibles ou plastiques. Ces déformations sont régies par une loi dite loi d'écoulement.

3.2 Modèles de comportement en frottement de l'interface sol - pieu

De manière générale, nous pouvons définir, le frottement comme étant une relation entre les efforts tangentiels (forces de frottement) sur la zone de contact et le mouvement tangentiel relatif de deux corps glissants.

Il semble que les premiers travaux sur les frottements aient été effectués, au début du 16^{ème} siècle, par Leonard de Vinci. Celui ci a établi une relation de proportionnalité entre la force de frottement et le poids d'un corps appliqué sur une surface. Amontons en (1699), puis Coulomb en (1785), ont repris les travaux de Leonard de Vinci, et les ont développés. La première loi de frottement est due à Coulomb. Cette loi fut établie sur la base d'un coefficient de frottement μ constant. Plus tard, Euler au 18^{ème} siècle, fit la distinction entre μ_s le coefficient de frottement statique intervenant lors de l'amorçage du glissement et μ_d le coefficient de frottement dynamique intervenant une fois le mouvement de glissement amorcé, et tel que $\mu_d < \mu_s$. En effet, de nombreux résultats expérimentaux ont mis en évidence le caractère variable du coefficient de frottement vis à vis de la vitesse de glissement.

3.2.1 Les lois de frottement existantes dans la littérature

Une loi de frottement doit essentiellement tenir compte de trois phénomènes :

- l'existence d'un seuil d'effort en dessous duquel aucun glissement n'est possible
- une éventuelle dépendance de ce seuil vis à vis de l'intensité des efforts normaux appliqués.
- l'existence dans le cas d'un déplacement de glissement, d'une relation entre les forces de frottement et la vitesse de glissement.

Il est clair que ces relations de frottement ne doivent intervenir que lorsqu'il n'y a pas de décollement sur la zone de contact. Pour pouvoir définir les lois de frottement, on définit d'abord le glissement et la vitesse de glissement par : $u_t = ((\mathbf{u}_2 - \mathbf{u}_1) - (u_2 - u_1) \cdot \mathbf{n}) \cdot \mathbf{n}$ (2.2)

$$\dot{u}_t = \frac{\partial u_t}{\partial t} \quad (2.3)$$

$\mathbf{u}_1, \mathbf{u}_2$: vecteurs de glissements

u_t : glissement

\mathbf{n} : vecteur normal

3.2.2 La loi de Tresca

Parmi les lois de frottement, la loi de Tresca semble être relativement la plus simple et la plus facile à utiliser en simulation numérique. La raison est que le seuil de glissement utilisé dans cette loi, est à la fois constant et indépendant des intensités des pressions de contact.

Elle s'écrit de la manière suivante :

Soient F_n et F_t les composantes normales et tangentielles des forces de contact respectivement, et telles que :

$$\left| \begin{array}{ll} \text{Si } F_t \leq g & \text{alors } \dot{u}_t = \mathbf{0} \quad (\text{adhérence}) \\ \text{Si } F_t = g & \text{alors } \exists \lambda > 0 \text{ tel que } \dot{u}_t = -\lambda F_t \quad (\text{Glissement}) \end{array} \right. \dots (2.4)$$

Où g est un seuil d'adhérence / glissement fixé a priori. Il dépend entre autres de la limite d'élasticité du matériau. Toutefois, cette loi demeure non linéaire. En effet, nous pouvons observer la très forte non linéarité de cette loi sur le graphe de la (figure 2.2).

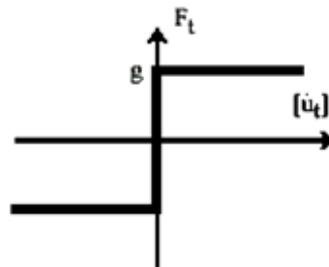


Figure 2.2 loi de Tresca

3.2.3 La loi de frottement de Coulomb

Dans la loi précédente, le seuil g de glissement est indépendant de l'intensité des efforts normaux. Ce qui ne correspond pas à la réalité. Pour tenir compte de cette dépendance, Coulomb (1785) a modifié cette loi en adoptant un seuil g proportionnel à l'effort normal.

$$\left| \begin{array}{ll} \text{Si } F_t \leq \mu F_n & \text{alors } \dot{u}_t = \mathbf{0} \quad (\text{adhérence}) \\ \text{Si } F_t = \mu F_n & \text{alors } \exists \lambda > 0 \text{ tel que } \dot{u}_t = -\lambda F_t \quad (\text{Glissement}) \end{array} \right. \dots (2.5)$$

Avec μ le coefficient de frottement qui dépend des états des surfaces en contact. Le graphe de cette loi est tracé sur la (figure 2.3).

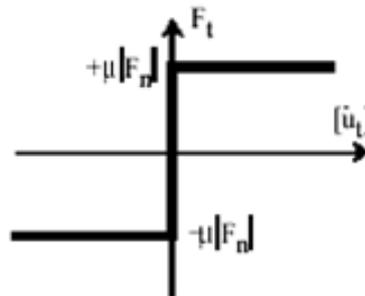


Figure 2.3 loi de Coulomb

Le lieu géométrique de l'extrémité du vecteur force de contact peut être représenté sous forme d'un cône, en 2D (figure 2.4) ou en 3D (figure 2.5). On l'appelle le cône de Coulomb.

L'enveloppe de ce cône est la surface seuil du glissement dont la définition et l'utilisation est à rapprocher de la définition de la surface seuil en plasticité.

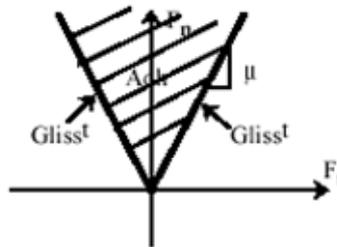


Figure 2.4 Cone de Coulomb

Cela étant dit, la loi de Coulomb présente certains inconvénients :

- Le manque de relation biunivoque entre les forces de frottement et la vitesse de glissement. En effet, pour toute force de frottement située sur le seuil de glissement, il n'est pas possible de déterminer, selon cette loi, la vitesse de glissement qui lui correspond.
- le caractère non-différentiable de la loi,
- le changement brutal de comportement au passage adhérence/glissement.

Ces inconvénients sont les mêmes que ceux d'une loi de plasticité parfaite, par exemple.

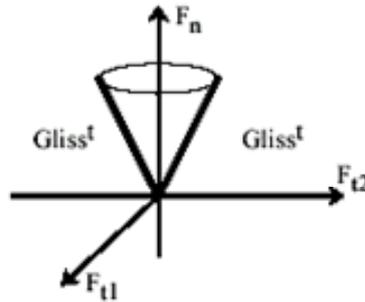


Figure 2.5 Cône de Coulomb 3D

3.2.4 La loi de Coulomb régularisée

Pour remédier aux inconvénients précédents, on utilise souvent des lois régularisées qui sont plus douces. Une loi autorisant un glissement élastique réversible paramétré par une raideur élastique K_e , est souvent utilisée. Nous pouvons l'observer sur la (figure 2.6). Toutefois, cette raideur est difficile à évaluer car elle dépend essentiellement de l'élasticité des aspérités des zones en contact. Sa valeur étant généralement très grande, de manière à être proche de la loi de Coulomb, ce qui laisse apparaître des problèmes numériques d'instabilités lors de la résolution.

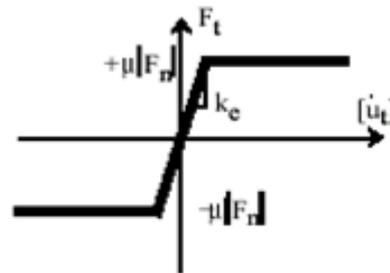


Figure 2.6 Loi de Coulomb régularisée

Nous signalons également que pour cette loi de Coulomb régularisée, l'inconvénient majeur de relation non biunivoque entre efforts et vitesses lorsqu'il y a glissement irréversible, est toujours conservé.

3.2.5 Autres lois

Parmi les lois les plus couramment utilisées, nous pouvons citer la loi de Norton-Hoff qui s'écrit:

$$\mathbf{F}_t = \mu \cdot F_n \cdot \dot{u}_t^{(\rho-1)} \cdot \dot{u}_t \quad (2.6)$$

μ = coefficient de frottement

u_t = vitesse de glissement

F_n = force normale

\dot{u}_t = vecteur vitesse de glissement

ρ = seuil de glissement

Et dont le graphe est représenté sur la (figure 2.7)

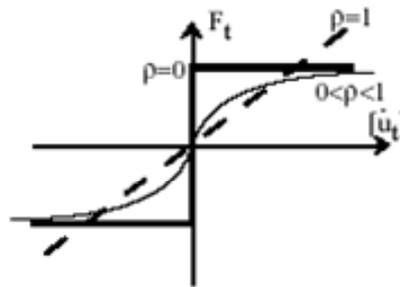


Figure 2.7 loi de Norton Hoff

3.2.6 La Loi de Coulomb en quasi statique

Au lieu d'une relation entre forces de frottement et vitesse de glissement, la loi de Coulomb peut être réduite, dans le cas de problèmes statiques ou monotones quasi-statiques, à une relation entre les forces de frottement et les déplacements de glissement :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Si } F_t \leq \mu F_n & \text{alors } \mathbf{u}_t = \mathbf{O} \quad (\text{adhérence}) \\ \text{Si } F_t = \mu F_n & \text{alors } \exists \lambda > 0 \text{ tel que } \mathbf{u}_t = -\lambda \mathbf{F}_t \quad (\text{Glissement}) \end{array} \right. \quad (2.7)$$

Toutefois, cette formulation ne peut être adoptée et utilisée que sous la condition qu'en tout point de la zone de contact la variation des efforts soit monotone. Ce qui est le cas des pieux en contact avec le sol.

4. Les lois de comportements des sols

Les matériaux naturels peuvent être regroupés en trois catégories: les roches, les sols pulvérulents (sols granulaires à forte perméabilité, par exemple la plupart des sables et les graves) et les sols cohérents (sols cohérents à faible perméabilité, par exemple la plupart des argiles et des limons). Ces matériaux ont des comportements relativement distincts.

Pour suivre leurs comportements tout le long de sa déformation, on dispose de modèles de plus en plus complexes qui simulent son comportement réel mieux que les modèles élastiques ou plastiques classiquement utilisés en mécanique des sols.

Ces modèles se développent grâce aux possibilités offertes par les méthodes numériques, telle que la méthode des éléments finis.

Les études théoriques entreprises dans ce domaine se sont limitées, jusqu'à présent, aux cas de milieux élastiques et de milieux dilatants modélisés d'une manière relativement simpliste. Des modèles élastoplastiques, incorporant des lois de dilatance plus réalistes, ont récemment été mis au point. Détaillons maintenant les principaux types de lois de comportement :

4.1 Comportement élastique linéaire

Lorsque, dans un essai, la courbe contrainte – déformation est la même au chargement et au Déchargement, le comportement du matériau est dit élastique. D'une manière plus générale, le Comportement est dit élastique lorsque l'histoire du chargement n'intervient pas et qu'un état de contraintes correspond à un état de déformations et un seul.

Le comportement élastique peut être linéaire : le tenseur des déformations est alors proportionnel au tenseur des contraintes au cours des sollicitations.

La relation contrainte – déformation est linéaire, caractérisée par deux paramètres : un module d'élasticité axiale (d'Young) E dans le cas d'un essai de compression ou traction simple, ou un module de cisaillement G pour un essai de cisaillement simple (figure 2.8) et le coefficient de Poisson ν .

$$E = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_1} \qquad G = \frac{\tau}{\gamma} \qquad (2.8)$$

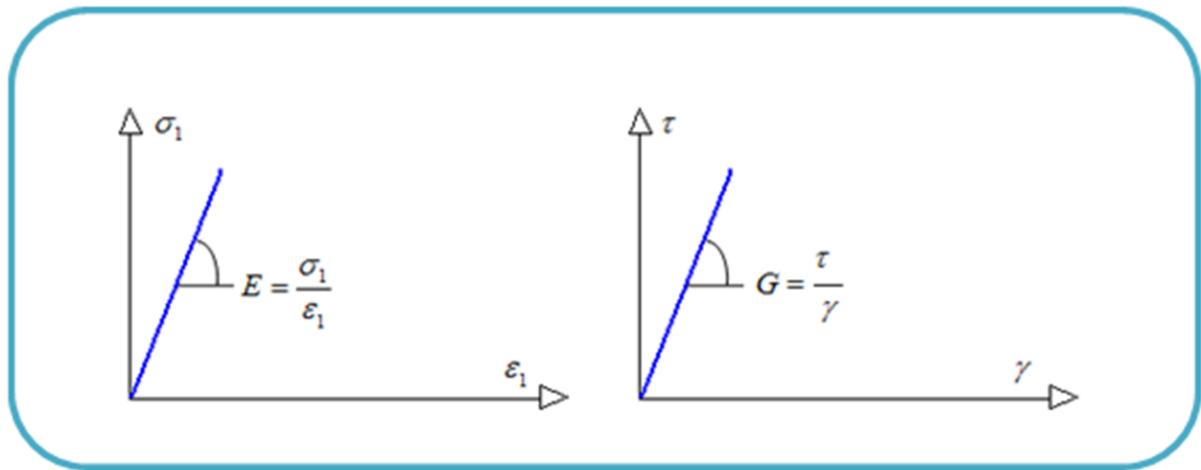


Figure 2.8 Loi de comportement élastique linéaire (N .PHAM, 2008)

La relation entre le module de Young et les autres modules sont données comme suit :

$$\mathbf{G} = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad ; \quad \mathbf{E}_{\text{oed}} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (2.9)$$

Avec :

G : Le module de cisaillement du sol.

E_{oed} : Le module œdométrique

Cependant, cette loi de comportement n'est pas représentative en général du comportement des sols qui, très rapidement, même pour de faibles déformations, ont un comportement plastique. Des lois plastiques ont été proposées pour écrire un comportement plus proche de celui des sols.

4.2 Comportement élastoplastique

Les essais réalisés sur les solides montrent que le domaine de réversibilité des déformations ou domaine d'élasticité, est relativement limité. À partir d'un certain niveau de contraintes, la courbe chargement – déchargement est différente de la courbe de chargement suivie jusque là. Des déformations irréversibles ou plastiques apparaissent.

4.2.1 Modèle élastoplastique (Mohr-coulomb)

Le modèle le plus simple de cette famille est le modèle élastique linéaire parfaitement plastique, initialement développé pour décrire, de manière approchée, le comportement des métaux. Cependant, l'existence d'un palier d'écoulement sur la courbe de comportement

contraintes - déformations de nombreux matériaux a suggéré d'étendre ce modèle aux bétons, aux sols et aux roches. En particulier, l'application à la description du comportement des massifs de sols s'est révélée fructueuse et a permis d'analyser la rupture des sols dans les problèmes de fondations, de stabilité de pentes, de tunnels, des murs de soutènements. Plusieurs critères de rupture ont été proposés. Parmi eux, le critère de rupture de Mohr-Coulomb (figure 2.9).

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

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb est représenté dans le plan des contraintes de Mohr (contrainte effective normale σ' et contrainte tangentielle τ , par l'équation (figure 2.9.a) :

$$\tau = \sigma' \tan \varphi' + c \quad (2.10)$$

En termes de contraintes effectives principales (σ'_1, σ'_3), il s'écrit aussi (figure 2.9.b)

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' - 2c \cos \varphi' \quad (2.11)$$

Avec : σ'_1, σ'_3 : contraintes effectives principales majeure et mineure,
 φ' : angle de frottement interne,
 c : cohésion.

Le comportement élastique linéaire parfaitement plastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb (figure 2.9.b) est finalement caractérisé par une élasticité linéaire (E, ν) et un seuil de plasticité, défini par la cohésion c' , l'angle de frottement interne φ' , en plus de l'état initial. Il faut réaliser au moins deux essais triaxiaux à des pressions de confinement différentes pour déterminer les paramètres du modèle.

La surface de charge (droite intrinsèque) $F(\sigma_{ij})$ s'exprime de façon suivante :

$$F(\sigma_{ij}) = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' - 2c' \cos \varphi' \quad (2.12)$$

Elle est représentée dans le plan (σ', τ) par une droite (figure 2.9.a).

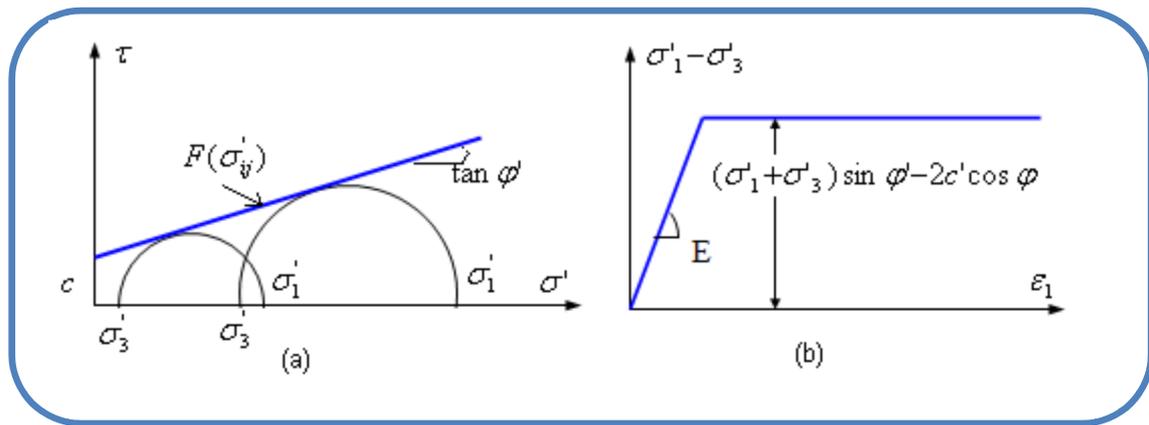


Figure 2.9 Loi de comportement élastique, parfaitement plastique de Mohr Coulomb

(N.PHAM, 2008)

4.2.2 Modèle élasto-plastique de Cam-Clay modifié

Le modèle de Cam-Clay est un des modèles élastoplastiques le plus connu et le plus utilisé en mécanique des sols. Il est spécialement adapté aux matériaux argileux. Il y a plusieurs types de modèles Cam-Clay, celui présenté ici est le plus courant et est appelé Cam-Clay modifié. Ce modèle comporte 7 paramètres :

- 'E0' : indice des vides initial ;
- 'M' : coefficient de frottement ;
- 'COHE' : cohésion ;
- 'P0' : pression de préconsolidation ;
- 'KAPA' : pente élastique dans un diagramme e-log(p) ;
- 'LAMD' : pente plastique dans un diagramme e-log(p) ;
- 'G1' : module de cisaillement ;

Des observations en laboratoire sur l'argile reconstituée avec l'essai de consolidation isotrope et l'essai triaxial, où $\sigma'_1 = \sigma'_3$ ont abouti à construire les modèles Cam-Clay (original et modifié) (Roscoe *et al.* 1963 ; Roscoe et Burland, 1968 ; Schofield et Worth, 1968), qui sont des modèles de types élastoplastique avec écrouissage, développés dans le plan de contrainte moyenne (p') et contrainte déviatorique (q), avec :

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} ; \quad q' = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (2.13)$$

La (figure 2.10) présente la compression isotrope ou consolidation isotrope d'une argile remaniée. À partir d'un état initial proche de la limite de liquidité, sous une contrainte isotrope croissante, son indice des vides va diminuer suivant la droite OE avec une pente C_c , (ou λ), qui est définie comme l'indice de compression :

$$e = e_0 - c_c \Delta \lg p \quad \text{Ou} \quad e = e_0 - \lambda \Delta \lg p \quad (2.14)$$

Si, après avoir atteint A, on réduit la contrainte effective moyenne de p'_A à p'_R , l'indice des vides de l'éprouvette va augmenter légèrement de e_A à e_R suivant la loi :

$$e = e_0 + \zeta \Delta \lg p \quad \text{Ou} \quad e = e_0 + \kappa \Delta \lg p \quad (2.15)$$

Où : C_s (ou κ) est l'indice de gonflement.

Si l'on reprend alors le chargement isotrope, la variation de l'indice des vides va suivre RA, puis, pour les contraintes effectives moyennes supérieures à p'_A , l'indice des vides va retrouver la ligne OE comme au début de l'essai. Entre R et A les déformations sont petites, réversibles et peuvent être approchées par une loi élastique. De manière plus générale, tout le demi espace $e - \lg p'$, à gauche de la droite OE correspondant au domaine surconsolidé, a un comportement élastique.

Entre A et B, les déformations sont grandes et irréversibles, donc de nature plastique. La courbe OE, qui correspond à l'état normalement consolidé, représente aussi un domaine de comportement plastique.

Les points A et B, constituant des points de passage d'un état de comportement élastique à un état de comportement plastique, sont des points d'état limite. La courbe OE est appelée la courbe d'état limite (figure 2.10). L'état limite peut être donc défini comme un état où se passe la transition entre une déformation petite et réversible à une déformation grande et irréversible.

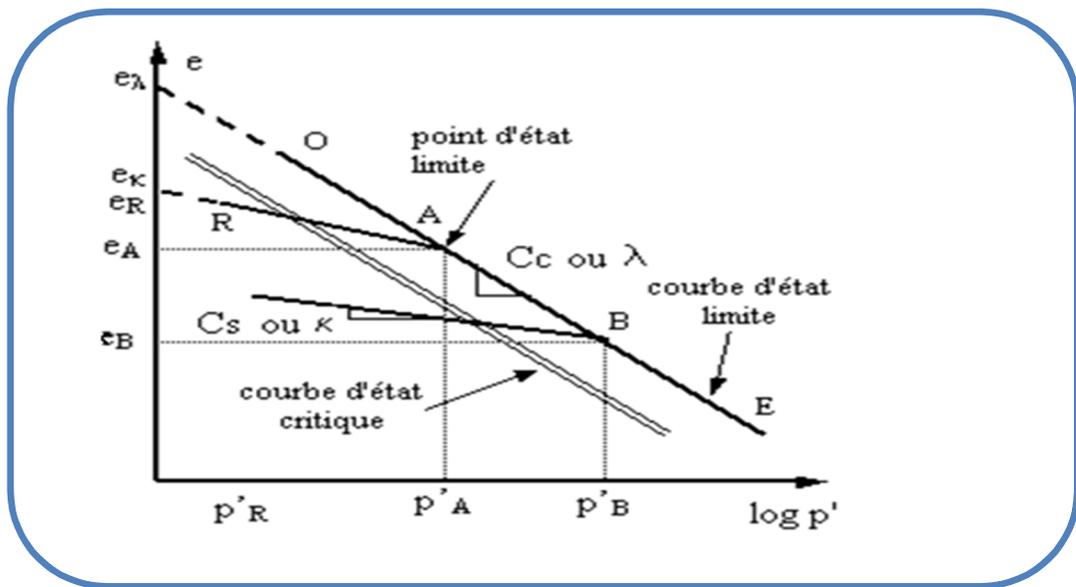


Figure 2.10 états limite Cam-Clay (N.PHAM, 2008)

Les modèles Cam-clay et Cam-clay modifié ont été développés pour décrire le comportement des argiles reconstituées normalement consolidées ou faiblement surconsolidées. La surface de charge est exprimée comme suit dans le plan (p', q) :

Cam-clay modifié :

$$F(P, q) = \frac{q^2}{M^2 p'} + p' - P_0 \quad (2.16)$$

Avec: p' : contrainte moyenne

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{2} ; \quad q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (2.17)$$

q : contrainte déviatorique,

M : pente de la courbe du critère de rupture ou courbe d'état critique,

p'_0 : contrainte moyenne initiale,

La (figure 2.11) présente la forme de la surface de charge de modèle Cam-clay modifié

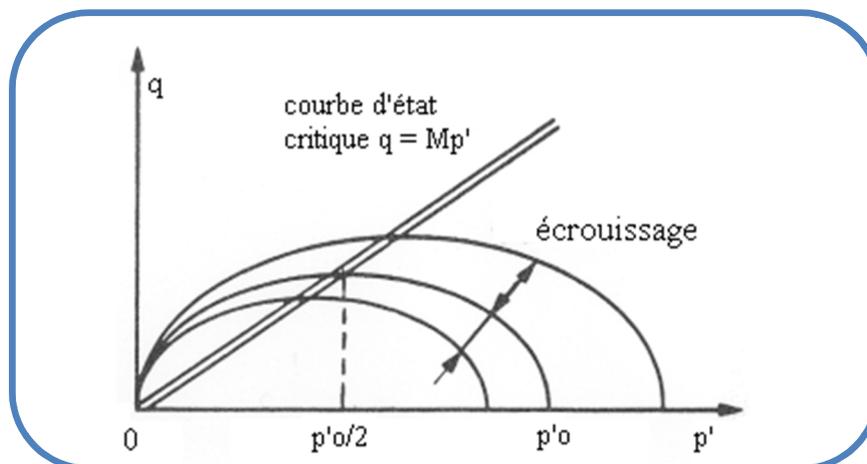


Figure 2.11 Modèle Cam-Clay modifié (N.PHAM, 2008)

4.2.3 Modèle élastoplastique de Drucker-Prager

Le Modèle de DRUCKER-PRAGER à écoulement non associé et écrouissage. C'est une extension du critère de Von Mises, combinaison linéaire du deuxième invariant du déviateur et de la trace du tenseur des contraintes. C'est toujours un cercle dans le plan déviateur, mais qui dépend de l'altitude sur la trissectrice des axes $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ de contraintes principales. (Figure 2.12a)

$$f(\sigma) = (1 - \alpha)J + \alpha I - \sigma_y \quad (2.18)$$

La limite d'élasticité en traction reste σ_y , et la limite d'élasticité en compression est

$$\frac{-\sigma_y}{(1 - 2\alpha)}$$

Le coefficient α dépend du matériau, il est bien entendu compris entre 0 et 1/2, et on retrouve le critère de Von Mises pour $\alpha = 0$ (figure 2.12b). Une expression plus complexe de ce même critère fait intervenir une forme plus compliquée de la contribution déviatorique, prenant en compte le troisième invariant.

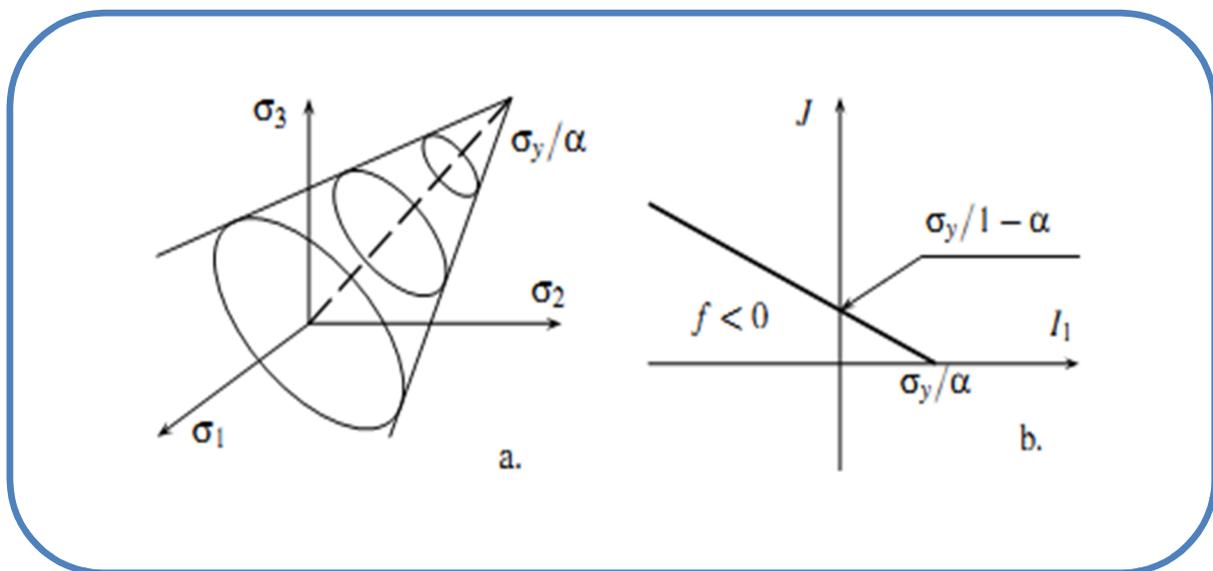


Figure 2.12 Représentation du critère de Drucker-Prager, (a) dans l'espace des contraintes principales, (b) dans le plan I_1 - J [R.von Mises, 1928]

Les équations du modèle sont de la forme :

\mathbf{S} : tenseur des contraintes

S_{eq} : contrainte équivalente au sens de Von Mises

p : déformation plastique équivalente cumulée

Critère initial: $ALFA * Tr(\mathbf{S}) + BETA * S_{eq} = K$

Critère ultime : $ETA * Tr(\mathbf{S}) + MU * S_{eq} = KL$

Ecrouissage : $dK = H * dp$ (H en valeur algébrique)

Potentiel d'écoulement : $GAMM * Tr(\mathbf{S}) + DELT * S_{eq}$

Les paramètres à définir sont:

ALFA, BETA, K, ETA, MU, KL, H, GAMM, DELT.

5. Quelques résultats tirés de l'expérience

5.1 Description des effets dus à l'exécution d'un pieu foré

Bien que l'exécution d'un pieu foré n'ait pas une influence aussi importante sur le comportement du sol que celle d'un pieu battu, les effets sont néanmoins non négligeable sur les performances de ce type de fondations, notamment lorsque leur résistance est due principalement au frottement latéral. Malheureusement, si de nombreuses observations expérimentales et données quantitative sont disponibles concernant le battage, il n'en est pas de même pour l'exécution relativement complexe des pieux forés. L'installation d'un pieu foré se traduit donc par les effets suivant :

- les contraintes radiales, verticale et orthoradiale près du trou sont plus ou moins réduites selon la technique de soutènement utilisées (tubage ou pression de boue) ;
- le sol subit un ramollissement près de l'excavation ;
- les surpressions interstitielles générées sont relativement faibles ;
- l'état de contraintes dans le béton est fort complexe et dépend de nombreux facteurs comme la technique et la vitesse de mise en œuvre du béton, les dimensions du futur pieu, la consistance et l'hydratation du béton, ainsi que de la température ;
- après la construction, la surface de la plupart des pieux forés et moulés en place est suffisamment rugueuse pour assurer que, sous une charge axiale, la rupture se développe à l'intérieur du massif à proximité immédiate du pieu, plutôt que réellement à l'interface.

-

5.2 Pieux forés dans les sols cohérents

Les effets de l'installation d'un pieu foré dans un sol cohérent ont été analysés en relation avec le phénomène d'adhérence entre le pieu et sol. Cette adhérence est caractérisée par une cohésion d'interface c_a , inférieure à la cohésion non drainée du sol c_u , essentiellement à cause du ramollissement du sol. Trois causes peuvent être à l'origine de ce ramollissement :

- l'effet de l'excavation ;
- l'absorption par l'argile de l'eau provenant du béton frais ou du mélange bentonitique ;
- le mouvement de l'eau, initialement contenue dans le sol, vers les zones à contrainte faibles autour du trou de forage.

Ces différents facteurs peuvent être plus ou moins réduits selon les techniques utilisées. Toutefois, dans le cas des argiles relativement raides, l'excavation peut rester non soutenue sans s'effondrer, ce qui permet de placer le béton plus facilement.

5.3 Pieux forés dans les sols pulvérulents

Dans le cas d'un sol pulvérulent, les informations qualitatives sont moins nombreuses. L'exécution d'un pieu foré dans un tel sol nécessite généralement un tubage ou une pression de boue pour soutenir l'excavation. Lorsque le tubage est retiré tandis que se poursuit le bétonnage, il se produit une certaine décompression du sol au voisinage du forage, sur une distance de 1 à 3m [Poulos et Davis(1980)]. L'excavation a également pour effet d'augmenter la compressibilité sous la pointe, les déplacements nécessaires pour atteindre la rupture sont donc plus élevés que ceux observés pour les pieux battus. Les pressions latérales dues au sol sur le fut du pieu sont plus faibles que celles observées dans le cas des pieux battus. Elles dépendent de la technique d'excavation et des caractéristiques du béton.

6. Conclusion

Dans ce chapitre, une synthèse des différentes lois de comportement de l'interface sol pieu a été effectuée. En effet, cette synthèse a englobé aussi bien la phase de la cohésion du sol avec le béton hydraté que celle du contact direct avec frottement selon les différentes lois de frottement. Par ailleurs, différentes lois de comportement pour le sol (élastique linéaire, élasto-plastique de Mohr coulomb, Cam-Clay modifié et Drucker Prager) ont été présentées.

Chapitre 03

ASPECTS THEORIQUES

1. Introduction

La réponse d'un pieu soumis à un chargement axial statique est typiquement un problème d'interaction sol-pieu ; la réaction du sol dépend du déplacement du pieu, et ce dernier dépend de la réaction du sol. Les méthodes de dimensionnement de la capacité portante des pieux les plus couramment utilisées en pratique à savoir la méthode classique rigide-plastique et les méthodes des essais in-situ prennent en considération l'interaction entre le pieu et le sol mais d'une façon simplifiée.

Dans ce chapitre, nous exposerons d'abord brièvement la formulation du problème de contact sol-pieu. Par la suite, les différentes méthodes de dimensionnement de la capacité portante des pieux sous charge axiale statique et leurs tassements.

Nous présenterons, enfin une application numérique.

2. Formulation du problème de contact sol-pieu

Une modélisation mécanique réaliste doit donc prendre en compte les zones de contact : les frottements et/ou adhésions, les glissements et les décollements qui peuvent apparaître aux différents endroits.

Le contact sol-pieu peut être modélisé à l'aide du modèle de contact entre deux corps déformables. En vue de modéliser le problème, une discrétisation de la surface de contact doit être effectuée.

A cet effet, considérons deux points 1 et 2 appartenant respectivement aux corps A et B, dans le repère local (\vec{t}, \vec{n}) (figure 3.1), les déplacements et les contraintes de liaisons sont donnés par :

$$\vec{U}_1 = \begin{cases} U_t^1 \\ U_n^1 \end{cases} \quad \vec{U}_2 = \begin{cases} U_t^2 \\ U_n^2 \end{cases} \quad \vec{\sigma} = \begin{cases} \tau \\ \sigma_n \end{cases}$$

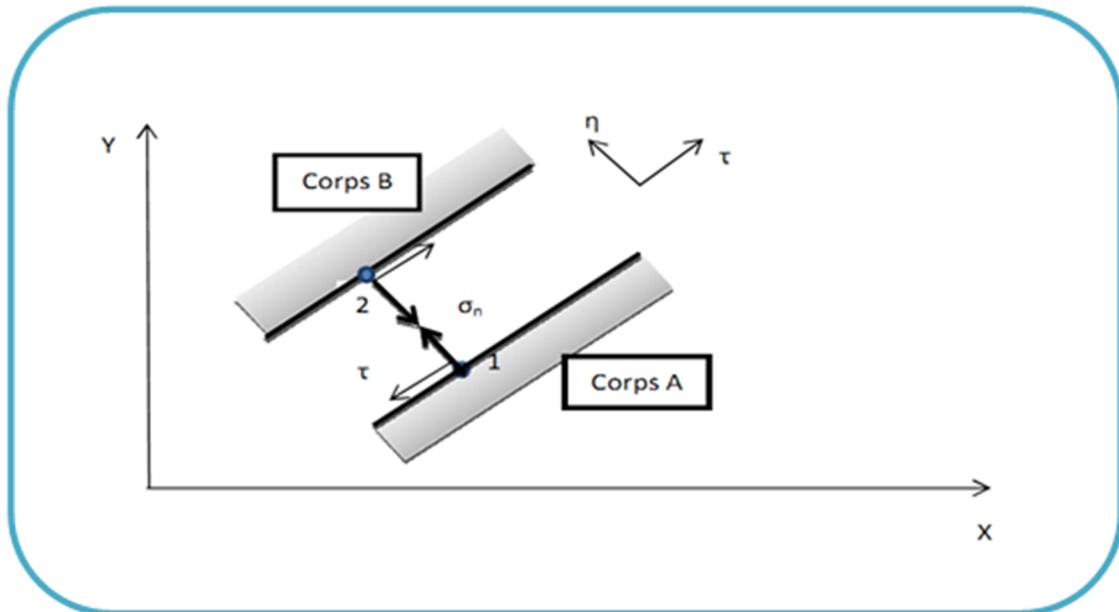


Figure 3.1 Modélisation du contact entre deux corps (Lahmadi, 2006)

La modélisation du contact se caractérise par la vérification de certaines conditions sur la contrainte normale σ_n et la contrainte tangentielle τ s'exerçant sur l'élément de contact. De cet état de contrainte (τ, σ_n) résulte un état de déplacements relatifs tangentiel et normal $(\Delta U_t, \Delta U_n)$ caractérisant la cinématique de l'élément de l'interface :

$$\Delta U = \begin{cases} \Delta U_t = U_t^2 - U_t^1 \\ \Delta U_n = U_n^2 - U_n^1 \end{cases} \quad (3.1)$$

Donc au cours du chargement, le contact entre A et B peut évoluer, il suit l'un des trois modes suivants :

Mode adhésion

Dans ce mode (figure 3.2a), il n'y a pas de déplacement relatif entre les nœuds 1 et 2, on a alors les équations de compatibilité suivantes :

$$\begin{cases} \Delta U_t = 0 \\ \Delta U_n = 0 \end{cases} \quad (3.2)$$

✚ Mode glissement

Quand la contrainte normale est de compression et la contrainte tangentielle atteint le seuil $\bar{\tau}$ il y a un glissement relatif entre le nœud 1 et 2 (figure 3.2b) ; dans ce cas, on a les conditions :

$$\begin{cases} \Delta U_n = 0 \\ \Delta U_t \neq 0 \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \sigma_n > 0 \\ \tau = \bar{\tau} \end{cases} \quad (3.3)$$

✚ Mode décollement

Dans le cas où la composante σ_n devient négative, il y a un décollement (séparation des corps A et B) (figure 3.2c) ; on a alors les conditions suivantes :

$$\Delta U_n > 0 ; \quad \sigma_n < 0 \quad \text{et} \quad \tau = 0 \quad (3.4)$$

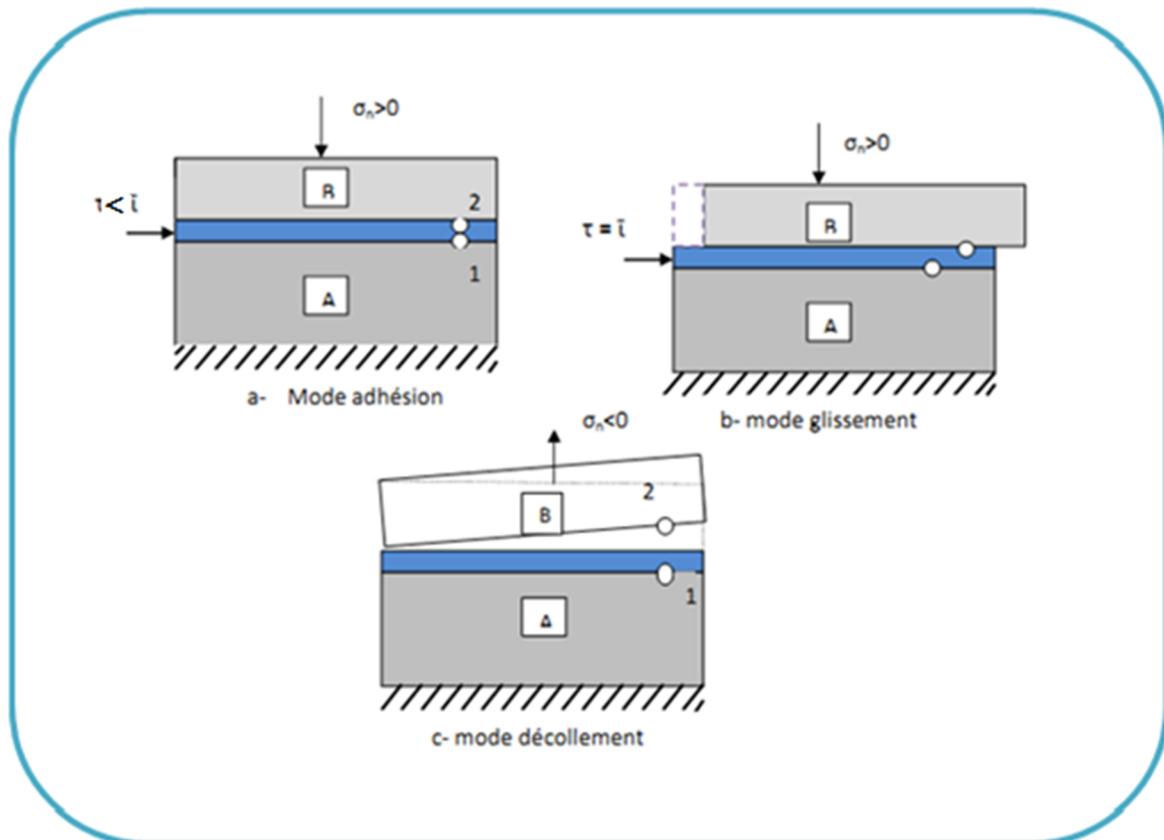


Figure 3.2 Mode de déformation de l'interface (Lahmadi 2006)

Notons qu'en présence de sollicitations cycliques, après séparation, il peut y avoir à nouveau un recollement entre les deux corps. On retrouve alors l'un des deux modes : adhésion ou glissement.

Formulation locale

Pour la formulation locale du problème de contact, nous adoptons comme loi de frottement, la loi de Coulomb en quasi statique. Les champs de déplacement U^C et les champs de densités de réactions R^C , vérifient les conditions de contact avec frottement à l'interface..

Ceci peut être formulé de la manière suivante :

$$U_n^C = U_n^1 - U_n^2 \leq 0 \quad (3.5)$$

$$R_n^\ell \leq 0 \quad , \ell = 1,2 \quad (3.6)$$

$$R_n^\ell U_n^C = 0 \quad , \ell = 1,2 \quad (3.7)$$

$$|R_t^\ell| \leq \mu |R_n^\ell| \quad , \ell = 1,2 \quad (3.8)$$

$$|R_t^\ell| < \mu |R_n^\ell| \Rightarrow U_t^\ell = 0 \quad , \ell = 1,2 \quad (3.9)$$

$$|R_t^\ell| = \mu |R_n^\ell| \Rightarrow \exists \lambda \geq 0 \text{ tel que } U_t^\ell = -\lambda R_t^\ell \quad , \ell = 1,2 \quad (3.10)$$

L'inéquation (3.5) indique qu'il ne peut y avoir que décollement et non pénétration. L'inéquation (3.6) indique que les composantes normales des densités de réactions ne peuvent correspondre qu'à de la compression. L'équation (3.7) est appelée condition de complémentarité ; elle indique qu'en tout point il y a soit contact, soit décollement. Enfin, l'inéquation (3.8) et les équations (3.9) et (3.10) donnent la loi de Coulomb en présence de frottements.

3. Méthodes analytiques de calcul de la portance et des tassements des pieux

3.1 Définitions et Terminologie

- **Couche d'ancrage**

Couche de sol résistante (porteuse) dans laquelle est ancré la base de pieu .L'épaisseur de cette couche, sous la base du pieu, doit être $\geq 4B$, B étant le diamètre du pieu (Selon DTR-BC 2 .33.2)

- **Charge limite Q_l**

Charge maximale que peut supporter le sol avant sa rupture. A partir de Q_l , l'enfoncement du pieu ne se stabilise plus et la vitesse d'enfoncement est relativement grande.

Conventionnellement, Q_l pourrait être définie comme la charge correspondant à $S_t = B/10$ enfoncement de la tête (Avec B diamètre du pieu) ou à la vitesse d'enfoncement de 1 à 5 mm /min.

- **Charge nominale Q_n**

C'est la charge que peut supporter le pieu en demeurant stable vis-à-vis du sol. Dans les conditions réelles de l'ouvrage, cette charge doit tenir compte éventuellement :

- De la charge intrinsèque des matériaux constitutifs des pieux
- Des effets de frottement négatifs
- Des effets de groupe
- Des tassements absolus et différentiels à l'intérieur d'un groupe de pieux ou entre groupes des pieux.

3.2. Comportement d'un pieu isolé sous une charge axiale

L'analyse du comportement d'une fondation profonde (pieu) s'effectue classiquement à partir de l'écriture de l'équilibre des forces qui agissent sur le pieu. Dans le cas de charges axiales sur un pieu vertical, l'équilibre vertical s'écrit :

$$\begin{array}{c} \uparrow \\ \downarrow \end{array} \text{ en compression : } Q_c = Q_p + Q_s - W ; \text{ (figure 3.3.a)} \quad (3.11)$$

$$\begin{array}{c} \uparrow \\ \downarrow \end{array} \text{ en traction : } Q_t = Q_p + Q_s + W ; \text{ (figure 3.3.b)} \quad (3.12)$$

Où Q_c et Q_t sont les charges totales appliquées en tête du pieu.

W : le poids du pieu.

Q_p : la charge de pointe transmise à la base de la fondation.

Q_s : la charge de frottement latéral due à l'interaction sol-pieu au niveau du fût.

L'étude de l'interaction sol-pieu permet de déterminer la répartition de la charge total Q_c ou Q_t entre la charge de pointe Q_p et la charge de frottement latéral Q_s .

Cette répartition dépend de la géométrie du pieu, de la nature du sol, de la technique de construction et du type de sollicitation. Les pieux installés dans les sols mous jusqu'à un

substratum suffisamment résistant sont appelés « pieux travaillent en pointe », la charge de pointe est alors prépondérante. En revanche, si aucun substratum rigide n'est atteint, la part du frottement latéral peut devenir importante ; les pieux sont alors dits « flottants ».

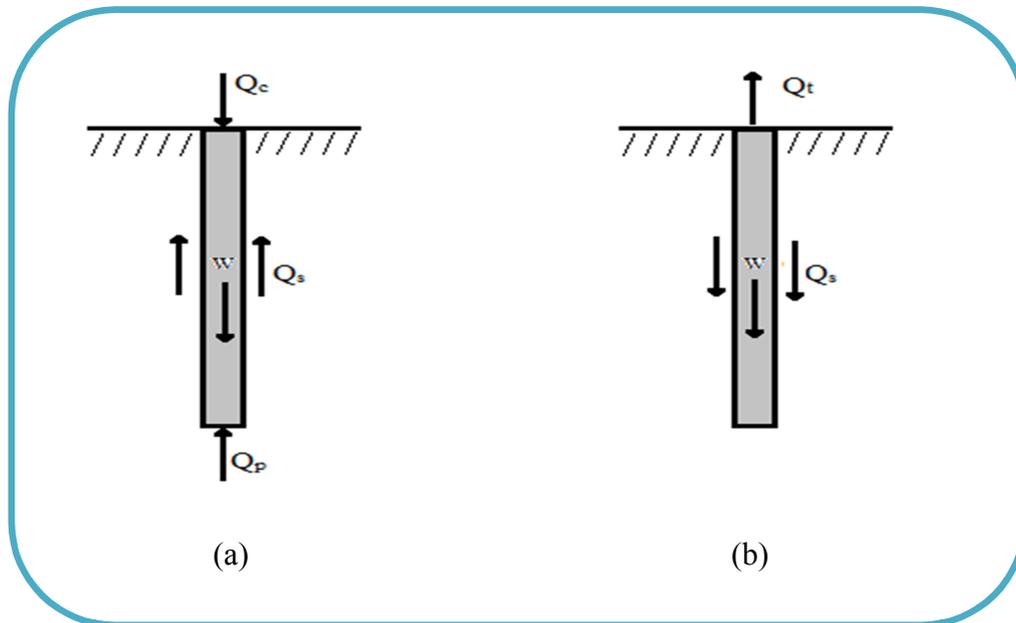


Figure 3.3 Répartition des efforts le long d'un pieu
(a) compression axiale ; (b) traction axiale (ouvrage en interaction)

3.3. Mécanisme de rupture d'un pieu sous charge axiale

Pour les pieux travaillant en compression ou en traction axiale, l'étude de la stabilité est menée en écrivant l'équilibre vertical au moment de la rupture.

La charge limite de compression Q_{cl} s'écrit :

$$Q_{cl} = Q_{pl}^c + Q_{sl} - W \quad (3.13)$$

Où Q_{pl}^c est la charge limite de pointe.

Q_{sl} est la charge limite de frottement latéral.

La charge limite de traction Q_{tl} s'écrit :

$$Q_{cl} = Q_{pl}^t + Q_{sl} - W \quad (3.14)$$

Classiquement, le calcul des charges limites de pointe et de frottement latéral est effectué séparément, soit à l'aide de résultats d'essais en place, soit à l'aide de résultats d'essais de laboratoire, soit à l'aide d'essais en vraie grandeur.

La résistance de pointe Q_{pl} et la résistance de frottement latéral Q_{sl} sont données par les expressions suivantes :

$$Q_{pl} = A \cdot q_p \quad (3.15)$$

$$Q_{sl} = P \cdot \int_0^D q_s(z) \cdot dz \quad (3.16)$$

q_p : résistance unitaire de pointe.

A : section de pointe.

$q_s(z)$: frottement latéral unitaire à la cote z .

D : longueur frottant du pieu.

P : périmètre latéral du fut du pieu.

D'où on définit la charge admissible Q_a du pieu à l'aide de la relation :

$$Q_a = \frac{Q_{pl}}{F_p} + \frac{Q_{sl}}{F_f} \quad (3.17)$$

Avec F_p et F_f sont des coefficients de sécurité.

Le DTU 13-2 donne les charges admissibles comme suit :

- A l'état limite de service (ELS) : $Q_a = 0.33Q_{pl} + 0.5Q_{sl}$ (3.18)

- A l'état limite ultime (ELU) : $Q_a = 0.5Q_{pl} + 0.75Q_{sl}$ (3.19)

Dans un sol cohérent, la charge limite de frottement latéral est généralement prédominante, tandis que dans un sol non cohérent la charge limite totale est plus également répartie entre le fut et la pointe.

Le rapport de la pression limite en pointe q_p au frottement latéral unitaire q_s est typiquement d'environ 50 et 100 pour des pieux dans le sable et de 10 et 20 pour des pieux en argile (Fleming et al. (1992)). Sauf cas particulier, la charge limite de pointe est relativement peu influencée par le type de pieu (à surface de pointe égale).

L'allure générale des courbes représentant les évolutions de la charge en pointe, de la charge de frottement et de la charge totale en fonction du déplacement vertical du pieu, est décrite sur la (figure3.4). Trois types d'évolution sont distingués :

- La charge de frottement latéral, courbe A, présente d'abord une partie linéaire correspondant à un état où tous les points de l'interface entre le pieu et le sol restent

collés. Puis, le frottement est peu à peu mobilisé, la mobilisation est complète pour un déplacement vertical de l'ordre de 0,5 à 2% du diamètre.

- La charge en pointe, courbe B, présente également une partie linéaire correspondant à un comportement élastique. Puis, la rupture se produit sous la pointe du pieu pour un déplacement vertical relativement important (palier d'écoulement plastique), de l'ordre de 5 à 10% du diamètre du pieu, des valeurs ont été observées de l'ordre de 30% du diamètre pour un pieux foré (Bowles(1988) ; (Fleming et al.(1992)).
- La charge totale, courbe C est la somme des deux charges précédentes (A et B), cette courbe est trilineaire, avec un palier d'écoulement plastique.

Ces courbes sont appelées courbe de mobilisation des charges en pointe et de frottement latéral. Elles sont ici idéalisées car, en fait, le passage d'une partie linéaire à un palier d'écoulement se fait progressivement, le frottement latéral est mobilisé par le glissement successif des points le long de l'interface. De même, la charge limite en pointe n'est atteinte que lorsqu'un mécanisme plastique s'est nettement constitué. Ces courbes de mobilisation dépendent évidemment des facteurs liés au pieu (géométrie, propriétés mécaniques), au sol (propriétés physiques et mécaniques), à leur interface et au type de chargement (compression, traction, etc).

Le frottement latéral constitue donc une partie de la capacité portante des pieux en compression axiale.

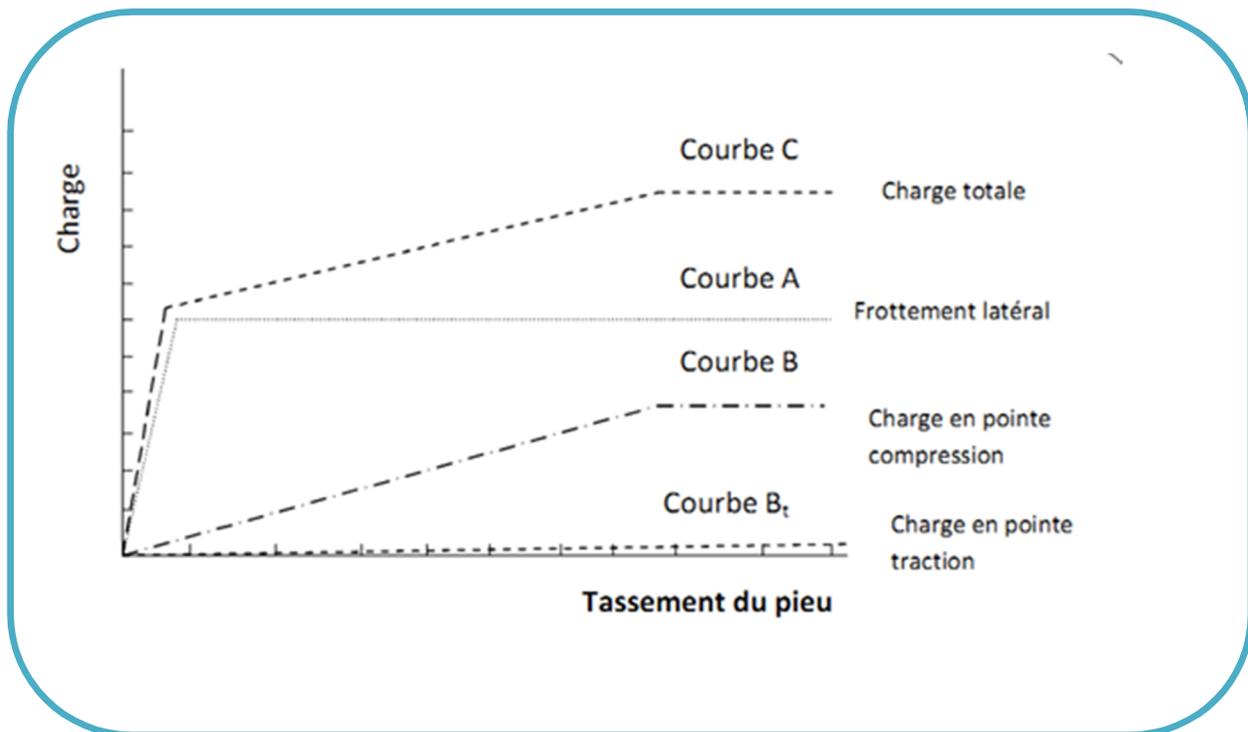


Figure 3.4 allure de la charge de frottement latéral, de la charge en pointe et de la charge totale en fonction du déplacement vertical du pieu [ouvrage en interaction]

3.4. Evolution de la résistance de pointe q_p en fonction de la profondeur

Quand on enfonce un pieu à partir de la surface du sol dans un terrain homogène, la résistance de pointe augmente pratiquement linéairement en fonction de la profondeur jusqu'à une profondeur appelée « profondeur critique D_c » et reste quasi-constante ensuite (Figure 3.5). La valeur de D_c varie avec le type de sol, elle augmente avec le diamètre du pieu et la résistance du sol. Pour simplifier et dans les cas courants on pourra adopter les valeurs de D_c préconisées par la norme DTU 13-2 / P 11-212 :

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

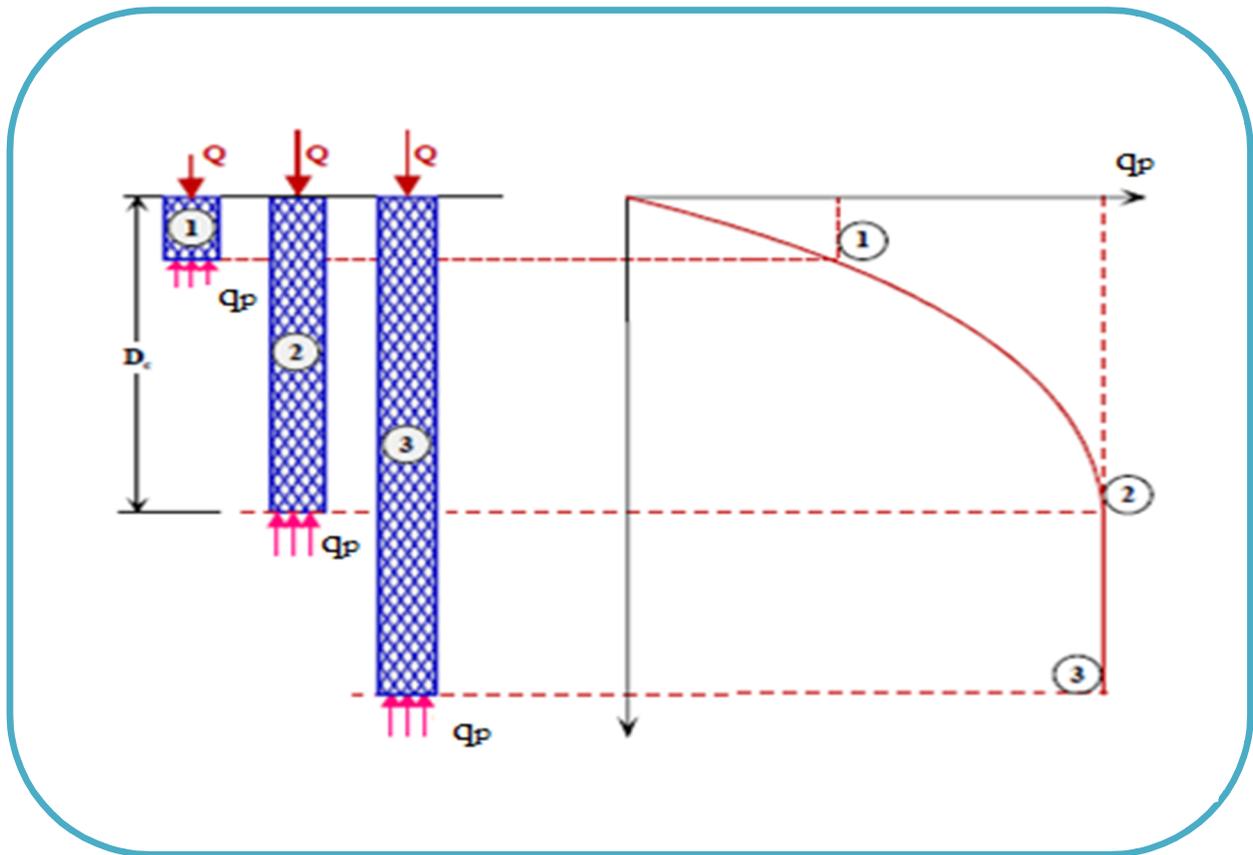


Figure 3.5 Evolution de la résistance de pointe q_p en fonction de la profondeur d'enfoncement du pieu [Plumelle.2005]

3.5. Prise en compte de mécanismes du frottement latéral positif et négatif

Pour qu'il y ait frottement latéral il faut qu'il y ait un déplacement relatif entre le pieu et le sol. Si le pieu se déplace plus vite que le sol, le sol par réaction en s'opposant au déplacement exercera un frottement latéral positif f_p , vers le haut (Figure 3.6). Si le sol se déplace plus vite que le pieu (terrain médiocre qui tasse (s_s) sous des surcharges appliquées au niveau de la surface du sol), le sol en tassant entraîne le pieu vers le bas et lui applique un frottement négatif f_n qui le surcharge. Pour un même pieu on pourra avoir la partie supérieure soumise à un frottement négatif et la partie inférieure à un frottement positif. Le point neutre est le point pour lequel le déplacement du pieu est égal à celui de sol.

Les observations expérimentales montrent que le frottement latéral est un phénomène très localisé autour du fut d'un pieu. En particulier, dans le cas des sols pulvérulents, les déformations de cisaillement du sol sont concentrées dans une étroite bande de sol d'épaisseur très faible, d'environ 10 fois le diamètre moyen des grains. Ces observations permettent de

suggérer que ce mécanisme d'interaction sol-structure peut être reproduit approximativement en laboratoire par un essai de cisaillement direct à la boîte [Boulon et Foray (1986)].

Les expérimentations indiquent également que le frottement latéral augmente approximativement de façon linéaire avec la profondeur jusqu'à 10fois, voire 20 fois le diamètre du pieu. Au-delà, le frottement latéral est à peu près constant [Broms (1981), Fleming et al.(1992)].

Le frottement négatif se produit généralement dans des sols fins saturés qui se consolident avec le temps. Il augmente donc avec la consolidation du sol et devient maximal à long terme (généralement plusieurs années).

Le frottement négatif maximal dépend :

- l'effet d'un rabattement de la nappe
- de la compressibilité du sol
- des surcharges de longue durée appliquées sur le terre-plein
- de l'interface entre le sol et le pieu
- le tassement du sol sous son poids propre.

Le principal effet du frottement négatif est donc d'augmenter la charge axiale dans le pieu et d'accroître le tassement du pieu.

Ce phénomène peut causer de graves désordres dans les structures supportées par les pieux, entrainer la rupture du sol sous la pointe, la rupture du sol par écrasement. Ces effets sont plus importants pour les pieux chargés en pointe que pour les pieux flottants.

Il pourra être évalué conformément à la méthode de COMBARIÉU préconisée par le fasc.62– titre V.

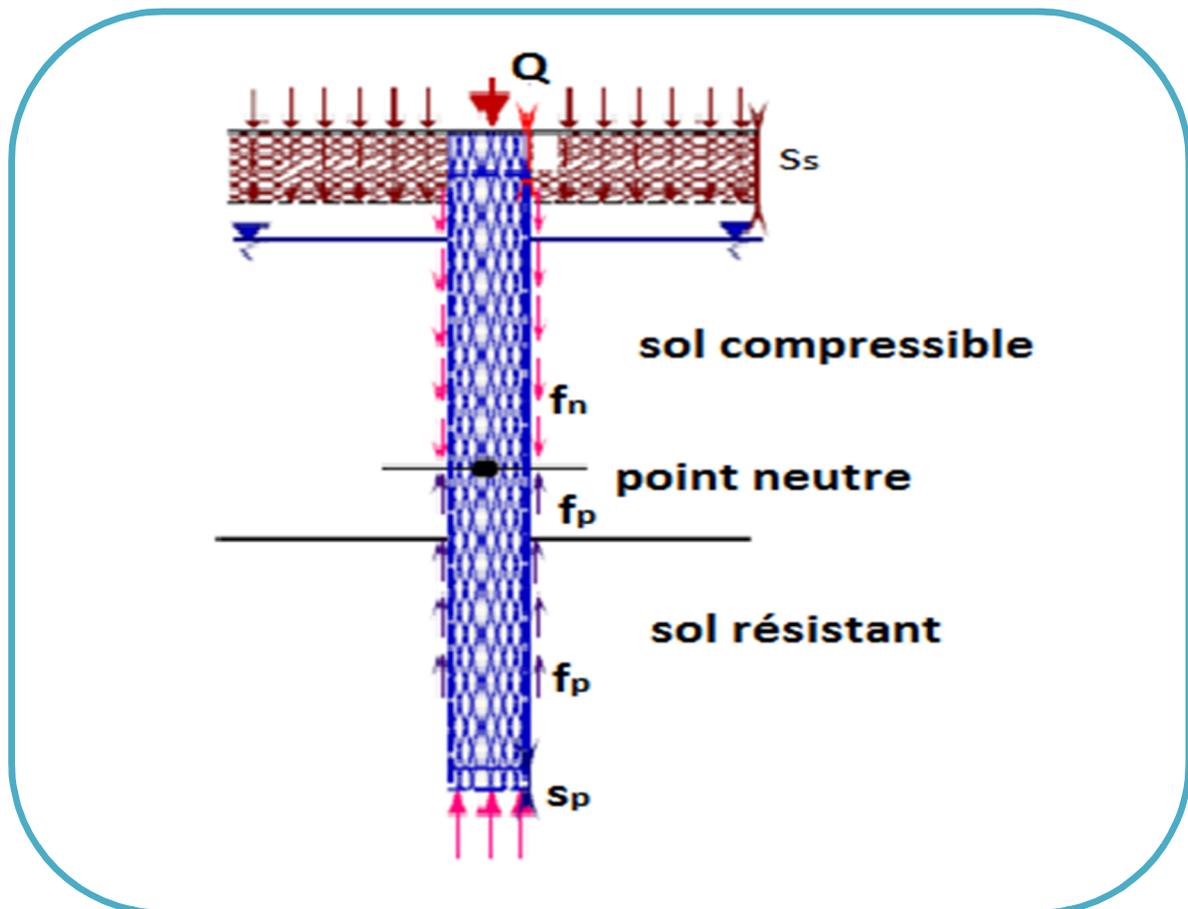


Figure 3.6 Mécanismes du frottement latéral positif et négatif [Plumelle.2005]

3.6. Dimensionnement des fondations profondes sous charge axiale

Les méthodes de calcul des fondations profondes consistent à vérifier la stabilité et s'assurer que les tassements sont admissibles pour la structure supportée.

Ces méthodes s'appuient principalement sur l'interprétation des résultats d'essais en place (pressiomètre, pénétromètre statique et dynamique), les méthodes théoriques basées sur les résultats d'essai de laboratoire et les méthodes numériques.

Il existe quatre moyens d'évaluer la capacité portante d'une fondation profonde :

- Formules dites statiques
- Essais in-situ et essais géotechniques
- Essais de chargement
- Formules dites dynamiques

Dans ce chapitre nous exposons quelques méthodes.

3.6.1 Quelques méthodes de calcul pour la résistance en pointe

3.6.1.1 Méthode théorique classique (Formule dite statique)

Cette méthode s'appuie sur des schémas d'analyse rigide-plastique inspirés de ceux des fondations superficielles, parfois très simplifiés, mais qui peuvent être directement comparés aux calculs par éléments finis et les méthodes numériques. Le schéma de rupture du sol sous la pointe du pieu est supposé le même que celui d'une fondation (figure 3.7).

Cette méthode de calcul implique la connaissance des caractéristiques mécaniques du sol qui devront être déterminées soit en laboratoire soit in-situ.

Pour chaque couche il faut connaître les densités γ et γ' , la cohésion c et l'angle de frottement interne φ .

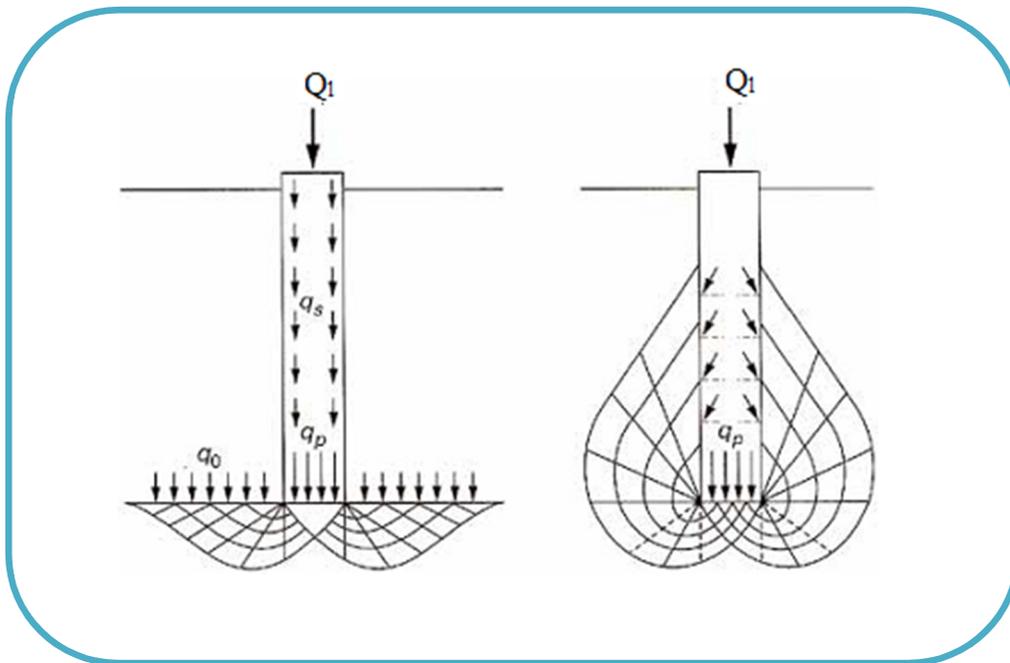


Figure 3.7 Exemple de schéma de rupture pour une fondation profonde [R.Frank.]

➤ Cas des sols pulvérulents

Dans le cas d'un sol pulvérulent homogène et pour une compression, la pression limite en pointe vaut :

$$q_p = 1,2c' N_c + q_0' N_q \quad (3.20)$$

Où q_0' : est la pression verticale effective au niveau de la pointe.

c' : la cohésion du sol.

Les grandeurs N_c et N_q sont des facteurs dépendent de l'angle de frottement interne φ' du sol et des changements de densité provoqués par la mise en place de pieu.

La contribution du terme N_γ , qui apparait dans la formule des fondations superficielles, est en général négligée, sauf lorsque la pointe est élargie par rapport au reste du pieu. Les valeurs de N_c sont comprises entre 3 et 10, avec des valeurs maximales entre 7,5 et 8,3 pour une fondation filante relativement profonde [Skempton(1951) ; Meyerhof(1951)], et proche de 9 pour une fondation circulaire. En pratique, N_c est souvent pris égal à 9. L'utilisation du facteur N_q obtenu dans le cas des fondations superficielles conduit à des valeurs de charge limite inférieures aux charges mesurées. Pour cette raison, Caquot et Kérisel ont proposé de majorer ce facteur et d'adopter l'expression empirique suivante :

$$N_q = 10^{N \tan \varphi} \quad (3.21)$$

Où $N=3,7$ pour les très petits diamètres de 20cm ;

$N=2,7$ pour les diamètres voisins de 32 cm ;

Cette formule n'est valable que si la longueur de fiche D_c est égale ou supérieure à la profondeur D

$$D_c = \frac{B}{4} N_q^{2/3} \quad (3.22)$$

D_c : fiche critique (profondeur critique).

Lorsque le diamètre du pieu est suffisamment grand, la valeur de N_q a tendance à se rapprocher du facteur utilisé pour la stabilité des fondations superficielles.

$$N_q = \text{tg}^2 \left[\frac{\pi}{4} + \varphi/2 \right] \bar{\sigma}^t \quad (3.23)$$

$$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan \varphi} \quad (3.24)$$

➤ **Cas des sols cohérents (sols purement cohérents $\varphi=0$, $c=c_u$)**

Dans le cas d'un sol cohérent homogène, la pression limite en pointe à court terme (en condition non drainée) vaut :

$$q_p = c_u N_c + q_0 \quad (3.25)$$

Où c_u : est la cohésion non drainée du sol

q_0 : la pression verticale totale au niveau de la pointe

La capacité portante à long terme (en condition drainée) peut être considérablement plus grande que la capacité à court terme, mais les déplacements nécessaires pour mobiliser la capacité à long terme sont en général beaucoup plus importants que les déplacements tolérables par la plupart des structures fondées sur les pieux. Pour cette raison et parce qu'un pieu doit avoir une capacité immédiate pour prévenir les ruptures à court terme, il est d'usage de calculer la capacité portante des pieux dans les argiles en fonction de la résistance non drainée de l'argile c_u et du facteur d'intensité N_c .

➤ Cas des terrains multicouches (stratifiés)

La résistance unitaire de pointe est donnée par l'équation suivante :

$$q_p = \left[\sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot D_i \right] \cdot N_q + 1,2c' N_c \quad (3.26)$$

$\phi = \phi_n$ pour le calcul de N_q

3.6.1.2 Etude à partir d'essais en place

Le Fascicule 62-V (Règles Techniques de Conception et de Calcul des Fondations des Ouvrages de Génie Civil), donne des règles pour la détermination de la capacité portante des pieux à partir des résultats des essais pressiométriques (PMT) ou Pénétrométriques (CPT). Dans ce cadre, le Fascicule 62-V définit des catégories conventionnelles de sols, en fonction de la pression limite p_{le} mesurée par le pressiomètre Ménard ou de la résistance en pointe q_c mesurée par le pénétromètre statique.

La pression limite en pointe est reliée directement au paramètre mesuré au cours de l'essai en place par les formules suivantes :

➤ Pour le pressiomètre :

$$q_{pl} = K_p \cdot p_{le}^* \quad (3.27)$$

p_{le}^* : pression limite nette équivalente.

K_p : un facteur de portance qui dépend de la nature du sol et de la mise en place du pieu.

Calcul de p_{le}^* : dans une formation porteuse homogène, elle est calculée par l'expression :

$$p_{le}^* = \frac{1}{3a + b} \int_{D-B}^{D+3a} P_1^*(z) dz \quad (3.28)$$

Avec :

$$b = \min(a, h)$$

a = la moitié de la largeur B de l'élément de fondation si celle-ci est supérieure à 1m
et à 0,50 m dans le cas contraire.

h = ancrage dans la couche porteuse

L'expression de pression nette P_1^*

$$P_1^* = P_1 - P_0 \quad (3.29)$$

P_1 : pression limite mesurée au pressiomètre.

P_0 : pression horizontale des terres au repos.

$$P_0 = K_0 [\gamma_d H_w + \gamma' (H - H_w)] + \gamma_w (H - H_w) \quad (3.30)$$

et $K_0 = 0,5$

$p_1^*(z)$ est obtenu par interpolation en joignant par des segments de droite sur une échelle linéaire les différents p_1^* .

➤ Pour le pénétromètre

$$q_p = k q_{ce} \quad (3.31)$$

q_{ce} : est la résistance unitaire de pointe moyenne autour de la base du pieu mesurée au pénétromètre ;

k : un facteur de portance qui dépend de la nature du sol et de la mise en place du pieu inférieur à 0,5.

Détermination de q_{ce}

C'est une résistance de pointe moyenne autour de la base du pieu définie, à partir d'une courbe $q_c(z)$ lissée, elle est donnée par :

$$q_{ce} = \frac{1}{3a + b} \int_{D-B}^{D+3a} q_c(z) dz \quad (3.32)$$

Avec q_c résistance de pointe q_c écrêtée à $1,3q_{cm}$

$$q_{cm} = \frac{1}{3} \int_a^D \frac{a}{b} q_c(z) dz \quad (3.33)$$

a et b ayant même définition que dans le cas du pressiomètre.

3.6.2 Quelques méthodes de calcul pour le frottement latéral

3.6.2.1 Méthode théorique classique (Formule dite statique)

La charge limite de frottement latéral en compression est déterminée à partir du frottement latéral unitaire donné par le critère de Coulomb :

$$\tau(z) - \sigma(z) \tan \delta - c' = 0 \quad (3.34)$$

Où $\tau(z)$ et $\sigma(z)$ sont respectivement les contraintes tangentielle et normale à l'interface entre le sol et le pieu à la profondeur z ;

c' : est la cohésion (caractérisant l'adhérence du sol à la fondation profonde) ;

δ : l'angle de frottement de l'interface.

➤ Cas des sols pulvérulents

Pour un pieu circulaire situé dans un sol pulvérulent, le frottement latéral unitaire

$$q_s(z) = \sigma'_r(z) \tan \delta + c' \quad (3.35)$$

Où $\sigma'_r(z)$ est la contrainte radiale effective. Cette contrainte est en général supposée égale à une certaine proportion K de la contrainte verticale effective. Le frottement unitaire s'écrit alors :

$$q_s(z) = K \sigma'_{zz}(z) \tan \delta + c' \quad (3.36)$$

Le coefficient K représente la poussée du sol (étrainte sur le pieu) qui dépend de l'état initial du sol (défini par le poids volumique et le coefficient de poussée des terres au repos K_0), de la compressibilité du sol, de la manière dont le pieu a été mis en place, des dimensions et de la forme du pieu. Les valeurs de K sont très imprécises car les contraintes normales sont rarement mesurées en place. Beaucoup d'auteurs pensent néanmoins que le coefficient K varie entre 0,5 (état au repos) et 2 pour la plupart des pieux, avec toutefois des valeurs voisines de 5 dans certains cas exceptionnels :

- Pour les sols normalement consolidés, le coefficient K est une constante qui varie entre 0,1 et 5. Le frottement q_s est linéaire avec la profondeur ;

- Pour les sols surconsolidés, le coefficient K dépend de la profondeur puisque le coefficient de poussée des terres au repos est lui-même fonction de la profondeur. Le frottement q_s est alors une fonction non linéaire avec la profondeur z ;

- Pour les sables denses, le coefficient K décroît avec la profondeur et augmente avec la densité initiale du sol, pouvant atteindre la valeur de 4 (d'après des essais réalisés en cuve par Boulon et Plytas (1986)).

D'une manière générale, l'angle de frottement de l'interface δ dépend de la rugosité du pieu et de la nature du sol (densité, déformabilité et résistance), il est inférieure ou égal à l'angle de frottement interne ϕ' du sol. Pour un sol purement frottant, la valeur de c' est nulle. Pour un sol pulvérulent présentant une certaine cohésion, la valeur de c' est inférieure à la cohésion non drainée. Les paramètres c' et δ peuvent être déterminés en laboratoire à partir d'un essai à la boîte de cisaillement direct, qui permet de simuler approximativement le comportement d'interface entre le pieu et le sol.

➤ cas des sols cohérents

Dans le cas d'un sol cohérent saturé, le frottement latéral unitaire est donné par la relation empirique :

$$q_s = \alpha c_u \quad (3.37)$$

Où c_u est la cohésion non drainée du sol.

α : un coefficient qui dépend de la nature du sol, de celle du pieu et de sa mise en œuvre.

La valeur de α est déduite d'essais en vraie grandeur est en général égale à l'unité pour les argiles molles, et inférieure à l'unité pour les argiles raides. Pour les pieux forés dans des argiles raides, une valeur proche de 0,45 est souvent utilisée.

Pour des pieux battus dans des argiles molles et lorsque c_u est inférieur à 50 KPa, Broms (1981) conseille d'utiliser un coefficient égal à 1 pour des pieux en bois, à 0,8 pour des pieux en béton et à 0,5 pour des pieux en acier.

➤ Cas des terrains stratifiés

La charge limite totale de frottement latéral est donnée par l'équation suivante :

$$Q_s = Q_s(D_1) + Q_s(D_2) + \dots + Q_s(D_n) \quad (3.38)$$

3.6.2.2 Etude à partir d'essais en place

Pour le pressiomètre

Avec des essais PMT, le frottement axial unitaire limite q_s est donné en fonction de la pression limite nette p_l^* sous forme d'abaque, la valeur q_s est fonction de la compacité du sol, de la nature du sol et du type de pieu.

➤ Pour le Pénétromètre

Le frottement latéral est donné comme une proportion de la résistance unitaire en pointe.

A partir des essais CPT, la valeur de q_s est déterminée par l'expression suivante :

$$q_s(z) = \min \left\{ \frac{q_c(z)}{\beta}; q_{s \max} \right\} \quad (3.39)$$

Où $q_c(z)$ est la résistance en pointe à la profondeur z ;

$q_{s \max}$ et β deux paramètres donnés en fonction de la nature du sol et du type de pieu.

4. Détermination du tassement d'un pieu isolé

4.1 Tassement admissible pour un pieu isolé

Le tassement des pieux sous charge axiale est dû :

- à la déformation du pieu sous charge qu'il supporte. Ce tassement dépend des caractéristiques du pieu (géométrie, rhéologie du matériau et technique de construction) et de la distribution du frottement latéral le long du pieu

- aux tassements des couches de sol au voisinage et sous la pointe du pieu. Ce tassement est plus important pour les pieux flottants.

Une évaluation réaliste du tassement nécessite donc de prendre en compte ces deux composantes. Mais comme il n'existe pas de solution analytique à ce problème, il faut avoir recours à des approximations théoriques (utilisation de solutions élastiques), à des logiciels spécialisés (éléments finis), ou à des règles empiriques issues de l'analyse d'essai in situ.

Parmi ses méthodes on distingue.

- ✓ Méthodes semi-empiriques : fondées sur l'observation de pieux au cours d'essais de charge

- Méthode de Cambefort-Cassan
- Méthode de Rollberg
- ✓ Méthode analytiques : basées sur la théorie de l'élasticité et les formules de Mindlin
- Méthode de Poulos

Le tassement d'un pieu isolé est souvent faible et n'excède que très rarement le centimètre sous une charge de référence égale à 40% de la charge limite.

4.2 Détermination empirique du tassement

Des formules empiriques simples ont été proposées pour estimer le tassement S sous cette charge de référence :

Pour les pieux forés :

$$S = 0,006B \text{ (avec des valeurs extrêmes de } 0,003 \text{ et } 0,010B)$$

Pour les pieux battus :

$$S = 0,009B \text{ (avec des valeurs extrêmes de } 0,008 \text{ et } 0,012B).$$

B : diamètre du pieu en(m).

Ces résultats sont valables pour une très large gamme de pieux (de longueur comprise entre 6 et 45m, de diamètre comprise entre 0,3 et 1,5m).

Pour des chargements d'intensité pas trop proche de la charge de rupture, le tassement d'un pieu S peut être estimé par la formule empirique suivante (d'après Vesic (1977), cité par le manuel canadien des fondations (1994)) :

$$S = \frac{B}{100} + \frac{Q_t D}{A E_{\text{pieu}}} \quad (3.40)$$

Où B est le diamètre du pieu ; Q_t : la charge appliquée en tête ; A : la section moyenne du pieu ; D : la longueur du pieu et E_{pieu} : le module d'élasticité du matériau qui le constitue.

➤ Relation de Cassan

C'est une déduite de la théorie pressiométrique. Elle permet de calculer une déformation globale de l'ensemble (sol-pieu). Cette relation s'écrit :

- Pour un pieu circulaire de diamètre B

$$S = \frac{4 \cdot Q_*}{\pi \cdot B} \frac{1 + \frac{R \cdot D}{E_b \cdot B}}{R + 4 \cdot b \cdot D} \quad (3.41)$$

Q : La charge totale

D : La longueur du pieu

E_b : Le module de déformation du béton

R et b : Les coefficients de déformabilité du sol définis comme suit :

* $R = 4,5E$ pour des pieux forés

* $R = 13,5E$ pour des pieux battus

$$b = \frac{E}{2(1 + \nu)_0} \quad (3.42)$$

* $l_0 = 0,9m$ pour les pieux forés

* $l_0 = 0,3m$ pour les pieux battus

La relation de Cassan n'est valable que si :

$$a = 2 \sqrt{\frac{b}{B \cdot E_b}} < \frac{0,8}{D} \quad (3.43)$$

De plus les formules données sont approchées mais sont cependant commodes d'emploi.

4.3 Méthodes de la théorie d'élasticité

Le système pieu/ sol, est supposé ayant un comportement élastique isotrope. Parmi les approches les plus utilisées, notons celles de Poulos (1968). Ces méthodes sont basées sur la solution fondamentale de Mindlin(1936) du problème d'une force verticale enterrée dans un massif élastique semi-infini. Le tassement en tête du pieu est donné en général par :

$$S_t = \frac{Q \cdot b}{E(D) \cdot B} \quad (3.44)$$

I_v appelé facteur de tassement, dépend de la compressibilité relative pieu/sol, soit $K=E_p/E$, de l'élanement D/B et du coefficient de poisson ν

Randolph et Wroth (1978) ont présenté une formulation analytique du facteur de tassement, valable aussi bien pour un sol homogène (E constant avec la profondeur), que pour un sol de Gibson (variation linéaire du module E en fonction de la profondeur)

$$I_v = 4(1 + \nu) \frac{1 + \frac{8}{\pi} \frac{D}{B} \frac{\lambda(\tan(\mu D))}{\xi(1-\nu)} + \frac{4\pi \beta D(\tanh(\mu D))}{\alpha B \mu D}}{(1-\nu)\xi + \frac{4\pi \beta D(\tanh(\mu D))}{\alpha B \mu D}} \quad (3.45)$$

$$\beta = \frac{E \left(\frac{p}{z} \right)}{E(D)} \quad (3.46)$$

$$\lambda = 2 \cdot (1 + \nu) \frac{E p}{E(D)} \quad (3.47)$$

$$\alpha = \text{Ln} \left[2 \frac{D}{B} (0,25 + (2,5\beta (1 - \nu) - 0,25) \xi) \right] \quad (3.48)$$

$$\mu \cdot D = \frac{\frac{D}{B} 2\sqrt{z}}{\sqrt{\alpha \cdot \lambda}} \quad (3.49)$$

En cas d'un sol semi-infini (h infini), on prend $\xi=1$, et en présence d'un substratum élastique, caractérisé par un module E_b , le facteur ξ est calculé comme suit :

$$\xi = \frac{E(D)}{E_b} \quad (3.50)$$

5. Application

5.1 Cas d'un massif du sol à une seule couche : Argile limoneuse plastique

Le problème consiste à déterminer analytiquement l'effort limite de pointe, l'effort limite de frottement latéral, l'effort limite total, et le tassement d'un pieu isolé cylindrique plein de diamètre $B = 0.7 \text{ m}$; et de longueur $D = 20 \text{ m}$. Les paramètres du pieu sont le coefficient de poisson $\nu = 0,2$; le module élastique $E = 3,21642 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$; de poids volumique $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$. Le pieu est placé dans un massif composé d'une couche.

- Argile limoneuse plastique, de module d'élasticité $E = 1,95 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$; le poids volumique $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$ et de coefficient de poisson $\nu = 0,3$; angle de frottement $\varphi = 13^\circ$; cohésion $c = 20 \text{ kPa}$

❖ Calcul de la charge totale appliquée en tête du pieu

1. Résistance unitaire de pointe

En utilisant la méthode classique (rigide-plastique) on obtient la résistance unitaire de pointe à partir de l'équation (3.20)

$$q_p = 1,2c' N_c + q'_0 N_q$$

D'après l'équation (3.23) et (3.24)

$$N_q = 3,263$$

$$N_c = 9,802$$

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w$$

$$\gamma' = 18,5 - 10 = 8,5 \text{ kN/m}^3$$

$$q'_0 = \gamma' \cdot D$$

$$q'_0 = 8,5 \cdot 20 = 170 \text{ kN/m}^2$$

$$D' \text{ où : } q_p = 1,2 \cdot 20 \cdot 9,802 + 170 \cdot 3,263 = 789,95 \text{ KN/m}^2$$

La charge limite de pointe vaut d'après (3.15)

$$Q_{pl} = A \cdot q_p = \frac{\pi B^2}{4} \cdot 789,95 = 303,85 \text{ kN}$$

2. Frottement latéral unitaire

À partir de l'équation (3.26)

$$q_s(z) = K \sigma'_{zz}(z) \tan \delta + c'$$

La charge limite de frottement latéral vaut d'après (3.16)

$$Q_{sl} = P \cdot \int_0^D q_s(z) \cdot dz$$

$$Q_{sl} = \pi B \left(K \cdot \gamma' \cdot D/2 \cdot \tan \delta + c' \right)$$

$$\delta = (2/3) \cdot \varphi$$

$$Q_{sl} = 3,14 \cdot 0,7 \cdot 20 (0,5 \cdot 8,5 \cdot 10 \cdot \tan 8,66 + 20)$$

$$Q_{sl} = 1163,75 \text{ kN}$$

La charge limite totale d'après (3.13)

$$Q_{cl} = Q_{pl}^c + Q_{sl} - W$$

$$Q_{cl} = 303,85 + 1163,75 - 192,5 = 1275,10 \text{ kN}$$

La charge admissible vaut d'après (3.19)

$$Q_a = 0,5 Q_{pl} + 0,75 Q_{sl} - W$$

$$Q_a = 832,23 \text{ kN}$$

3. Calcul du déplacement (tassement)

En utilisant la Relation de Cassan le tassement vaut à partir de l'équation (3.41)

$a = 0,038 < 0,04$ donc la relation est applicable

$$b = 8333,333 \text{ kN/m}^3$$

$$R = 87750 \text{ kN/m}^2$$

Donc $S = 0,26 \text{ cm}$, pour une charge de 1000 kN.

Où à partir de l'équation (3.40) $S = 0,86 \text{ cm}$, pour une charge de 1000 kN

5.2 Cas d'un massif du sol à deux couches : Argile plastique limoneuse et marne compacte grise

En ce qui concerne le pieu, les données du problème sont les mêmes que celles données dans le cas précédent. Le pieu est placé dans un massif composé de deux couches

- Argile limoneuse plastique, de module d'élasticité $E = 1,95 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$; le poids volumique $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$ et de coefficient de poisson $\nu = 0,3$; angle de frottement $\varphi = 13^\circ$; cohésion $c = 20 \text{ kPa}$
- Marne compacte, qu'on peut assimiler à un horizon porteur pour une fondation profonde (pieu foré en BA par exemple), de module d'élasticité $E = 3.8608 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$; le poids volumique $\gamma = 20,5 \text{ kN/m}^3$ et de coefficient de poisson $\nu = 0,27$; angle de frottement $\varphi = 25^\circ$; cohésion $c = 120 \text{ kPa}$

❖ Calcul de la charge totale appliquée en tête du pieu

❖ Résistance unitaire de pointe

À partir de l'équation (3.26)

$$q_p = 4906,8 \text{ kN/m}^2$$

La charge limite totale de pointe vaut d'après l'équation (3.15)

$$Q_{pl} = 1887,4 \text{ kN}$$

La charge limite totale de frottement latéral

$$Q_{sl}(D_1) = (0,5 \cdot 8,5 \cdot 7,5 \cdot \tan 8,66 + 20) \cdot 3,14 \cdot 0,7 \cdot 15$$

$$Q_{sl}(D_1) = 819,46 \text{ kN}$$

$$Q_{sl}(D_2) = (0,5 \cdot (8,5 \cdot 15 + 10,5 \cdot 2,5) \tan 16,66 + 120) \cdot 3,14 \cdot 0,7 \cdot 5$$

$$Q_{sl}(D_2) = 1571,62 \text{ kN}$$

D'après l'équation (3.38)

$$Q_{sl} = 819,46 + 1571,62 = 2391,08 \text{ kN}$$

La charge limite totale d'après (3.3)

$$Q_{cl} = Q_{pl} + Q_{sl} - W$$

$$Q_{cl} = 1887,4 + 2391,08 - 192,42 = 4086,06 \text{ kN}$$

La charge admissible vaut d'après (3.19)

$$Q_a = 0,5Q_{pl} + 0,75Q_{sl} - W$$

$$Q_a = 2545 \text{ kN}$$

❖ Calcul du tassement

Le tassement du pieu est $S = 0,7\text{cm}$, pour une charge de 1000 kN.

6. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté la formulation du problème du contact et les différentes méthodes d'analyse du comportement des pieux isolés sous charge axiale, par le calcul de capacité portante (méthodes analytiques). Nous avons exposé la théorie classique rigide – plastique et les méthodes d'essais in- situetc. Ces méthodes modélisent le système sol-pieu d'une manière simplifiée. On a présenté, Par la suit les différents méthodes de calcul du tassement, et une application numérique à été faite.

Cependant, ces méthodes ne permettent pas de prendre en considération la géométrie réelle du système pieu-sol, les conditions d'interface entre le sol et le pieu, des lois de comportement sophistiqué pour le sol.

Chapitre 04

MODELISATION NUMERIQUE RESULTATS ET DISCUSSIONS

1. Introduction

Les méthodes numériques, en particulier, la méthode des éléments finis, permettent de modéliser le système pieu sol aussi bien en 2D qu'en 3D, et de prendre en compte au niveau des interfaces ainsi que du sol et du béton, les différents non linéarités possibles. Ces non linéarités peuvent être dues soit aux lois de comportement, soit aux variations des conditions aux limites lors du chargement (i.e. non linéarité de contact), soit aux lois non linéaires de frottements, ou bien aux changements de géométrie de la structure (cas des grandes déformations ou déplacements), etc.

Dans ce chapitre, nous commencerons d'abord par une brève présentation de la méthode des éléments finis. Par la suite, des méthodes de discrétisation du problème de contact sol pieu seront abordées. Cette étape sera suivie par de brèves présentations des codes de calculs CAST3M et Plaxis2D qui possèdent deux approches différentes de calcul au niveau des interfaces. La dernière étape sera consacrée à l'étude et à l'analyse des résultats de calculs numériques effectués sur de nombreuses applications. Les discussions de ces résultats consisteront en une analyse et des comparaisons avec les autres résultats disponibles au niveau de la littérature. Une comparaison des résultats sera également effectuée entre ceux obtenus par le logiciel CAST3M et Plaxis2D.

2. Principe de la méthode des éléments finis

Pour illustrer la méthode, on considère le problème d'élasticité suivant. Soit un solide occupant un domaine (Figure 4.1). Sur une partie $\partial_1\Omega$ du bord $\partial\Omega$, le champ de déplacement est imposé :

$$U = U_d \quad (4.1)$$

Sur la partie complémentaire $\partial_2\Omega = \partial\Omega - \partial_1\Omega$, on impose une densité surfacique d'efforts F_d .

D'autre part, Ω est soumis à une densité de forces volumiques f_d .

On fait l'hypothèse que le solide Ω subit uniquement de petites déformations.

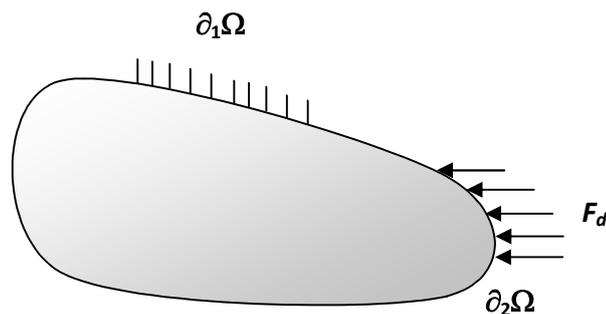


Figure 4.1 Schéma de la structure à modéliser par éléments finis

Soit V l'ensemble des champs de déplacements V cinématiquement admissibles dans Ω , tels que :

$$V = \{ V \text{ définis et suffisamment réguliers sur } \Omega \text{ tels que } V = 0 \text{ sur } \partial_1\Omega \}$$

Soit un point M quelconque appartenant au domaine Ω . Le problème consiste à trouver le champ de déplacement $U(M)$ solution de :

$$\blacksquare U(M) \in V, \quad (4.2a)$$

$$\blacksquare \operatorname{div}\sigma(U) + f_d = 0 \text{ dans } \Omega \quad (4.2b)$$

$$\bullet \quad \boldsymbol{\sigma}(\mathbf{U}) = \mathbf{H} \boldsymbol{\varepsilon}(\mathbf{U}). \quad (4.2c)$$

On pose ce problème sous forme globale à l'aide d'une approche énergétique, le théorème de l'énergie potentielle.

Trouver $\mathbf{U} \in \mathcal{V}$, tel que \mathbf{U} minimise l'énergie potentielle :

$$E_p(\mathbf{U}) = \frac{1}{2} \int_{\Omega} \mathbf{H} \boldsymbol{\varepsilon}(\mathbf{U}) : \boldsymbol{\varepsilon}(\mathbf{U}) \, d\Omega - \int_{\partial_2 \Omega} F_d U \, dS - \int_{\Omega} f_d U \, d\Omega \quad (4.3)$$

Pour illustrer la méthode, on approche $\mathbf{U}(\mathbf{M})$ par :

$$\mathbf{U}_h(\mathbf{M}) = q_i \omega_i(\mathbf{M}), \quad i = 1 \dots N, \quad (4.4)$$

Les q_i sont des paramètres scalaires et les $\omega_i(\mathbf{M})$ sont des fonctions définies sur Ω qui dépendent du type de problème traité ainsi que de la richesse de l'approximation. La recherche de la solution $\mathbf{U}(\mathbf{M})$ est remplacée par la recherche de N paramètres scalaires q_i .

Pour que le problème puisse être posé, les fonctions $\omega_i(\mathbf{M})$ doivent être suffisamment dérivables sur Ω . Si les $\omega_i(\mathbf{M})$ forment une base, $\mathbf{U}_h(\mathbf{M})$ est la projection de $\mathbf{U}(\mathbf{M})$ dans le sous espace vectoriel engendré par les $\omega_i(\mathbf{M})$. $\omega_i(\mathbf{M})$ deviennent alors des fonctions de base.

L'énergie potentielle s'écrira alors :

$$E_p(\mathbf{U}_h) = \frac{1}{2} \mathbf{q}_i \left(\int_{\Omega} \mathbf{H} \boldsymbol{\varepsilon}(\omega_i) : \boldsymbol{\varepsilon}(\omega_j) \, d\Omega \right) \mathbf{q}_j - \mathbf{q}_i \left(\int_{\partial_2 \Omega} F_d \omega_i \, dS + \int_{\Omega} f_d \omega_i \, d\Omega \right) \quad (4.5)$$

Ou bien sous la forme matricielle :

$$E_p(\mathbf{U}_h) = \frac{1}{2} [\mathbf{q}]^T [\mathbf{K}] [\mathbf{q}] - [\mathbf{q}]^T [\mathbf{F}] \quad (4.6)$$

$[\mathbf{K}]$ et $[\mathbf{F}]$ sont appelés respectivement, matrice de rigidité globale et vecteur forces généralisées

Le minimum de l'énergie potentielle est atteint pour :

$$\frac{\partial E_p(\mathbf{U}_h)}{\partial \mathbf{q}} = 0 \quad (4.7)$$

La solution du problème approché est obtenue par résolution du système linéaire de taille N :

$$[\mathbf{K}][\mathbf{q}] = [\mathbf{F}] \quad (4.8)$$

Ce sont les équations d'équilibre discrétisées. Ce système linéaire peut être résolu soit par des méthodes directes (Gauss, Cholesky, Crout...) soit par des méthodes itératives (Gauss-Seidel, gradient conjugué,...).

Concernant les conditions aux limites, on peut les écrire sous la forme générale suivante :

$$[\mathbf{C}][\mathbf{q}] = [\beta] \quad (4.9)$$

Où $[\mathbf{C}]$ contient la réduction au zones de liaison considérées et $[\beta]$ les valeurs à imposer.

Le problème à résoudre est donc de trouver le vecteur des inconnues $[\mathbf{q}]$ tel que :

$$[\mathbf{q}] \text{ minimise } E_p(\mathbf{U}_h) = \frac{1}{2} [\mathbf{q}]^T [\mathbf{K}][\mathbf{q}] - [\mathbf{q}]^T [\mathbf{F}] \quad \text{et} \quad \text{vérifie } [\mathbf{C}][\mathbf{q}] = [\beta] \quad (4.10)$$

Finalement, on a remplacé un problème continu d'équations aux dérivées partielles par un problème approché et discret d'équations algébriques linéaires. Une fois le système (4.10) résolu, on pourra remonter aux déplacements puis aux déformations et aux contraintes.

3. Modélisation numérique du problème de contact sol pieu par éléments finis

L'approche par la méthode des éléments finis permet de déterminer le comportement du pieu ainsi que du massif du sol l'entourant. La modélisation du comportement des pieux exige la connaissance des caractéristiques géométriques et mécaniques des pieux ainsi que le choix d'un bon modèle d'interface sol-pieu et d'une loi de comportement adéquate du sol. La modélisation du comportement des pieux par la méthode des éléments finis peut être réalisée par une schématisation en symétrie de révolution ou tridimensionnelle. La condition de symétrie de révolution (ou "axisymétrie") est généralement utilisée dans le cas d'un pieu

cylindrique isolé, l'axe de symétrie étant l'axe du pieu (objet de notre étude). La condition tridimensionnelle reste l'approche la plus réaliste ; en revanche, elle requiert des moyens importants pour la réalisation du maillage autour des pieux. Les approches par calculs EF de pieux sont ici brièvement analysées.

3.1 Le cas 2D axisymétrique

Lors d'une modélisation axisymétrique, le pieu est supposé cylindrique. Des caractéristiques équivalentes sont alors cherchées pour les surfaces, les modules et les densités pour les pieux à section non circulaire ou non pleine, en conservant généralement les rigidités axiales et les diamètres extérieurs ou les longueurs des pieux réels. En connaissant le rayon équivalent du pieu, il faut affecter au matériau constituant le pieu un module d'Young tel qu'il assure une rigidité équivalente à celle du pieu réel. Pour la modélisation d'un pieu isolé, il convient de fixer les limites verticales du maillage ($u = 0$) à au moins deux fois la longueur L du pieu et la limite horizontale inférieure à au moins 2,5 fois la longueur L en dessous de la pointe (condition $v = 0$ ou $u = v = 0$), soit 3,5 L depuis la surface (Mestat et Prat 1999).

Par ailleurs, le maillage d'un pieu isolé doit être relativement resserré au voisinage des interfaces, c'est-à-dire à la Pointe et le long du fût, où des forts gradients risquent d'apparaître. Plusieurs facteurs peuvent influencer les résultats de l'analyse numérique EF du comportement d'un pieu. Parmi ces facteurs, on pourra citer le maillage utilisé, la loi de comportement adoptée pour le sol adjacent et la loi de comportement de l'interface (De Gennaro 1999 ; Das Neves et al. 2001a et b ; Wehnert et Vermeer 2004).

3.2 Le cas tridimensionnel 3D

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

chargement en 3D de pieux isolés sous chargement axial ont été rarement modélisés par la méthode des éléments finis et l'interface a été rarement prise en compte.

3.3 Modélisation numérique des interfaces

Pour les ouvrages géotechniques, la modélisation numérique des contacts est une opération délicate, à cause des grandes dimensions que présentent les surfaces de contact et de la dilatance de l'interface au cours du cisaillement. Dans une interaction sol-structure, le mouvement relatif entre le sol et la structure peut se produire. L'utilisation d'éléments continus habituels, avec compatibilité des déplacements, empêche le mouvement relatif entre le sol et la structure (figure 4.2). La compatibilité nodale de la méthode des éléments finis oblige le sol et la structure à se déplacer ensemble. C'est pour cela que des éléments d'interface spéciaux sont utilisés. Les avantages principaux de l'utilisation des éléments d'interface consistent en la possibilité de faire varier le comportement constitutif de l'interface et de permettre le mouvement relatif entre le sol et la structure. La représentation numérique du comportement mécanique de l'ensemble de la structure nécessite donc la réalisation d'un modèle capable de traduire correctement le comportement de l'interface, le comportement des solides, ainsi que le couplage entre les différentes parties de la structure. Dans ce cadre, beaucoup de méthodes ont été utilisées pour modéliser le comportement discontinu de l'interface sol-structure. Citons l'utilisation d'éléments sans épaisseur et les éléments de type couche mince.

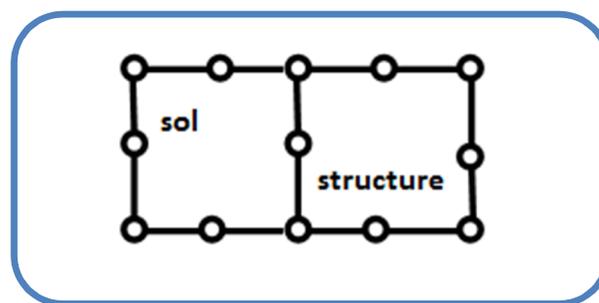


Figure 4.2 Continuité à l'interface sol-structure [SAID.2006]

3.3.1 Les éléments sans épaisseur

Les éléments sans épaisseur sont aussi appelés éléments joints ou « zero thickness elements ». Ils ont été initialement développés par Goodman et al (1968) . Dans ce cas, l'interface n'a pas d'épaisseur, elle est alors assimilée à un matériau fictif auquel on associe une loi de comportement reliant, en général, les contraintes et les déplacements relatifs à l'interface. Avec les éléments « sans épaisseurs », la continuité des déplacements à l'interface est assurée par l'application d'une méthode de pénalisation ou d'adaptation de rigidité [V.De Gennaro & R.FRANK.2005] et la condition de glissement relatif est contrôlée par le critère de Mohr-Coulomb.

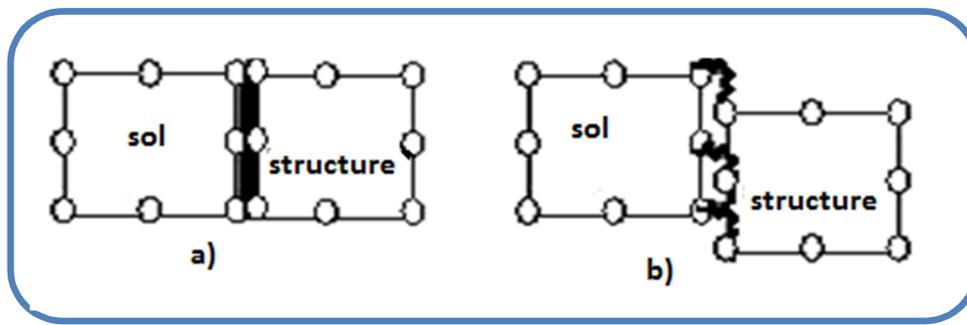


Figure 4.3 :(a) élément d'interface spécial (épaisseur nulle), (b) élément d'interface type ressort
[SAID.2006]

3.3.2 Eléments de type couche mince

Le recours à des éléments de type « couche mince » est justifié par la nécessité d'avoir une description du comportement de l'interface qui soit valable aussi bien dans la direction parallèle au cisaillement que dans la direction perpendiculaire, défaut souvent associé aux éléments « sans épaisseur ». Le concept de couche mince ou « thin layer element » a été abordé par [Desai et al. (1984)] [V.De Gennaro & R.FRANK], qui considèrent que la réponse de l'interface devrait être traitée par un modèle constitutif approprié. La formulation de l'élément type couche mince est basée sur l'hypothèse que l'interface peut être remplacée par un élément de massif équivalent avec une petite épaisseur et une loi constitutive spéciale. Le problème de contact est modélisé en utilisant des éléments finis de massif isoparamétriques [V.De Gennaro & R.FRANK] (figure 4.4). Pour le cas bidimensionnel, on pourra citer à titre

d'exemple, les éléments classiques à 8 nœuds de type couche mince isoparamétriques, et qui ont pour degrés de liberté les déplacements relatifs entre le sol et la structure (figure 4.5).

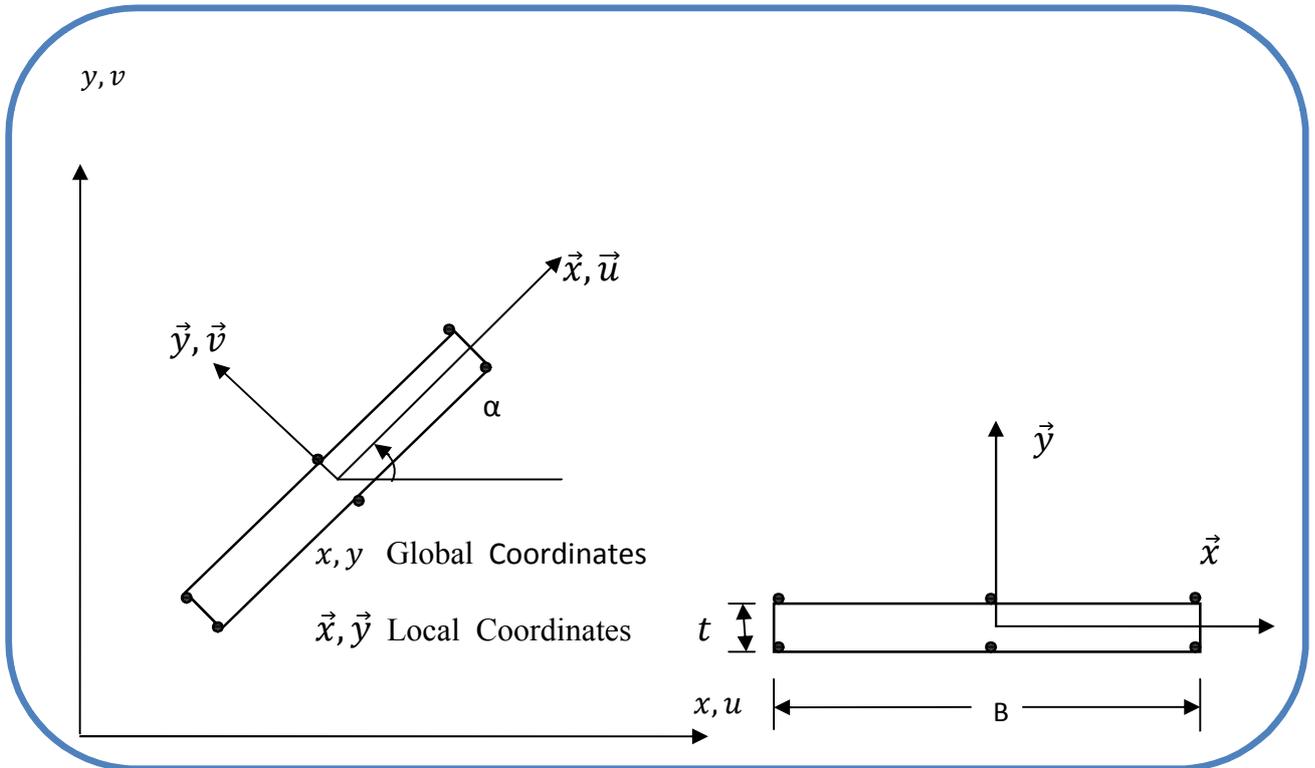


Figure 4.4 Elément couche mince à 6 nœuds [V.De Gennaro & R.FRANK.2005]

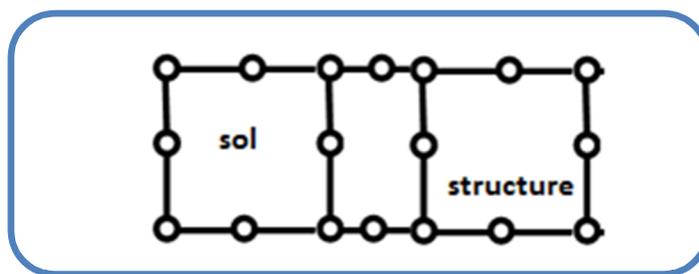


Figure 4.5 Elément d'interface type couche mince [SAID.2006]

4. Présentation du logiciel Cast3M

Cast3M est un code de calcul « ouvert », utilisant la méthode des éléments finis et qui a été développé par le commissariat à l'énergie atomique CEA de France, à des fins de développement et de recherche. Son domaine d'application est assez large et concerne les mécaniques des structures, des fluides, des sols ainsi que les calculs thermiques, etc...

Dans l'optique d'une performance de haut niveau, Cast3M contient (un préprocesseur, une bibliothèque d'éléments finis, un solveur linéaire et non linéaire, un post-processeur et un langage de programmation de type orienté objet : **Gibiane**). Pour cela, Cast3M est un logiciel qui permet à l'utilisateur de développer des fonctions répondant à ses propres besoins. Cast3M est notamment utilisé dans le secteur de l'énergie nucléaire, comme outil de simulation ou comme plateforme de développement d'applications spécialisées. En particulier, Cast3M est utilisé par l'Institut de Radioprotection et de Sûreté Nucléaire (IRSN) dans le cadre des analyses de sûreté des installations nucléaires françaises.

Trois programmes constituant le noyau du système Cast3M ont été développés au CEA/DMT il s'agissait :

- ✚ d'un programme de maillage ;
- ✚ d'un programme de calcul ;
- ✚ d'un programme de visualisation des résultats ;

Organisation d'un calcul

Une analyse générale effectuée à l'aide de la méthode des éléments finis peut se décomposer en quatre grandes étapes :

- ✚ le choix de la géométrie et du maillage,
- ✚ la définition du modèle mathématique,
- ✚ la résolution du problème discrétisé,
- ✚ l'analyse et le post-traitement des résultats.

Chacune des étapes peut également être décomposée en une série de processus élémentaires.

1. Choix de la géométrie et du maillage :

- Définition des points, lignes, surfaces et volumes.
- Discrétisation.

2. Définition du modèle mathématique :

- Définition des données caractérisant le modèle :

- Type d'analyse : déformations ou contraintes planes, axisymétrie, séries de Fourier, etc...
- Formulation : mécanique, thermique, fluide, etc...
- Comportement du matériau : élastique (isotrope, orthotrope, ..), plastique (isotrope,..), etc..
- Type d'éléments : poutres, barres, coques, etc...
- Définition des propriétés matérielles (constantes d'élasticité, masse volumique, etc...).
- Définition des propriétés géométriques (section des poutres, inerties, épaisseur des coques, etc...).
- Définition des conditions aux limites.
- Définition des sollicitations.
- Conditions initiales.

3. Résolution du problème discrétisé :

- Calcul des matrices de rigidité et de masse de chaque élément fini.
- Assemblage des matrices de rigidité et de masse de la structure complète.
- Application des conditions aux limites.
- Application des chargements.
- Résolution du système d'équations.

4. Analyse et post-traitement des résultats :

- Quantités locales : déplacements, contraintes, déformations, etc...
- Quantités globales : déformation maximale, énergie de déformation, etc...

Les programmes de calcul par éléments finis classiques sont structurés selon cette logique, chaque étape étant associée à un module du code :

- le pré-processeur pour la définition du maillage et du modèle mathématique,
- le programme de calcul qui envoie une série de processus selon la procédure de calcul choisi par l'utilisateur, celui-ci ne peut maîtriser l'enchaînement des processus. La procédure agit comme une boîte noire sur laquelle l'utilisateur n'a aucune possibilité d'intervention.
- le post-processeur qui procède aux traitements nécessaires après avoir reçu les résultats des modules précédents.

Il apparaît clairement qu'un code de calcul classique exclut toute intervention de la part de l'utilisateur qui désirerait apporter des modifications répondant à ses propres besoins. Or, il

peut s'avérer très utile de pouvoir définir pas-à-pas la séquence la mieux adaptée parmi les processus élémentaires disponibles pour chaque étape.

Ceci est d'autant plus valable lorsque l'utilisateur doit résoudre des problèmes variés et localisés en différents points du processus de résolution.

Faire un calcul revient donc à sélectionner les processus élémentaires adaptés au type du problème et à leur fournir les informations nécessaires existantes ou nouvelles.

C'est dans cette optique que Cast3M a été développé, afin de dépasser les limites d'adaptabilité offertes par les codes de calcul conventionnels.

5. Présentation du logiciel Plaxis 2D

Plaxis2D est un code de calcul éléments finis travaillant en deux dimensions. Il est spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique.

Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis en 2D. L'interface d'utilisation de PLAXIS 2D se compose de trois sous-programmes : Plaxis Input, Plaxis Calculations, et Output & Curves. On suit la liste des options spécifiques qui apparaissent dans les menus correspondants pour les trois sous-programmes :

Plaxis Input : Ce programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales. La génération des conditions initiales est faite dans un menu spécifique du programme Input (mode conditions initiales).

Plaxis Calculations : Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer.

Output & Curves: Le programme (Output) contient tous les éléments qui permettent de visualiser les résultats des calculs aux éléments finis. Au lancement du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul approprié ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés. Après cette sélection, une première fenêtre de résultats est ouverte ; celle-ci affiche

Le maillage déformé.

: Ce programme contient toutes les options nécessaires pour générer des courbes :

- ✚ Charge-déplacement,
- ✚ Des chemins de contrainte et
- ✚ Des courbes contraintes-déformations

5.1 Les étapes à suivre pour la modélisation par Plaxis2D :

5.1.1 Les Unités de calcul et le plan de travail

Dans tout projet l'utilisateur doit adapter un système d'unité cohérent qui est définie dans une fenêtre nommée (General Settings), où on va aussi nommer le projet et donner la gravité et les dimensions géométriques (figure 4.6).

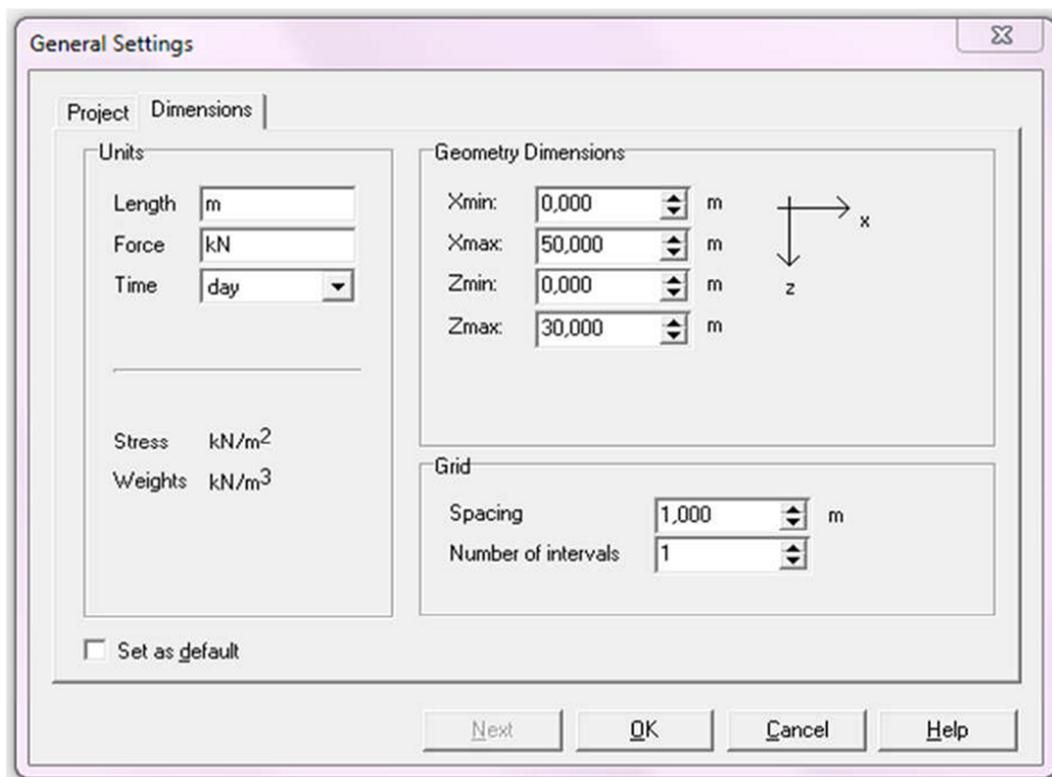


Figure 4.6 Fenêtre des données Générales (General settings).

5.1.2 Définition des couches du sol

Après la définition des plans de travail avec l'outil (Geometry line), on définit les couches du sol ainsi que leurs caractéristique en cliquant sur l'outil (Material Sets).

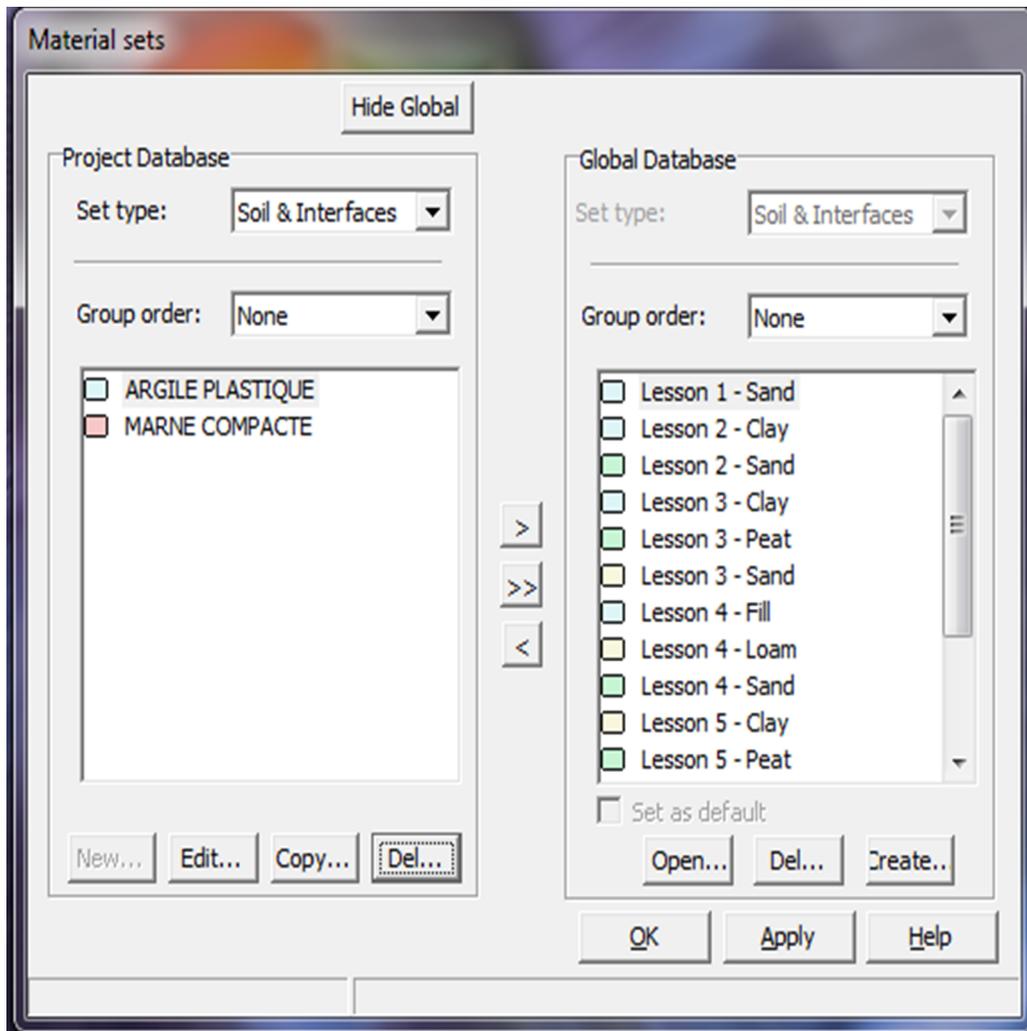


Figure 4.7 Définition des couches du sol.

5.1.3 Mise en place du pieu

La mise en place des pieux se fait en appuyant sur le bouton (Plate), en lui donnant ses caractéristiques géométriques, le matériau du pieu avec ses caractéristiques mécaniques (le module de Young, le coefficient de poisson, et le poids volumique...) (figure 4.8)

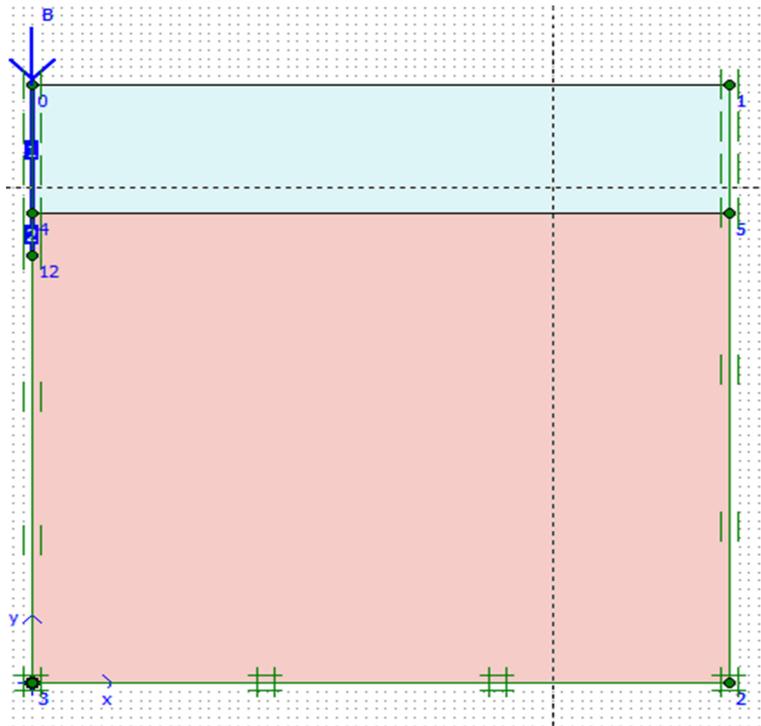


Figure 4.8 Modélisation du pieu et sol

5.1.4 Maillage en 2D

Après la mise en place des pieux sur la plateforme, on crée un maillage 2D avec l'outil (Generate mesh), (figure 4.9).

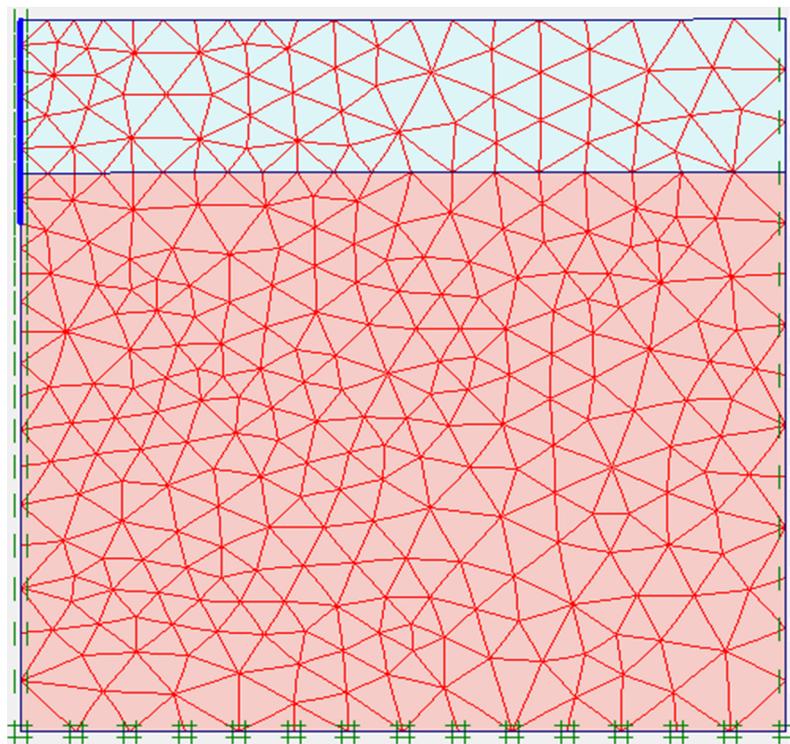


Figure 4.9 Maillage en 2D pour un système pieu-sol

5.1.5 Programme de calcul

On peut définir différentes phases de calcul et activer les différents paramètres intervenants dans chaque phase, puis on lance le calcul (figure 4.10).

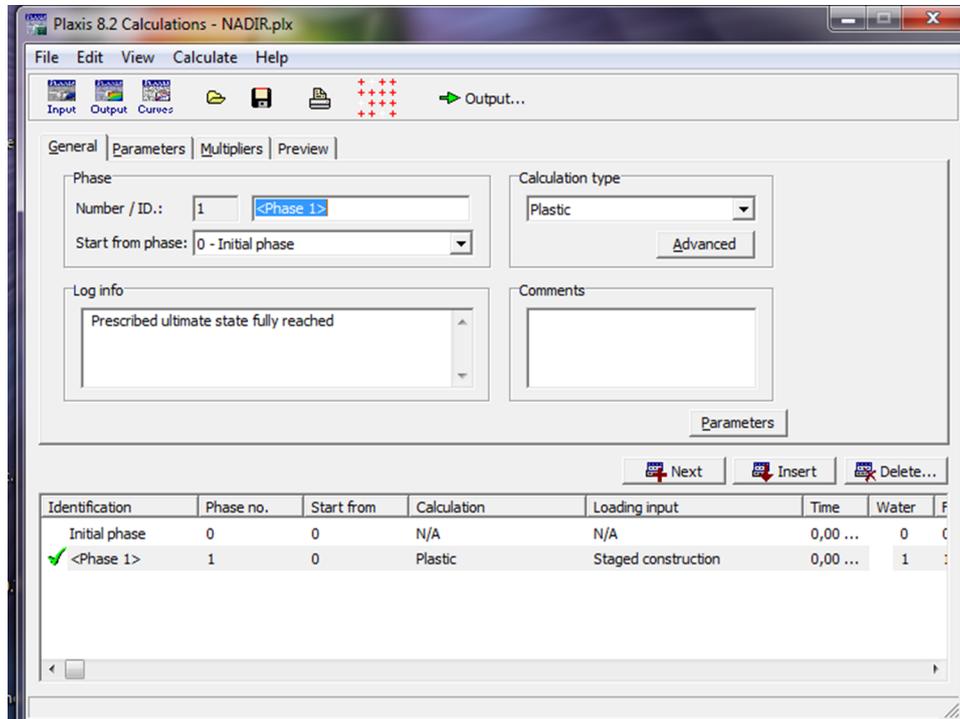


Figure 4.10 Définition des phases de calcul.

5.1.6 Analyse des résultats

A la fin des calculs, on peut analyser les résultats en déplacements (déformations), en forces (effort tranchant, moments...etc.) pour les pieux et en contraintes pour le sol (figure 4.11).

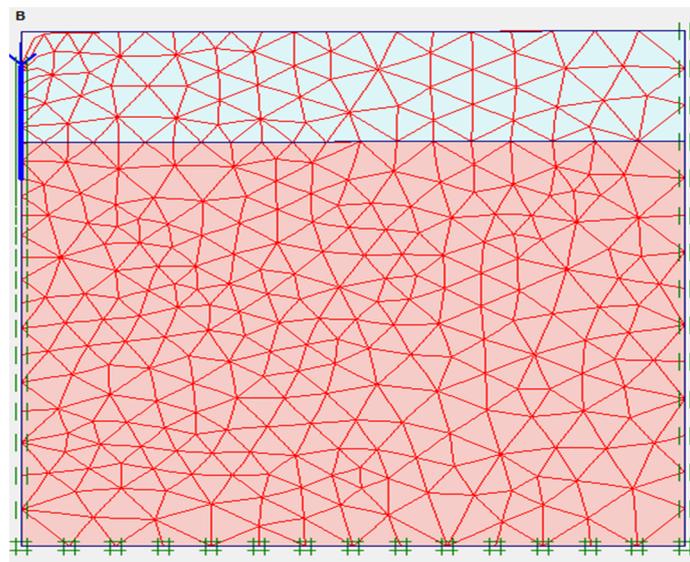


Figure 4.11 Aperçu de la déformation

6. Résultats et discussion

6.1 Massif du sol à une seule couche constituée d'argile limoneuse plastique

Le problème consiste à modéliser avec le logiciel Cast3M un pieu isolé cylindrique plein de diamètre $B = 0.7\text{m}$; et de longueur $D = 20\text{m}$. Les paramètres du pieu sont comme suit :

- le coefficient de poisson $\nu = 0,2$;
- le module élastique $E = 3,21642 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$;
- de poids volumique $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

Le pieu est ancré dans un massif de sol composé d'une couche d'argile limoneuse plastique, de module d'élasticité $E = 1,95 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$; le poids volumique $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$ et de coefficient de poisson $\nu = 0,3$.

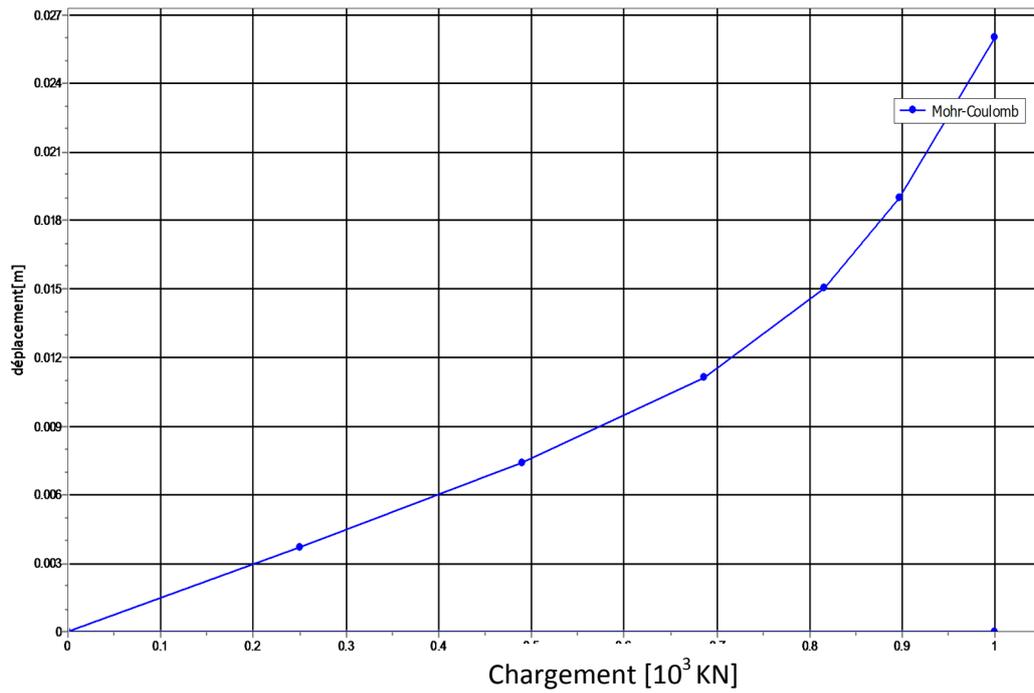
Le pieu est soumis en tête, à un chargement axial statique de progression incrémentale croissante de 0 kN à 1000 kN avec un pas de 200 kN.

6.1.1. Influence de la loi de comportement du sol avoisinant

- **Plaxis2D**

Afin de mieux cerner numériquement l'influence du comportement du sol avoisinant, nous avons simulé deux modèles de comportement différents du sol : le modèle élastoplastique de Mohr Coulomb et le modèle élastoplastique de Cam Clay modifié (figure 4.12a, b).

(a) Modèle Mohr Coulom



(b) modele Cam Clay modifié

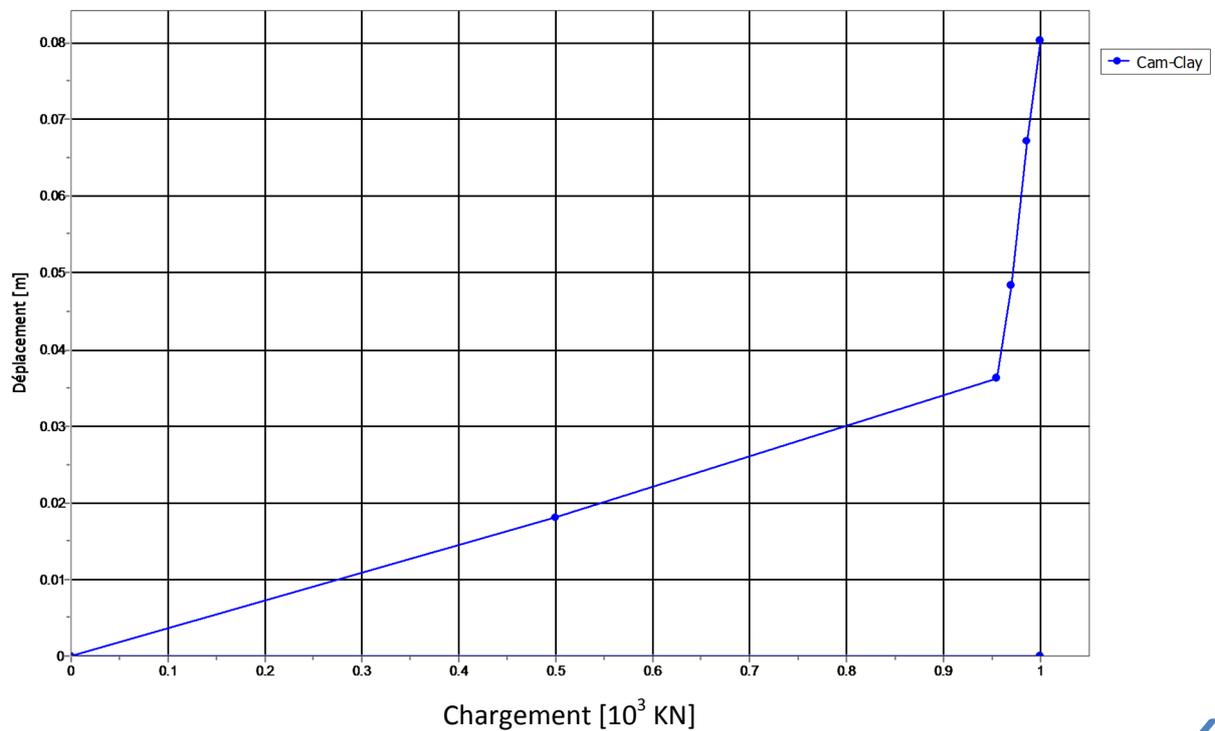


Figure 4.12 Tassement du pieu dans le cas d'un comportement de sol élastoplastique (a) Mohr-Coulomb et (b) Cam-Clay modifié (une couche)

On constate d'après la figure 4.12a, que la courbe de tassement augmente linéairement avec l'augmentation du chargement dans le modèle de Mohr-Coulomb. Pour ce modèle, l'allure linéaire de la courbe se termine à un seuil de chargement (proche de 700kN). On remarque qu'à partir de ce seuil, le domaine d'écoulement plastique commence à apparaître.

Par contre, la courbe de tassement obtenue pour le modèle de Cam-Clay modifié évolue linéairement jusqu'à un certain seuil de chargement (proche de 950kN). On remarque sur la figure 4.12b qu'à partir de ce seuil, le domaine d'écoulement plastique commence à apparaître.

Ainsi, on constate que la principale différence entre les deux modèles réside dans le fait que ces derniers ne présentent pas le même seuil de plasticité.

- **Cast3M**

Afin de mieux cerner numériquement l'influence du comportement du sol avoisinant, nous avons essayé de simuler deux modèles de comportement différents du sol : le modèle élastique linéaire et le modèle de Drucker Prager (figure 4.13).

Les résultats numériques sont obtenus en termes d'efforts de pointe, d'efforts de frottement latéraux, et de tassements, et ce, pour les deux modèles de comportement du sol.

■ Tassements

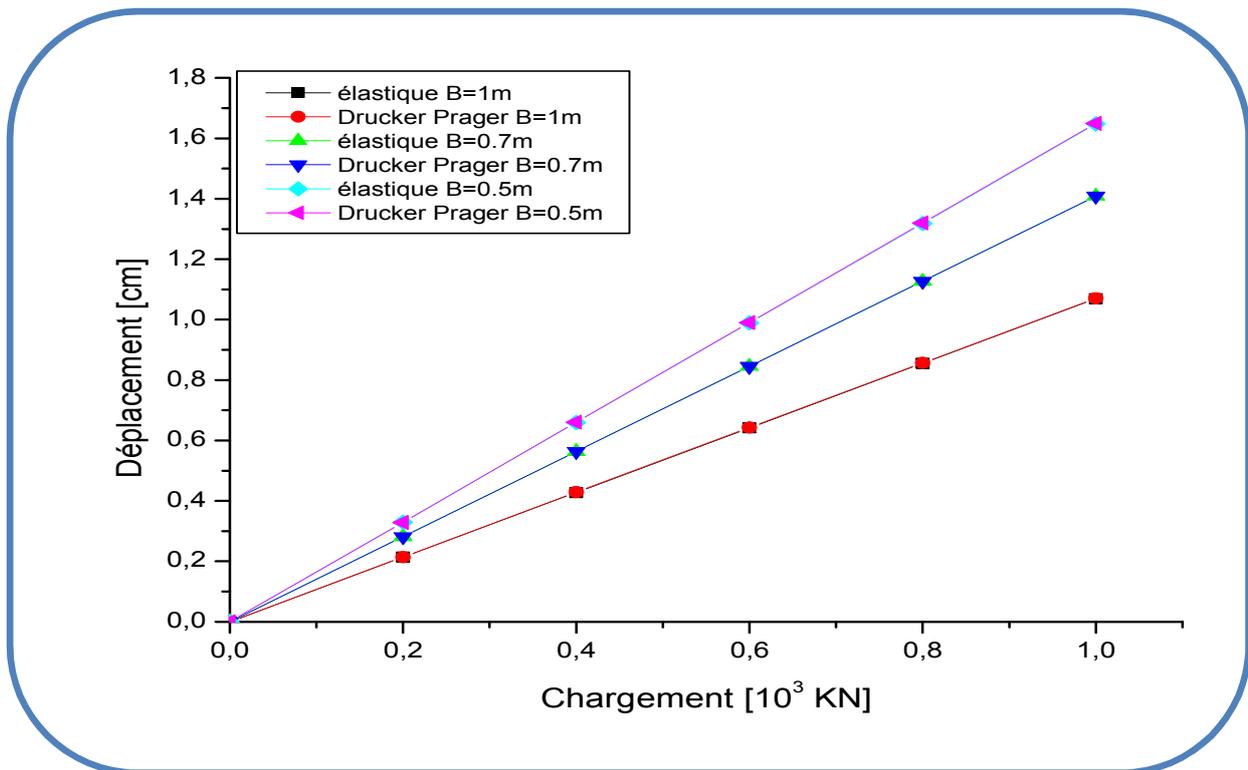


Figure 4.13 Déplacement vertical en fonction du chargement (variation du diamètre et lois du comportement)

On constate d'après la figure 4.13, que la courbe de tassement augmente linéairement avec l'augmentation du chargement dans les deux modèles élastique linéaire et Drucker Prager. Ces courbes montrent que le modèle de Drucker Prager possède le même comportement que celui de l'élastique linéaire.

Pour le modèle de Drucker Prager, l'allure linéaire de la courbe peut être interprétée par le fait que l'état des contraintes, induit par le chargement n'a pas encore atteint le domaine de plasticité. L'écart entre les déplacements des deux modèles est très faible. Il est de l'ordre de 0,11%.

■ Cast3M, Plaxis2D et analytique

Afin de mieux comprendre l'influence de la loi de comportement du sol avoisinant le pieu, la figure 4.14 rassemble les courbes mettant en relation le chargement appliqué avec le tassement en tête calculé, et ce, pour les différents modèles numériques de comportement

élastiques et élastoplastiques ainsi que la méthode analytique. Les modèles numériques simulés soit avec Cast3M, soit avec Plaxis2D, sont comme suit :

- le modèle élastique linéaire,
- le modèle de Drucker Prager,
- le modèle de Mohr Coulomb
- et le modèle de Cam Clay modifié.

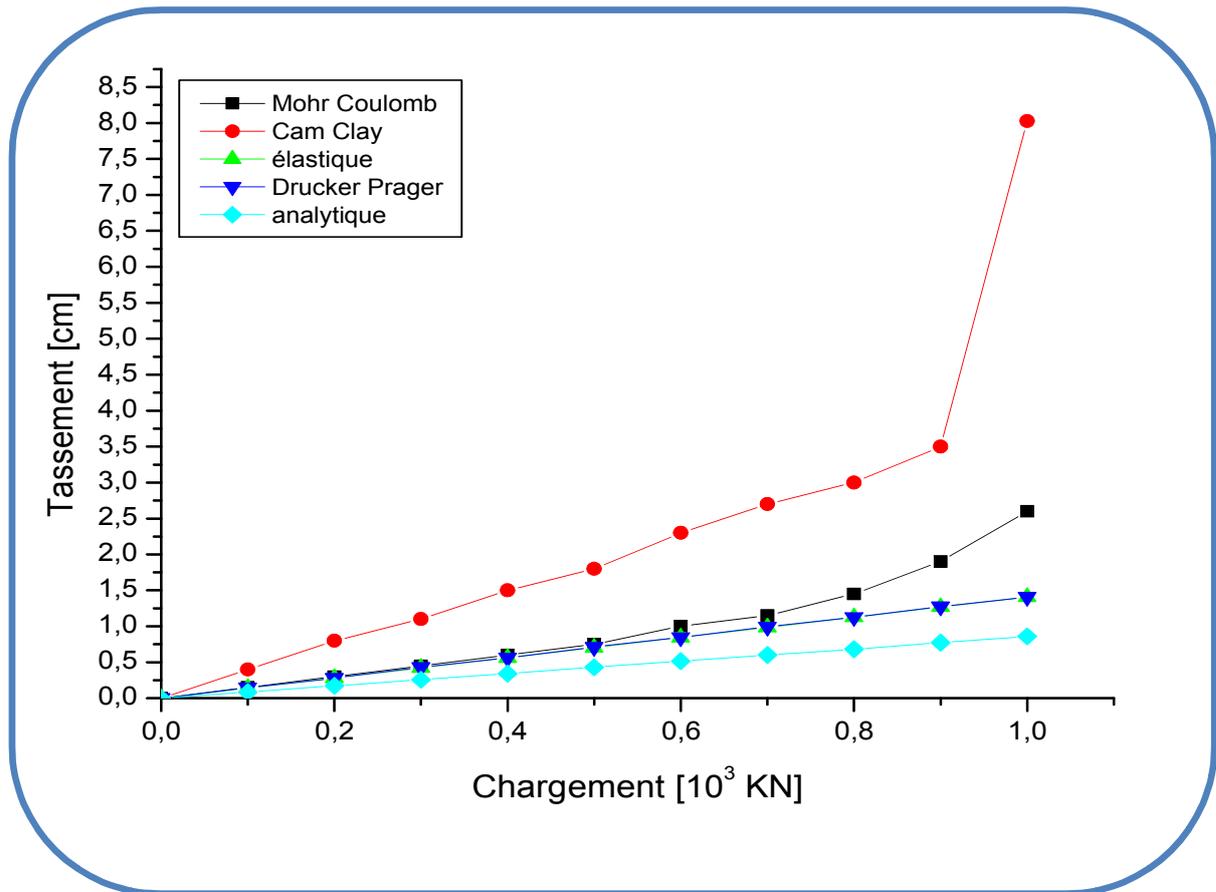


Figure 4.14 Déplacement du pieu : comparaison du modèle élastique, Drucker Prager, Mohr-Coulomb, Cam-Clay modifié et analytique (une couche)

On constate que les plus grandes déformées du pieu se produisent dans le modèle de comportement élastoplastique, par contre l'approche analytique donne des résultats approximatifs à ceux de l'élastique linéaire. Toutefois, les valeurs des tassements les plus élevées sont enregistrées pour le modèle de Cam Clay modifié.

■ Effort de pointe

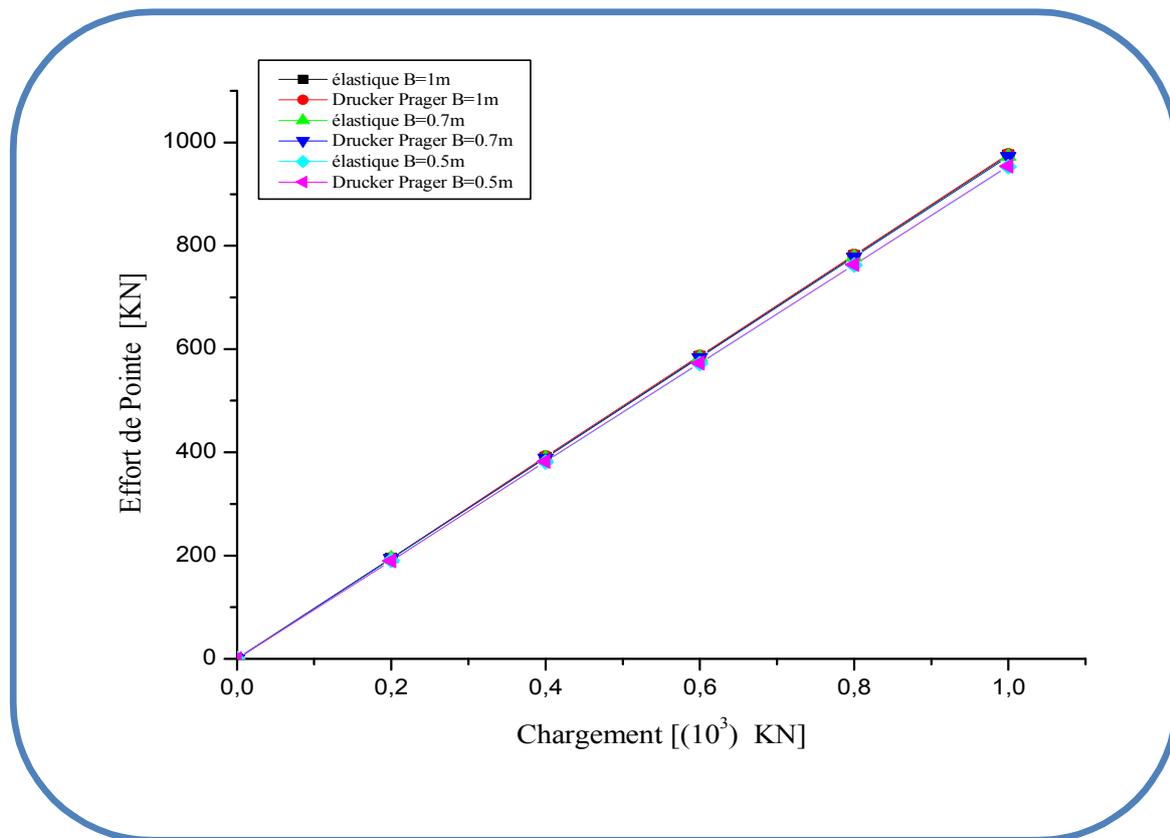


Figure 4.15 Effort de pointe Q_p en fonction du chargement (variation du diamètre et lois du comportement)

On constate sur les courbes de la Figure 4.15, que l'effort de pointe augmente linéairement en fonction de l'intensité du chargement. Ces courbes montrent que le modèle de Drucker Prager possède le même comportement que celui de l'élastique linéaire. Il semble que ces résultats aient été relevés pour de faibles chargements. Ce qui semble constituer la cause qui a empêché le sol de travailler dans le domaine plastique. Pour cette raison, l'écart entre les deux modèles est très faible. Il est de l'ordre de 0,22%. Cela étant dit, il y a lieu de signaler que de grandes difficultés (problème de convergence) ont été rencontrées dans le fonctionnement sous Cast3M du modèle de Drucker Prager, particulièrement dans le domaine plastique.

■ Effort de frottement latéral

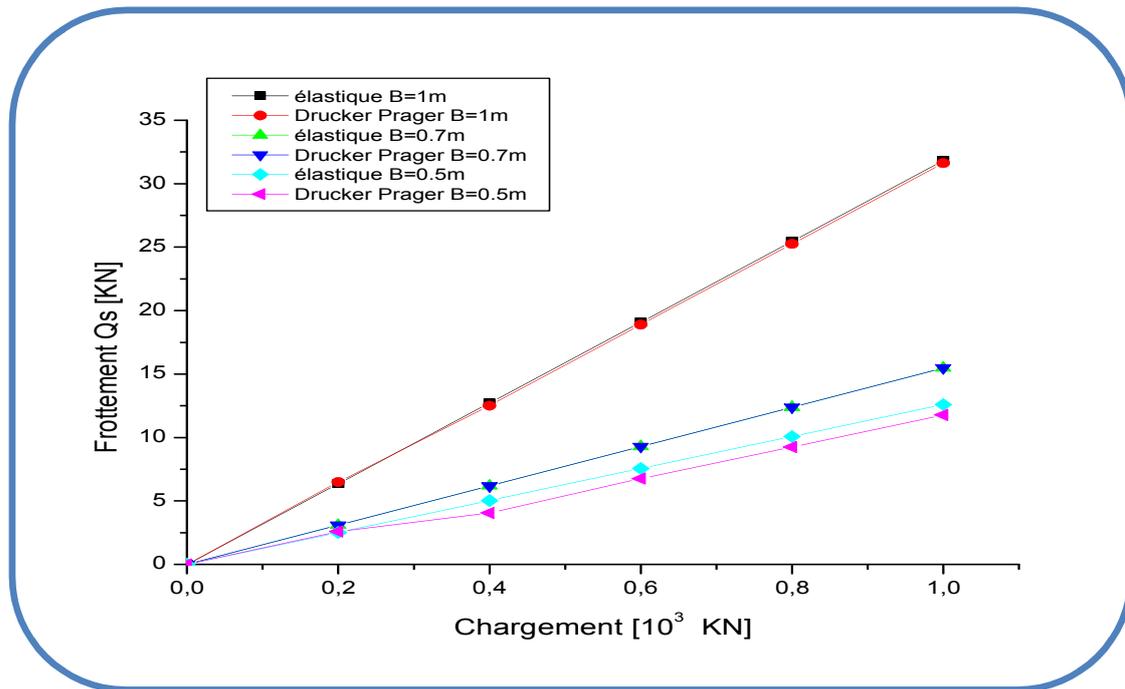


Figure 4.16 Effort de frottement latéral Q_s en fonction du chargement (variation du diamètre et lois du comportement)

On constate sur les courbes de la Figure 4.16, que l'effort de frottement latéral augmente linéairement en fonction de l'intensité du chargement. Ces courbes montrent que le modèle de Drucker Prager sont pratiquement très proches (parfois confondus) de celles l'élastique linéaire.

6.1.2 Influence des aires des surfaces de contact du pieu

Par ailleurs, pour une meilleure compréhension de l'influence des aires des surfaces de contact, l'idée consiste à augmenter simultanément les surfaces latérales de contact le long du fût ainsi que les aires des surfaces de contact en pointe. Pour cela, il s'agit de faire varier le diamètre du pieu selon la progression suivante : 0,5m, 0,7m et 1m.

Les résultats numériques sont obtenus en termes d'efforts de pointe, d'efforts de frottement latéraux, et de tassements, et ce, pour les deux modèles de comportement du sol cités plus haut.

▪ Effort de pointe

D'après la figure 4.15, il est clair que cet effort doit augmenter proportionnellement avec le diamètre du pieu. Toutefois, il a été constaté que ce taux de proportionnalité est faible. En effet, on remarque qu'en passant d'un diamètre de 0.5m à un diamètre de 01m, l'effort de pointe augmente de 0,5%. Par ailleurs, les calculs analytiques montrent un taux de proportionnalité plus élevé où pour une même augmentation de diamètre, l'effort de pointe augmente de 75%.

▪ Effort de frottement latéral

On constate sur les courbes de la Figure 4.16, que l'effort de frottement latéral augmente linéairement en fonction de l'intensité du chargement. Cet effort augmente également avec le diamètre du pieu. Ce qui est logique car l'effort de frottement latéral est directement proportionnel aux aires des surfaces de contact latérales au niveau du fût.

▪ Effort total

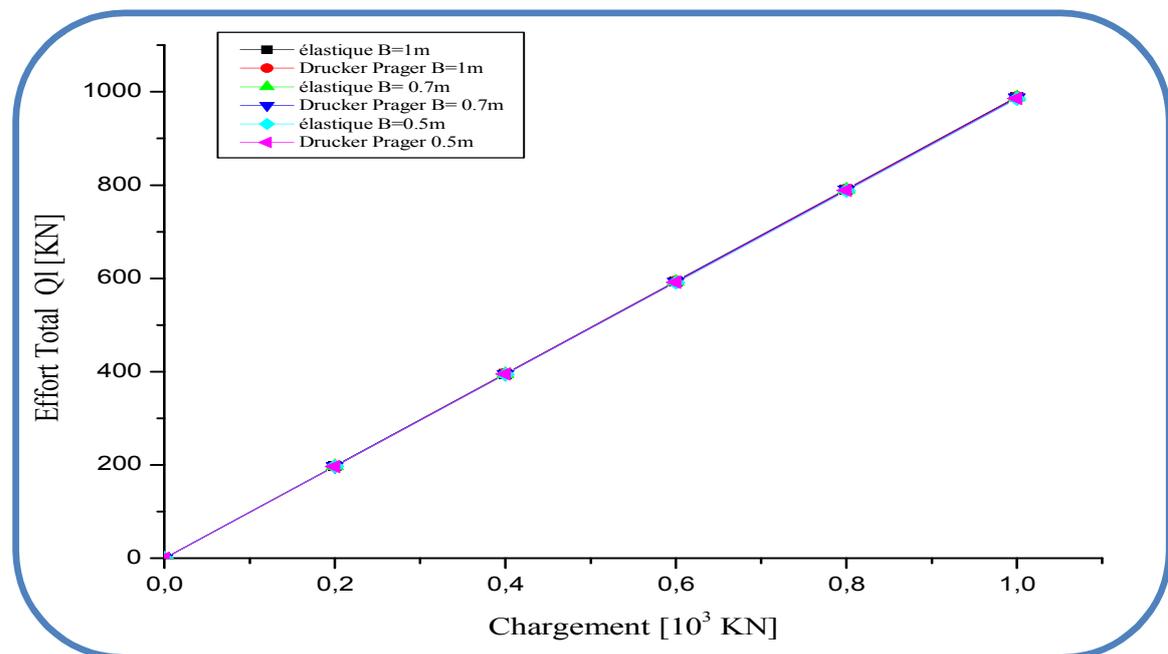


Figure 4.17 Effort total Q_i en fonction du chargement (variation du diamètre et lois du comportement)

Vu que l'effort total constitue la somme de l'effort de pointe et de frottement latéral, les remarques et observations relevées sont totalement identiques que précédemment. Toutefois, les courbes de la figure 4.17, sont totalement identiques à celles de la figure 4.15 de l'effort de pointe. Ce qui laisse pressentir une nette prépondérance de l'effort de pointe par rapport à l'effort latéral. Toutefois, cet aspect est étudié plus loin.

A partir de ces résultats, on observe que l'effort total égal à 989,35KN, Par contre, le chargement appliqué en tête du pieu est de 1000KN. Cette différence constitue une erreur d'équilibre dont le résidu est de 1.065%. Cette erreur dépend de la qualité du maillage adopté.

▪ Superposition Q_p , Q_s et Q_l pour un diamètre de 0,7m

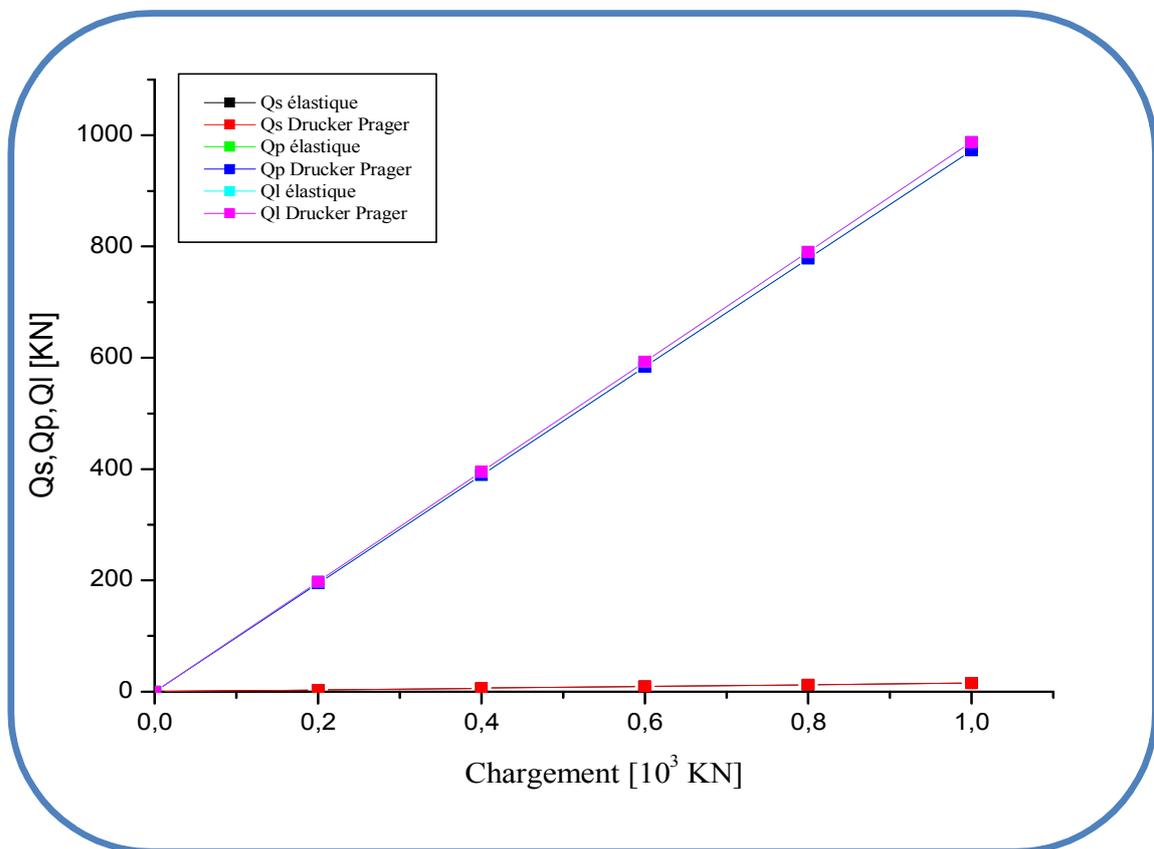


Figure 4.18 Superposition Q_p , Q_s et Q_l en fonction du chargement (variation de la loi de comportement)

Les courbes représentées sur la Figure 4.18, montrent que l'effort de pointe est prépondérant. Donc on peut conclure que le pieu travaille beaucoup plus en pointe et moins en frottement. L'importance de l'effort de pointe par rapport à celui du frottement latéral est due au faible coefficient de frottement que possède la couche d'argile.

▪ Tassements

La Figure 4.13 précédente montre l'évolution des déplacements verticaux du pieu sous l'amplification du chargement axial en tête. On remarque l'influence favorable des aires de contact (en pointe et en frottement) sur la réduction du tassement. En effet, les déplacements sont inversement proportionnels avec le diamètre du pieu. Ce qui est logique.

6.1.3 Influence du maillage

Pour étudier l'influence du type du maillage, nous avons modélisé le pieu de référence dans le même massif avec une seule couche en raffinant le maillage.

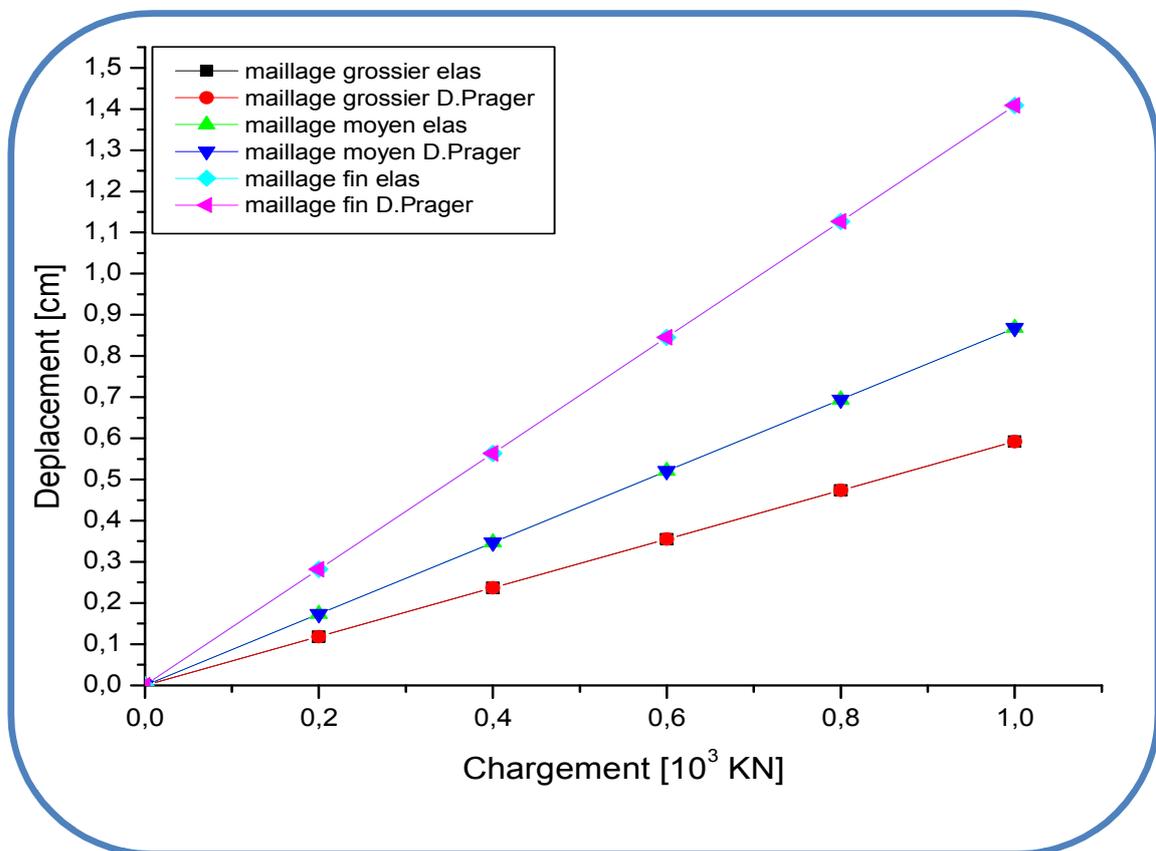


Figure 4.19 déplacement vertical du pieu pour une couche

On constate que le tassement du pieu augmente en fonction de type du maillage, le maillage fin à un déplacement important que le maillage moyen et grossier, on pourra dire de l'influence directe du taux de raffinement du maillage sur le tassement du pieu, l'écart moyen entre le maillage fin et maillage moyen est de l'ordre de 38,36% et entre le maillage fin et grossier est de l'ordre de 57,95% pour une couche (Figure 4.19).

6.1.4 Distribution des densités de forces de frottement et des densités de réactions en pointe dans le pieu

▪ Au niveau de fût (sur la ligne verticale du pieu)

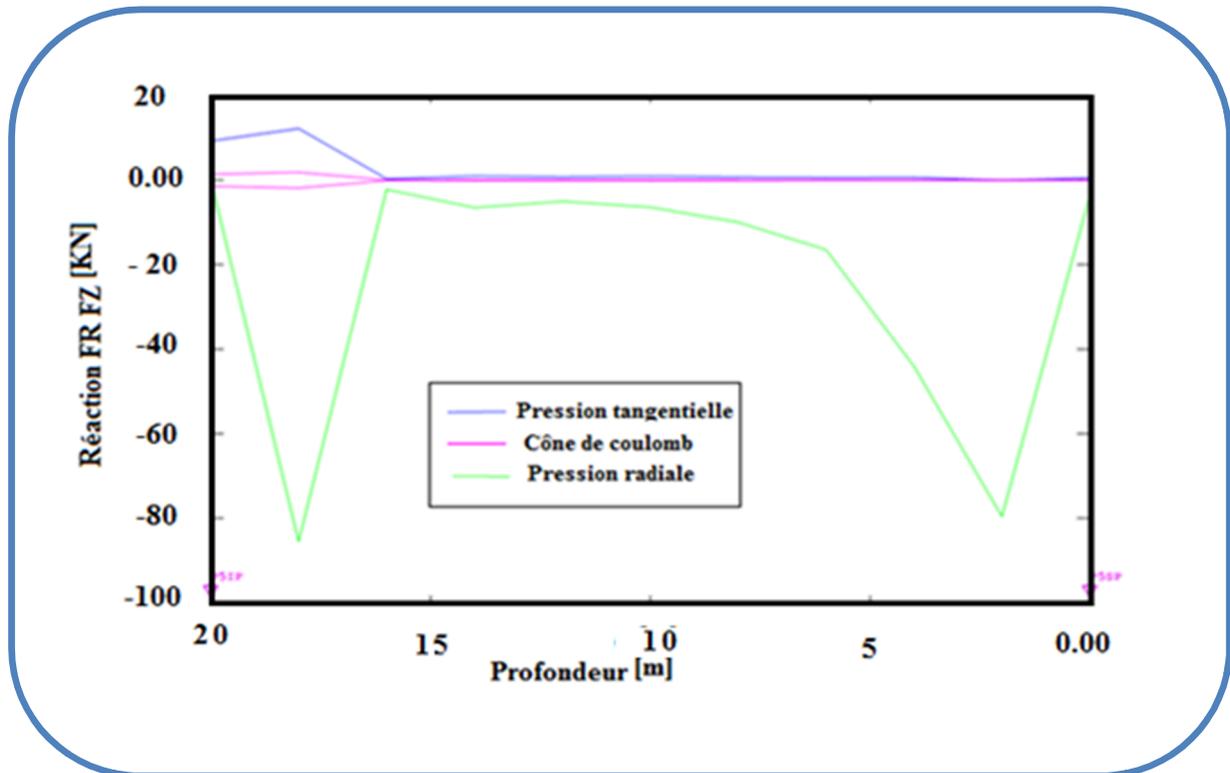


Figure 4.20 Réaction tangentielle et normale sur le fut du pieu et cône de Coulomb

Pour les réactions radiales et tangentielles ainsi que le cône de Coulomb, les résultats ont montré qu'au niveau du fût, plus précisément au niveau du contact latéral pieu-sol, la courbe des réactions radiales a présenté des allures irrégulières faisant ressortir des valeurs maximales aussi bien au voisinage de la pointe qu'au voisinage de la tête du pieu.

Par contre, la courbe de réaction tangentielle est à l'intérieur de cône de Coulomb jusqu'à une profondeur de 15m, dans cette zone, le glissement relatif entre le pieu et sol est pratiquement nul. Par contre, au-delà de cette profondeur, la réaction tangentielle est en dehors de cône de Coulomb, ce qui veut dire que la réaction tangentielle a atteint le seuil, donc il y a eu un glissement entre les deux parties (pieu- sol). Ce résultat semble logique, car, le poinçonnement du pieu et les bulbes de pression commencent à partir de cette profondeur (figure 4.20).

▪ Au niveau de la pointe (à la base du pieu)

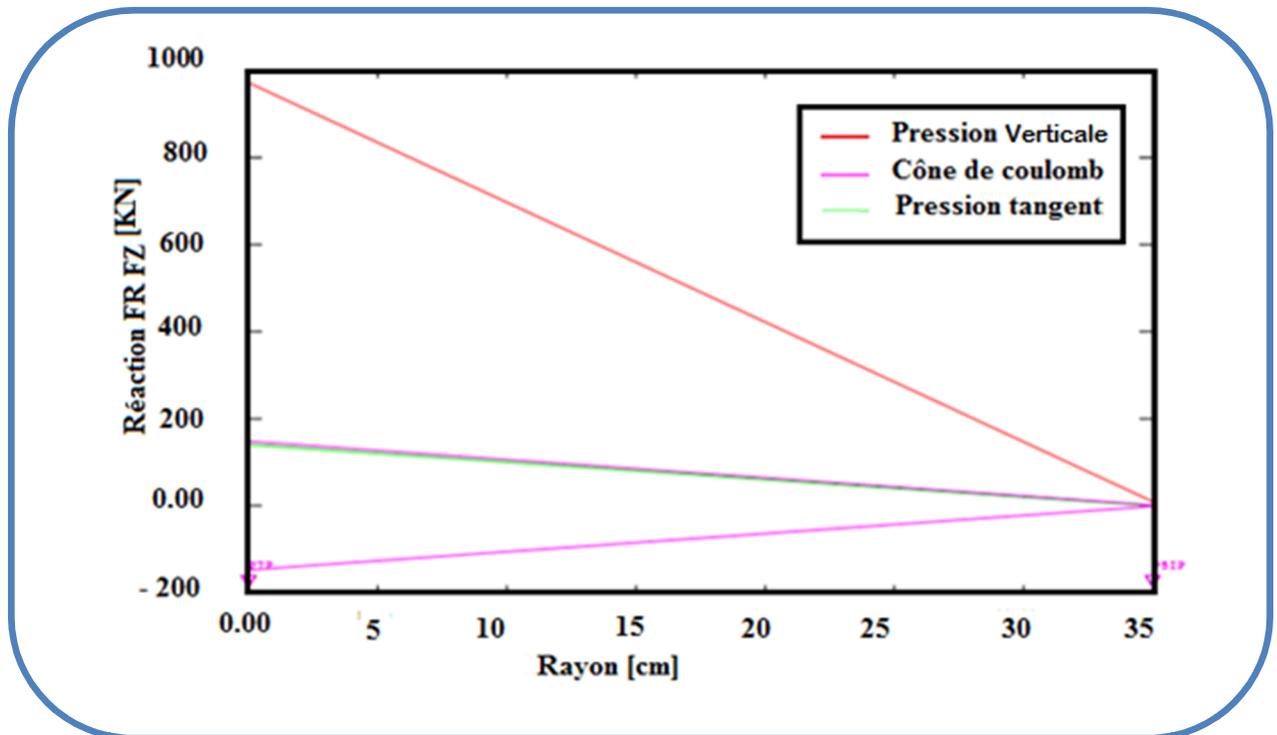


Figure 4.21 Réaction tangentielle et normale sur la pointe du pieu et cône de Coulomb

A la pointe du pieu, les réactions normales verticales (figure 4.21) sont maximales aux extrémités du pieu, plus précisément, aux niveaux des angles qui constituent des zones de fortes concentrations des contraintes. Elles sont minimales au voisinage de l'axe du pieu. Par ailleurs, il y a lieu de remarquer que les réactions tangentielles sont situées à l'intérieur de cône de Coulomb. Ce qui signifie que le glissement relatif à la pointe entre les deux parties (pieu-sol), est faible.

6.2 Cas d'un massif de sol constitué de deux couches : argile plastique limoneuse et marne grise compacte

En ce qui concerne le pieu et la couche d'argile limoneuse, les données du problème sont les mêmes que celles données dans le cas précédent. Concernant la couche de marne grise compacte, les données sont comme suit :

- le module d'élasticité $E = 3.8608 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$;
- le poids volumique $\gamma = 20,5 \text{ kN/m}^3$
- le coefficient de poisson $\nu = 0,27$
- la cohésion $c = 120 \text{ kPa}$
- et l'angle de frottement interne $\varphi = 25^\circ$.

De même que précédemment, le pieu est soumis à un chargement axial statique incrémental en tête variant de 0kN à 1000kN avec un pas de 200 kN.

6.2.1 Influence de la loi de comportement du sol avoisinant

- **Plaxis2D**

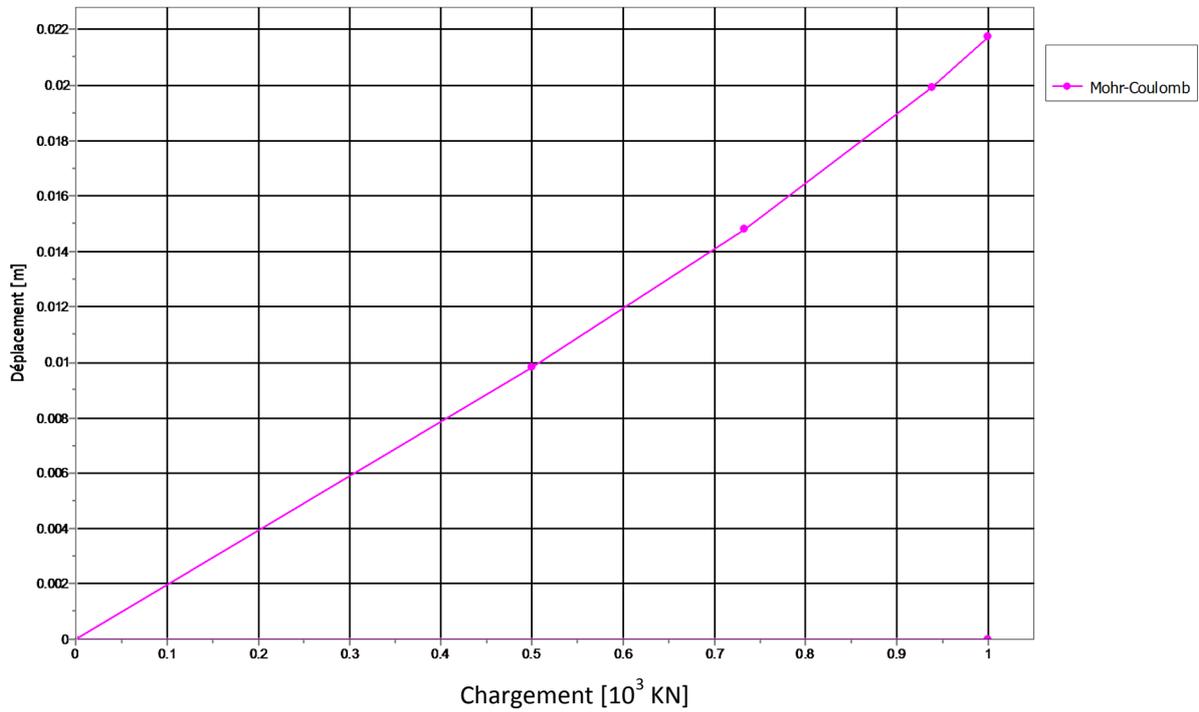
Afin de mieux cerner numériquement l'influence du comportement du sol avoisinant, nous avons simulé deux modèles de comportement différents du sol : le modèle élastoplastique de Mohr Coulomb et le modèle élastoplastique de Cam Clay modifié (figure 4.22a, b).

On constate d'après la figure 4.22a, que la courbe de tassement augmente linéairement jusqu'à un certain seuil de chargement. Pour le modèle de Mohr-Coulomb, le domaine d'écoulement plastique commence à apparaître à partir du seuil de 950KN.

Par contre, la courbe de tassement du modèle de Cam-Clay modifié, augmente linéairement jusqu'à un chargement avoisinant 500KN. A partir de ce seuil, le domaine d'écoulement plastique commence à apparaître (figure 4.22 b).

Ainsi, différemment au cas précédent de massif à une seule couche, le modèle de Mohr Coulomb présente dans ce cas un écoulement plastique presque proche de la charge limite. Il a été également remarqué que les seuils de plasticité sont différents pour les deux modèles.

(a) Modèle Mohr Coulomb



(b) Modèle Cam-Clay modifié

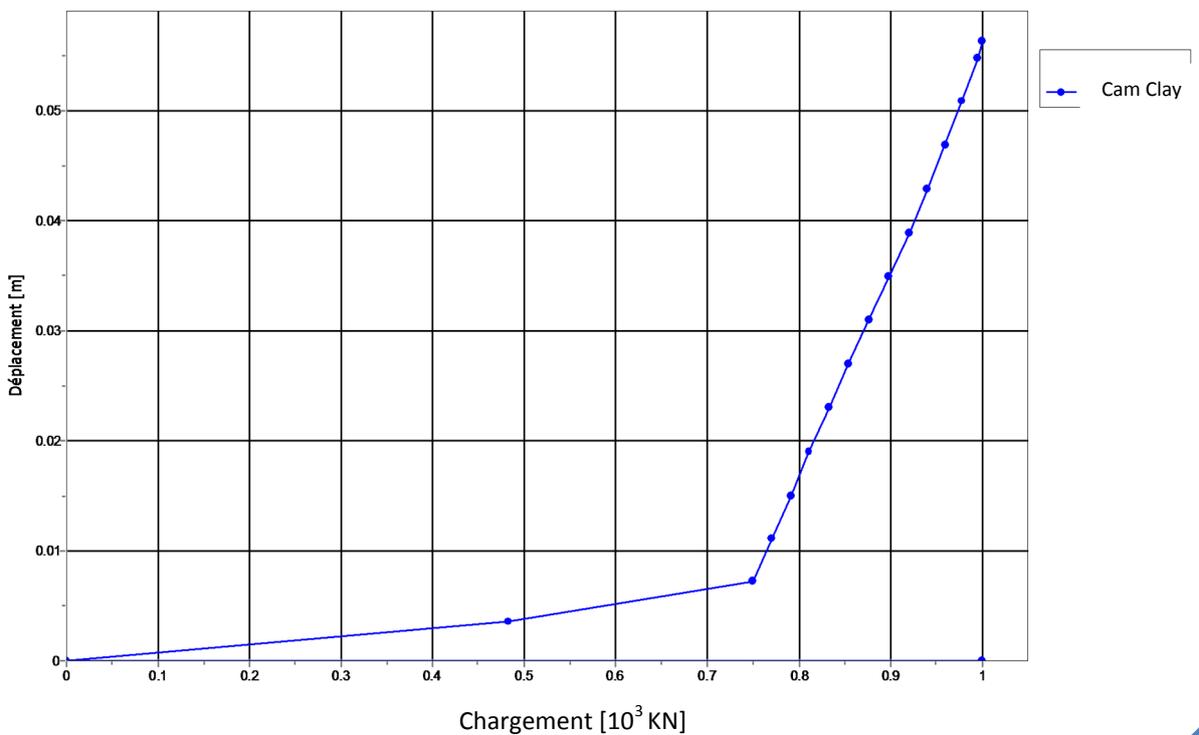


Figure 4 .22 Déplacement du pieu dans le cas d'un comportement de sol élastoplastique(a)Mohr-Coulomb et (b) Cam-Clay (deux couches)

- **Cast3M**

Afin de mieux cerner numériquement l'influence du comportement du sol avoisinant, nous avons essayé de simuler deux modèles de comportement différents du sol : le modèle élastique linéaire et le modèle de Drucker Prager (figure 4.23).

Les résultats numériques sont obtenus en termes d'efforts de pointe, d'efforts de frottement latéraux, et de tassements, et ce, pour les deux modèles de comportement du sol.

- **Tassements**

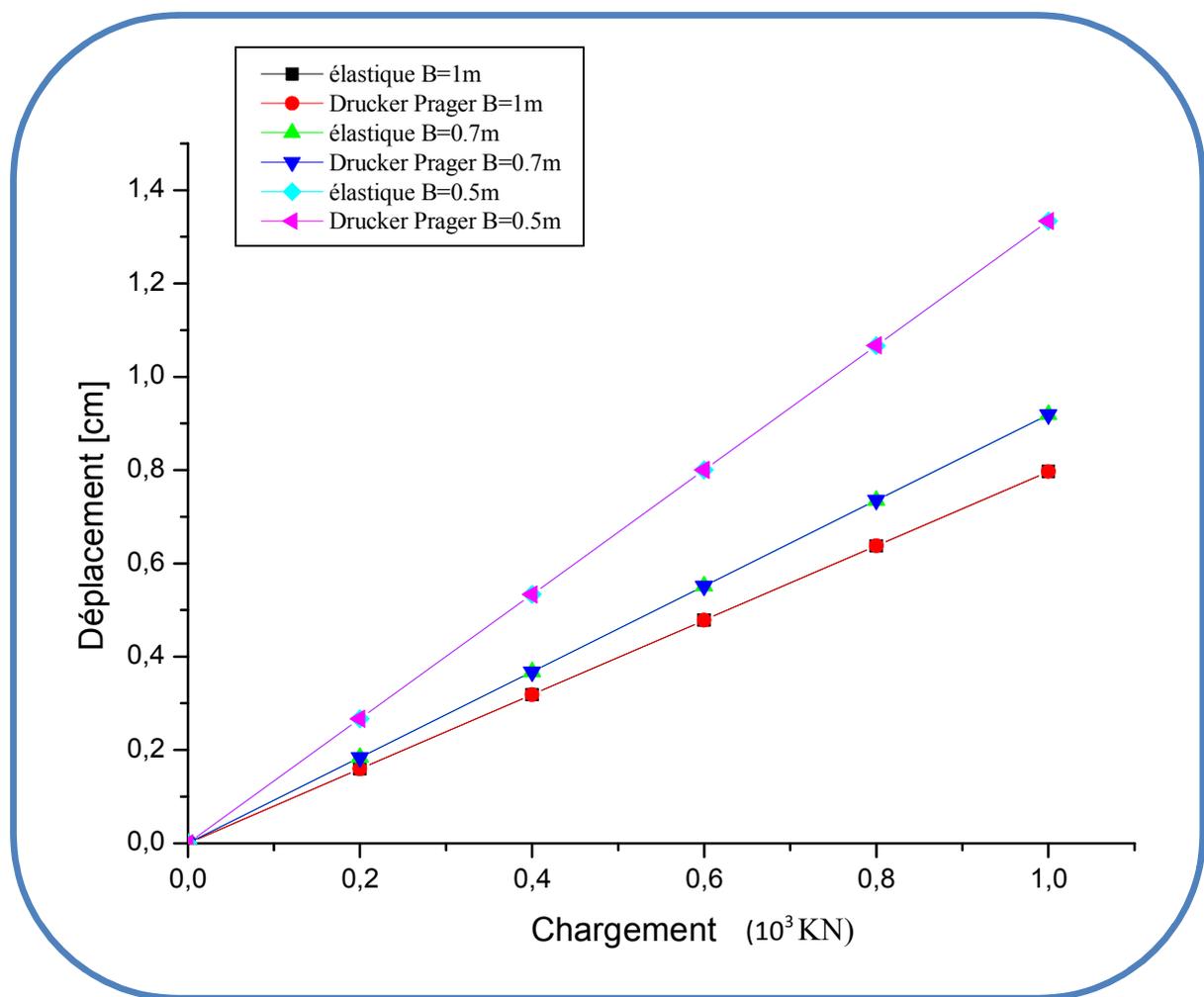


Figure 4.23 Déplacement vertical en fonction du chargement (variation du diamètre et lois du comportement)

On constate d'après la figure 4.23, que la courbe de tassement augmente linéairement avec l'augmentation du chargement dans les deux modèles élastique linéaire et Drucker Prager. Ces courbes montrent que le modèle de Drucker Prager possède le même comportement que celui de l'élastique linéaire.

Pour le modèle de Drucker Prager, l'allure linéaire de la courbe peut être interprétée par le fait que l'état des contraintes, induit par le chargement n'a pas encore atteint le domaine de plasticité. L'écart entre les déplacements des deux modèles est très faible, il est de l'ordre de 0,0097%.

- **Cast3M, Plaxis2D et analytique**

Afin de mieux comprendre l'influence de la loi de comportement du sol avoisinant le pieu, la figure 4.24 rassemble les courbes mettant en relation le chargement appliqué avec le tassement en tête calculé, et ce, pour les différents modèles numériques de comportement élastiques et élastoplastiques ainsi que la méthode analytique. Les modèles numériques simulés soit avec Cast3M, soit avec Plaxis2D, sont comme suit :

- le modèle élastique linéaire,
- le modèle de Drucker Prager,
- le modèle de Mohr Coulomb
- et le modèle de Cam Clay modifié.

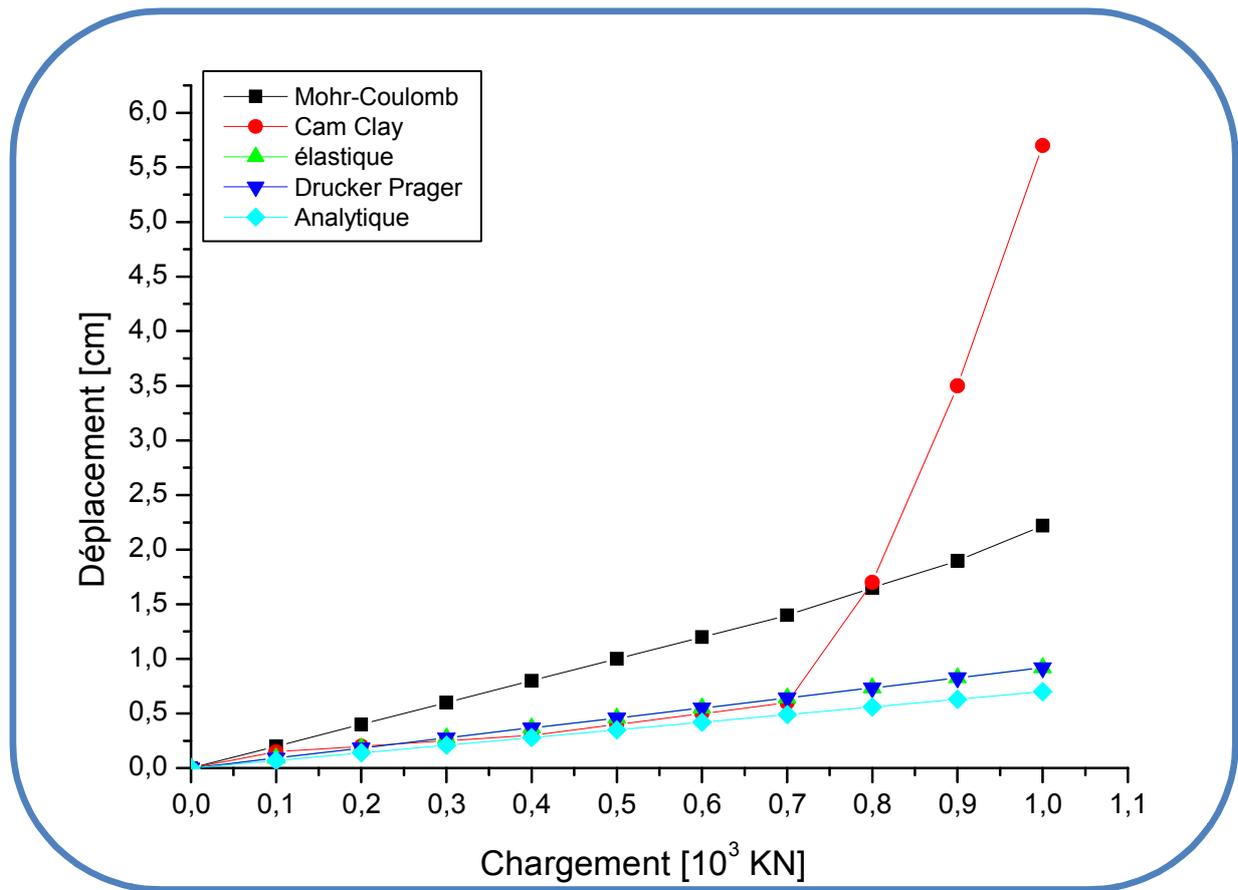


Figure 4.24 Déplacement du pieu : comparaison du modèle élastique, Drucker Prager, Mohr-Coulomb, Cam-Clay modifié et analytique (deux couches)

On constate que les plus grandes déformées du pieu se produisent dans le modèle de comportement élastoplastique, par contre l'approche analytique donne des résultats approximatifs à ceux de l'élastique linéaire. Toutefois, les valeurs des tassements les plus élevées sont enregistrées pour le modèle de Cam Clay modifié.

■ Effort de pointe

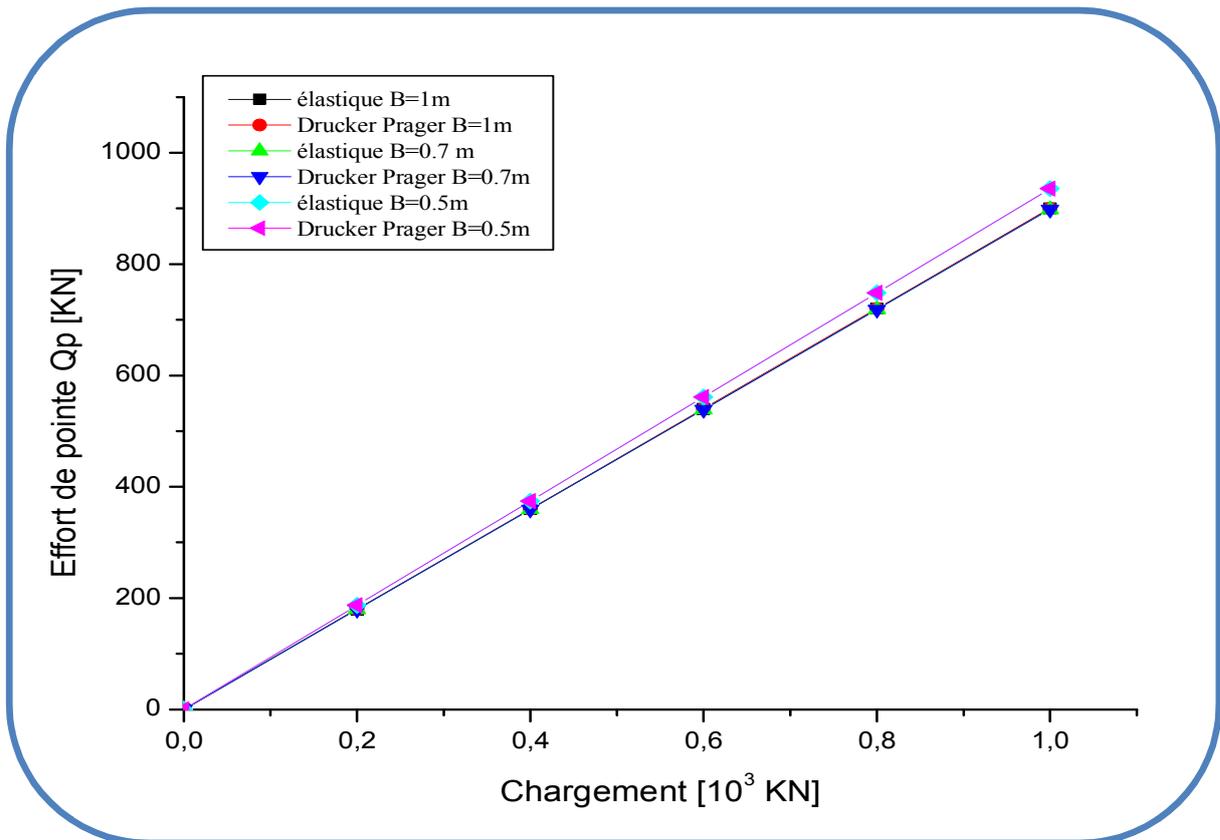


Figure 4.25 Effort de pointe Q_p en fonction du chargement
(Variation du diamètre et lois du Comportement)

On constate sur les courbes de la Figure 4.25, que l'effort de pointe augmente linéairement en fonction de l'intensité du chargement. Ces courbes montrent que le modèle de Drucker Prager possède le même comportement que celui de l'élastique linéaire. Il semble que ces résultats aient été relevés pour de faibles chargements. Ce qui semble constituer la cause qui a empêché le sol de travailler dans le domaine plastique. Pour cette raison, l'écart entre les deux modèles est très faible. Il est de l'ordre de 0,001%. Cela étant dit, il y a lieu de signaler que de grandes difficultés (problème de convergence) ont été rencontrées dans le fonctionnement sous Cast3M du modèle de Drucker Prager, particulièrement dans le domaine plastique.

▪ Effort de frottement latéral

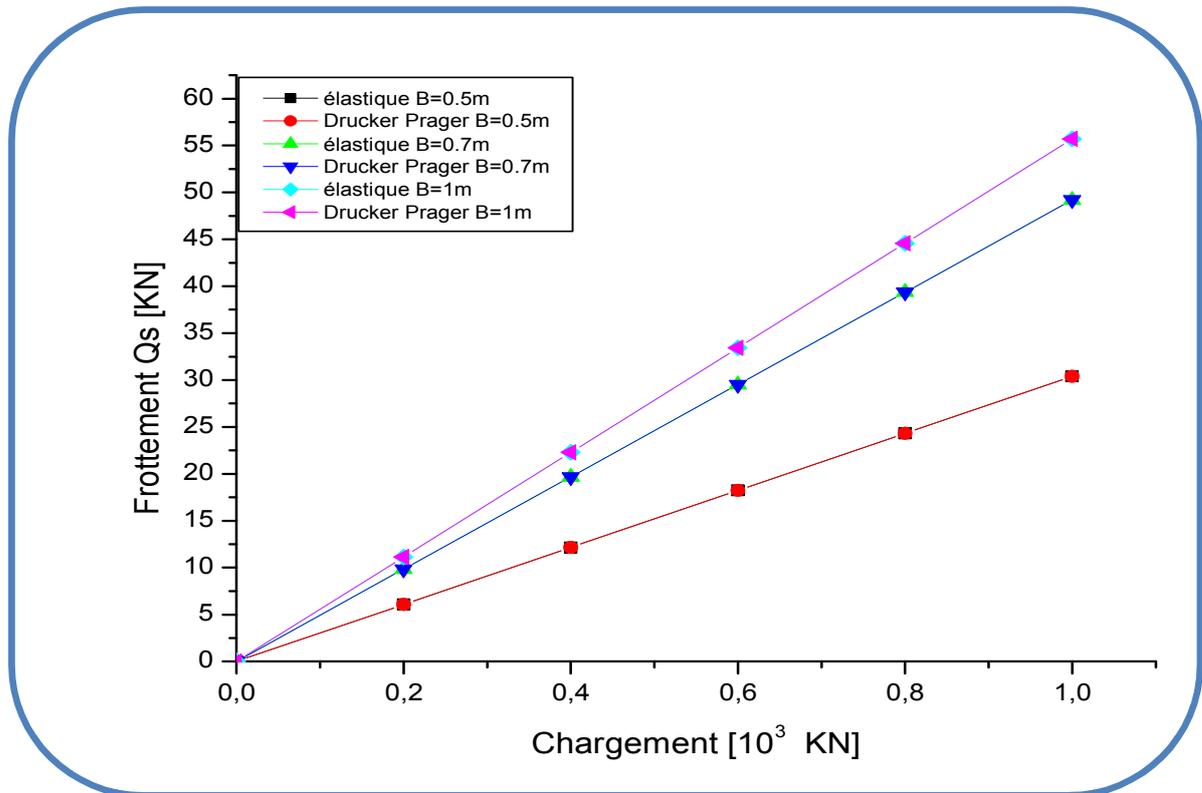


Figure 4.26 Effort de frottement latéral Q_s en fonction du chargement (Variation du diamètre et lois du comportement)

On constate sur les courbes de la Figure 4.26, que l'effort de frottement latéral augmente linéairement en fonction de l'intensité du chargement. Ces courbes montrent que le modèle de Drucker Prager sont pratiquement très proches (parfois confondues) de celles l'élastique linéaire.

6.2.2 Influence des aires des surfaces de contact du pieu

Par ailleurs, pour une meilleure compréhension de l'influence des aires des surfaces de contact, l'idée consiste à augmenter simultanément les surfaces latérales de contact le long du fût ainsi que les aires des surfaces de contact en pointe. Pour cela, il s'agit de faire varier le diamètre du pieu selon la progression suivante : 0,5m, 0,7m et 1m.

Les résultats numériques sont obtenus en termes d'efforts de pointe, d'efforts de frottement latéraux, et de tassements, et ce, pour les deux modèles de comportement du sol cités plus haut.

▪ Effort de pointe

D'après la figure 4.25, il est clair que cet effort doit augmenter proportionnellement avec le diamètre du pieu. Toutefois, il a été constaté que ce taux de proportionnalité est faible. En effet, on remarque qu'en passant d'un diamètre de 0.5m à un diamètre de 01m, l'effort de pointe augmente de 4%. Par ailleurs, les calculs analytiques montrent un taux de proportionnalité plus élevé où pour une même augmentation de diamètre, l'effort de pointe augmente de 75%.

▪ Effort de frottement latéral

On constate sur les courbes de la Figure 4.26, que l'effort de frottement latéral augmente linéairement en fonction de l'intensité du chargement. Cet effort augmente également avec le diamètre du pieu. Ce qui est logique car l'effort de frottement latéral est directement proportionnel aux aires des surfaces de contact latérales au niveau du fût.

▪ Effort total

Vu que l'effort total constitue la somme de l'effort de pointe et de frottement latéral, les remarques et observations relevées sont totalement identiques que précédemment. Toutefois, les courbes de la figure 4.27, sont totalement identiques à celles de la figure 4.25 de l'effort de pointe. Ce qui laisse pressentir une nette prépondérance de l'effort de pointe par rapport à l'effort latéral. Toutefois, cet aspect est étudié plus loin.

A partir de ces résultats, on observe que l'effort total égal à 965,74kN, Par contre, le chargement appliqué en tête du pieu est de 1000kN. Cette différence constitue une erreur d'équilibre dont le résidu est de 3.426%. Cette erreur dépend de la qualité du maillage adopté.

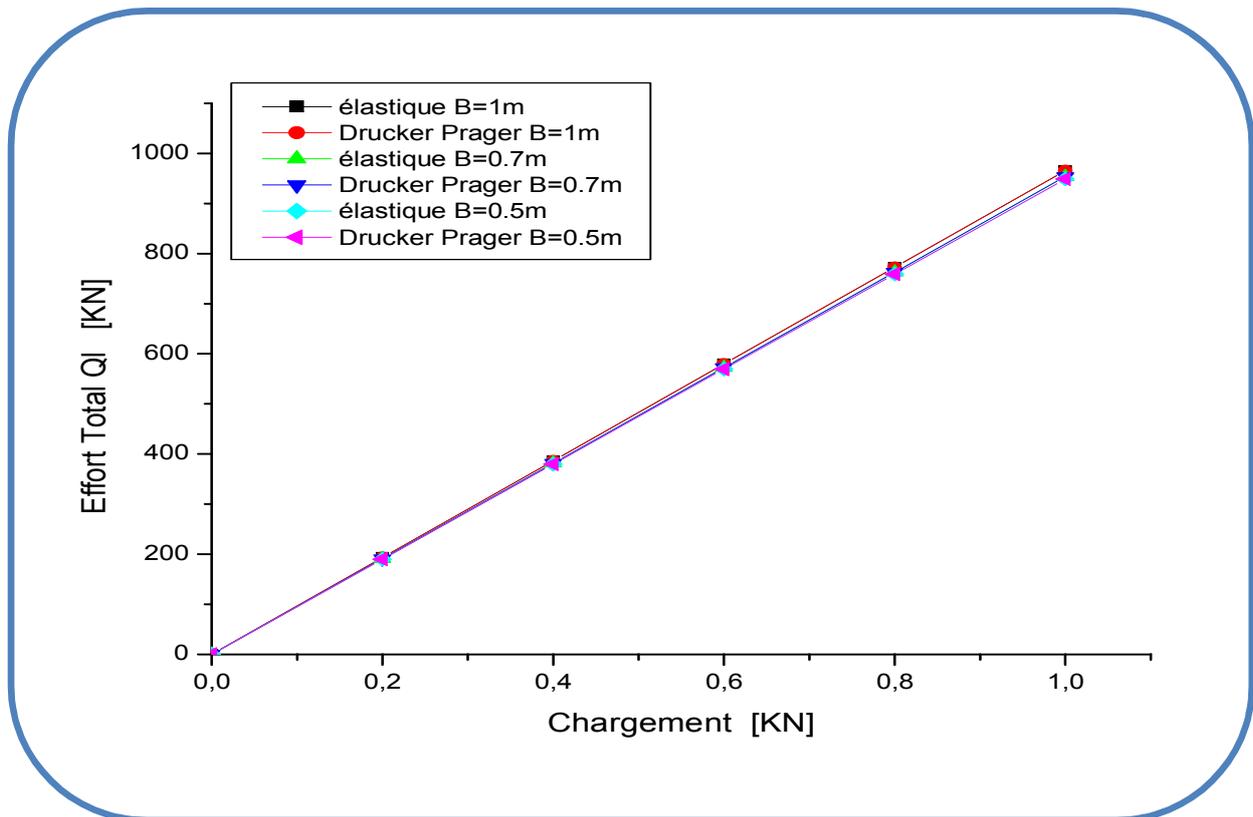


Figure 4.27 Effort total Q_i en fonction du chargement (variation du diamètre et lois du comportement)

▪ Superposition Q_p , Q_s et Q_i pour un diamètre de 0,7m

Les courbes représentées sur la Figure 4.28, montrent que l'effort de pointe est prépondérant. Donc on peut conclure que le pieu travaille beaucoup plus en pointe et moins en frottement. L'importance de l'effort de pointe par rapport à celui du frottement latéral est due au faible coefficient de frottement que possède la couche d'argile.

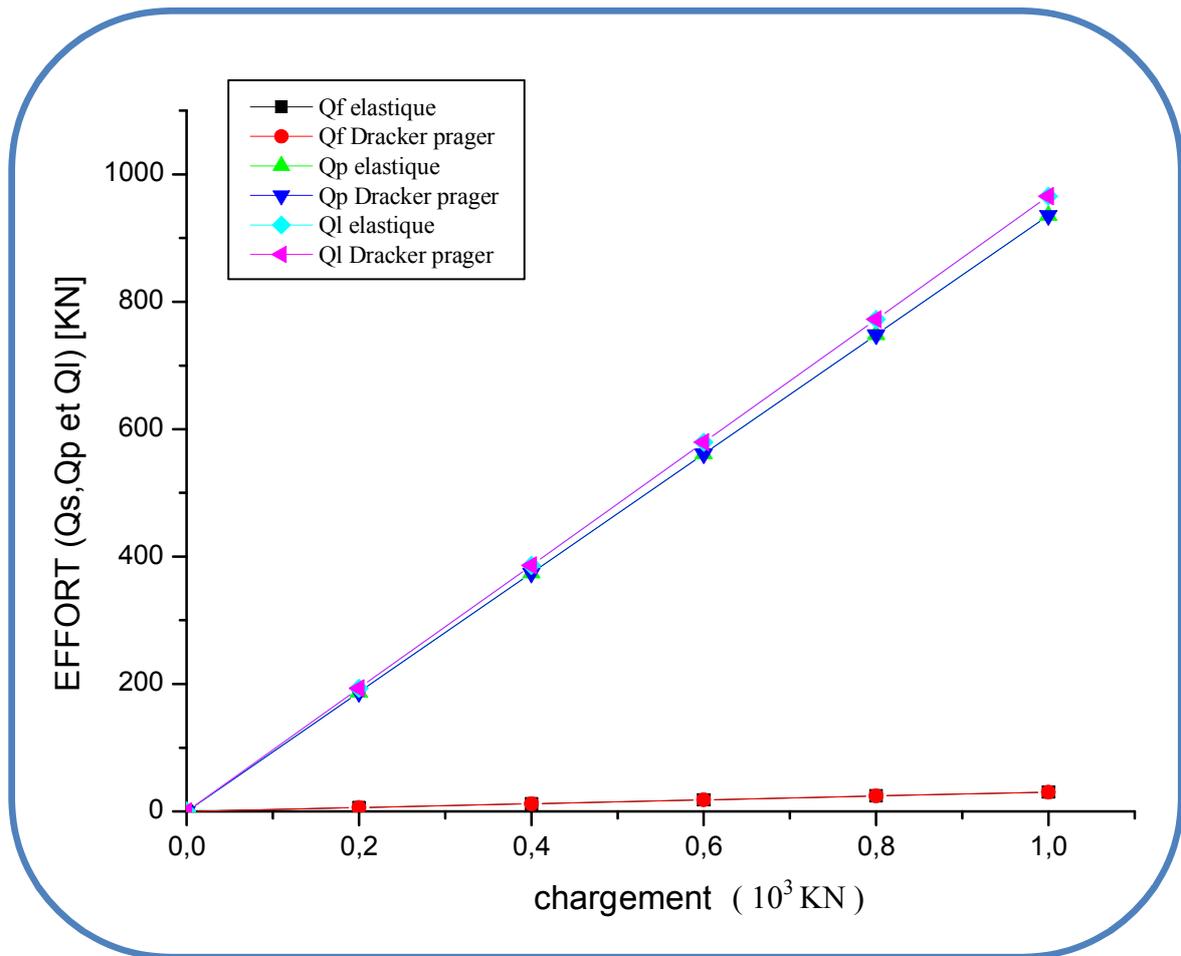


Figure 4.28 Superposition Q_p , Q_s et Q_l en fonction du chargement

▪ Tassements

La Figure 4.23 précédente montre l'évolution des déplacements verticaux du pieu sous l'amplification du chargement axial en tête. On remarque l'influence favorable des aires de contact (en pointe et en frottement) sur la réduction du tassement. En effet, les déplacements sont inversement proportionnels avec le diamètre du pieu.

6.2.3 Influence de type du maillage

Pour étudier l'influence du type du maillage, nous avons modélisé le pieu de référence dans le même massif avec une seule couche en raffinant le maillage.

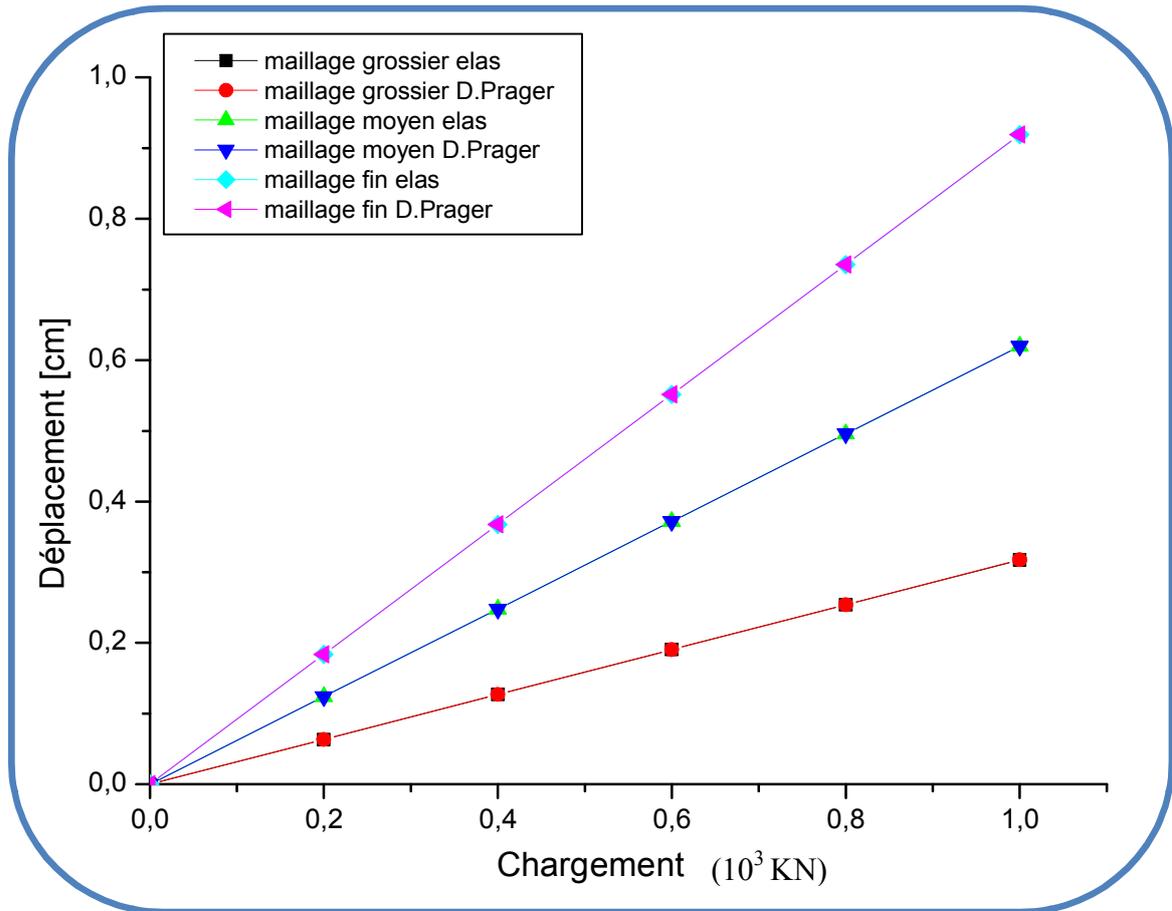


Figure 4.29 déplacement vertical du pieu pour deux couches

On constate que le tassement du pieu augmente en fonction de type du maillage, le maillage fin à un déplacement important que le maillage moyen et grossier, on pourra dire de l'influence directe du taux de raffinement du maillage sur le tassement du pieu.

Pour deux couche l'écart moyen entre le maillage fin et le maillage moyen est de l'ordre de 32,57% et entre le maillage fin et grossier est de l'ordre de 64,44% (Figure 4.29).

Le tassement du pieu dans un massif du sol à une seule couche travaillant dans sa presque totalité en pointe est plus important que celui d'un pieu appartenant à un massif du sol à deux couches et travaillant simultanément en pointe (sur un substratum rocheux) et en frottement latéral.

6.2.4 Distribution des densités de forces de frottement et des densités de réactions en pointe dans le pieu

- Au niveau de fût (sur la ligne verticale du pieu)

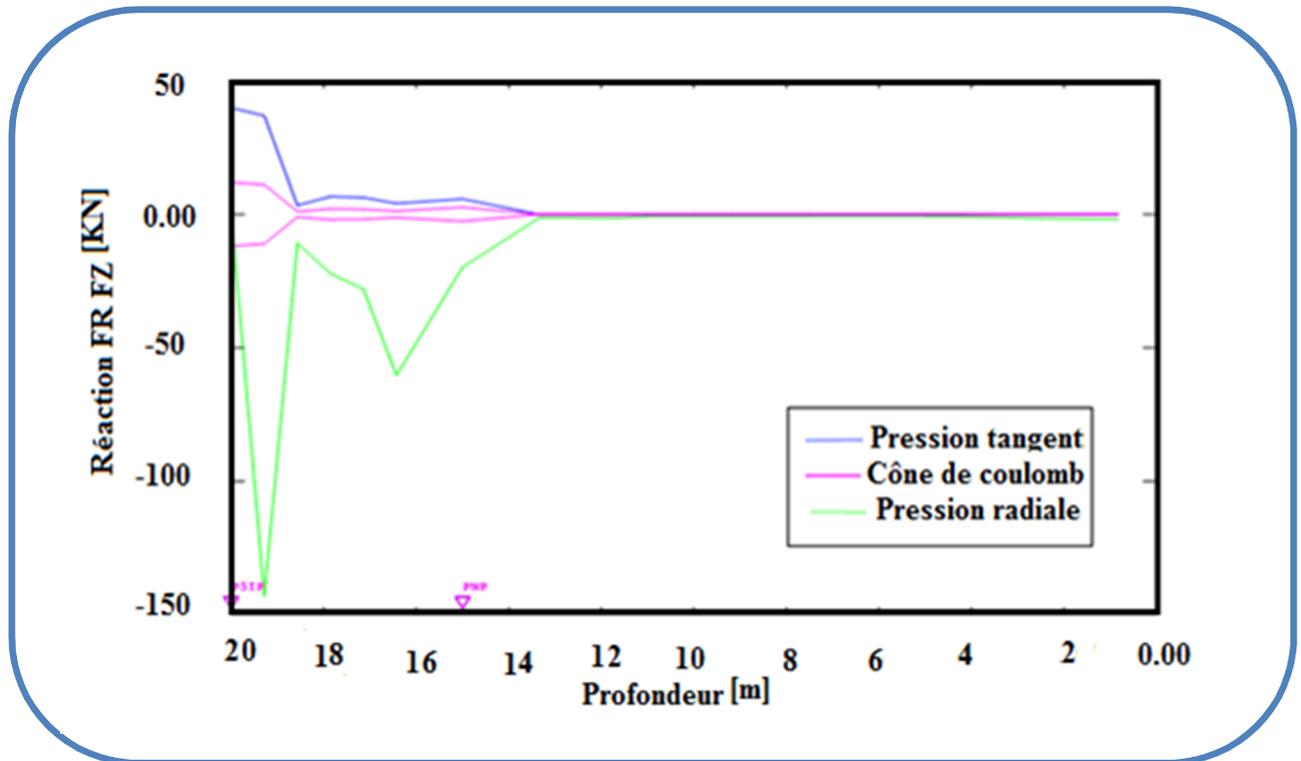


Figure 4.30 Réaction tangentielle et normale sur le fût du pieu et cône de Coulomb

Pour les réactions radiales et tangentielles ainsi que le cône de Coulomb, les résultats ont montré qu'au niveau du fût, plus précisément au niveau du contact latéral pieu-sol, la courbe des réactions radiales a présenté des allures irrégulières faisant ressortir des valeurs maximales aussi bien au voisinage de la pointe qu'au voisinage de la tête du pieu.

Par contre, la courbe de réaction tangentielle est à l'intérieur de cône de Coulomb jusqu'à une profondeur de 15m, dans cette zone, le glissement relatif entre le pieu et sol est pratiquement nul. Par contre, au-delà de cette profondeur, la réaction tangentielle est en dehors de cône de Coulomb, ce qui veut dire que la réaction tangentielle a atteint le seuil, donc il y a eu un glissement entre les deux parties (pieu- sol). Ce résultat semble logique, car, le poinçonnement du pieu et les bulbes de pression commencent à partir de cette profondeur (figure 4. 30).

■ Au niveau de la pointe (à la base du pieu)

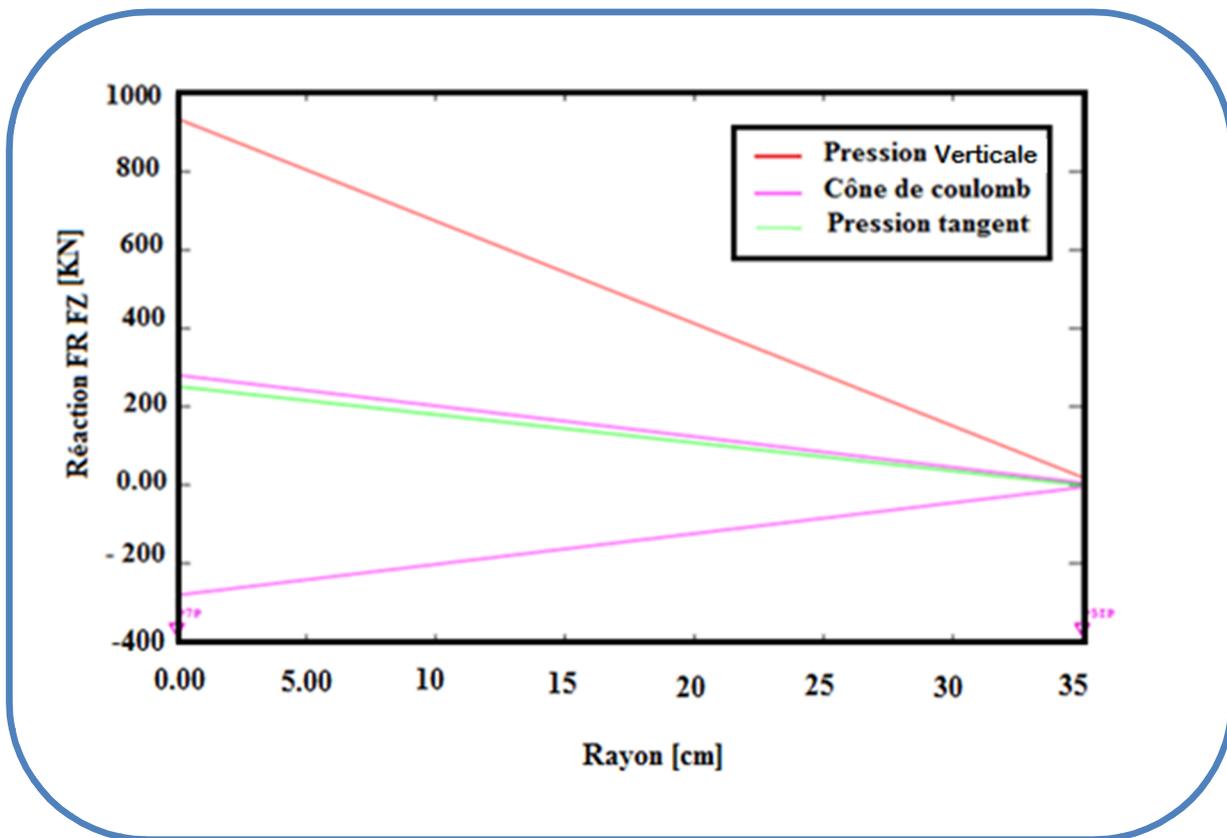


Figure 4.31 Réaction tangentielle et normale sur la pointe du pieu et cône de Coulomb

A la pointe du pieu, les réactions normales verticales (figure 4.31) sont maximales aux extrémités du pieu, plus précisément, aux niveaux des angles qui constituent des zones de fortes concentrations des contraintes. Elles sont minimales au voisinage de l'axe du pieu. Par ailleurs, il y a lieu de remarquer que les réactions tangentielles sont situées à l'intérieur de cône de Coulomb. Ce qui signifie que le glissement relatif à la pointe entre les deux parties (pieu-sol), est faible.

Conclusion générale

Le travail présenté dans ce mémoire, consiste en deux approches d'études numériques et analytiques portant sur le comportement du pieu soumis à une charge axiale statique avec prise en compte de l'interaction sol –pieu.

A travers l'étude bibliographique développée, une brève présentation des pieux ainsi que de leurs principes de fonctionnements, ont été effectués au niveau du chapitre 01. Par la suite, dans le chapitre 02, notre intérêt s'est porté sur l'aspect phénoménologique concernant les lois de comportement disponibles au niveau de la littérature, telles que celles de l'interface sol-pieu, du sol ainsi que de quelques résultats tirés de l'expérience.

Pour sa part, le troisième chapitre a fait l'objet d'une formulation mathématique et d'une revue de résultats analytiques du problème de contact sol pieu sous l'effet d'un chargement statique.

Le quatrième chapitre a été consacré à la modélisation numérique du système sol- pieu à l'aide des logiciels Cast3M et Plaxis2D. En effet, à l'aide des simulations numériques effectuées, nous avons étudié l'influence des lois de comportement du sol avoisinant le pieu, des paramètres dimensionnels du pieu ainsi que des types de maillage (grossier, moyen et raffiné). Cette étude concernait l'évolution en fonction du chargement appliqué, des tassements du pieu, de l'effort de pointe, de l'effort de frottement latéral et de l'effort total.

Dans ce cadre, les calculs numériques ont été effectués en considérant un ensemble de lois de comportement du sol, à savoir :

- élastique linéaire
- élastoplastique de type Mohr coulomb
- élastoplastique de type Drucker Prager
- élastoplastique de type Cam-Clay modifié.

Par ailleurs, les calculs ont été effectués pour deux catégories de massifs. La première catégorie était celle relative aux massifs de sol à une seule couche (argile limoneuse). Tandis que la seconde catégorie concernait les massifs de sol à deux couches (argile limoneuse et marne grise compacte). Les résultats numériques ont fait l'objet d'une comparaison avec ceux de la méthode analytique (méthode empirique). Les principaux résultats obtenus, sont résumés, selon l'ordre d'importance, comme suit :

- ✚ le premier résultat numérique essentiel qui pourrait être retenu, est celui de l'influence directe du taux de raffinement du maillage sur le tassement du pieu. En effet, il a été relevé que plus le maillage était raffiné plus le tassement du sol devenait important. Ce résultat a également été constaté sur Plaxis2D par Lebeau (2008).
- ✚ Le second résultat résidait dans la forte influence de la loi de comportement sur les tassements des pieux. En effet, il a été remarqué que les valeurs des tassements étaient plus importantes pour les modèles élastoplastiques de Cam Clay modifié et de Mohr Coulomb. Tandis que le modèle de comportement de Drucker Prager était sensiblement très proche du modèle élastique linéaire. Il y a également lieu de mentionner que les tassements obtenus par la méthode analytique sont également proches du modèle élastique linéaire et demeurent nettement inférieurs à ceux obtenus numériquement.
- ✚ L'autre résultat relevé est celui de la confirmation logique de l'influence favorable des aires de contact (en pointe et en frottement) sur la réduction du tassement. Ceci a été vérifié numériquement au niveau du logiciel CAST3M. En effet, l'augmentation du diamètre du pieu s'avère inversement proportionnelle aux tassements. Tandis qu'elle demeure proportionnelle aux efforts de pointe, de frottement et à la portance.
- ✚ Toutefois, l'inconvénient majeur est celui constaté pour le modèle de comportement du sol de Drucker Prager qui a été utilisé au niveau du code CAST3M. En effet, les résultats obtenus montrent des déplacements proches de ceux obtenus par le modèle élastique. Il en est de même pour l'effort de pointe, l'effort de frottement latéral et l'effort total. Ce qui semble théoriquement « incorrect » car le domaine élastique pour les sols est « notoirement » connu pour son domaine restreint. Il y a lieu également de signaler que le modèle de Drucker Prager n'est pas disponible au niveau du logiciel Plaxis2D.
- ✚ Par ailleurs, les résultats numériques ont logiquement confirmé certains résultats naturellement connus, à savoir : le tassement du pieu dans un sol à une couche travaillant dans sa presque totalité en pointe est plus important que celui d'un pieu appartenant à un sol à deux couches et travaillant simultanément en pointe (sur un substratum rocheux) et en frottement latéral.

Finalement, ce mémoire nous a permis de découvrir et de connaître la problématique du problème de contact au niveau des pieux, ainsi que de mieux comprendre les différentes méthodes analytiques et numériques et de mieux maîtriser les logiciels de calcul CAST3M et Plaxis2D.