RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études de Master Académique

Spécialité : GÉOTECHNIQUE

Présenté et Réalisé par :

Kenza MOULOUEL

Thème:

Analyse Numérique du Comportement d'un Pieu Isolé et du Sol Avoisinant

Mémoire soutenu publiquement le 30 Janvier 2020

Devant le Jury

Président	**Mme. Houria MOUBAREK**	*Maître Assistant A, Université de Tizi Ouzou*
Encadrant	**Mme. Fawzia BAIDI**	*Maître Assistant A, Université de Tizi Ouzou*
Examinateur	**Mme. Ouarda BELHASSANI**	*Maître Assistant A, Université de Tizi Ouzou*

Année Universitaire : 2018 / 2019

Remerciements

J'exprime mes profondes gratitudes à l'égard de mon promoteur, M^{me}. *F. BAIDI.*

Je remercie les membres du jury qui ont acceptés de juger ce travail.

Je remercie également M^{me}. *S. LOUADJ* pour m'avoir porter aide pendant la réalisation de ce présent mémoire.

Enfin, je rends grâce à toutes les personnes qui m'ont aidé notamment mes enseignants, familles et amis.

Table des matières

Table des figures

Liste des tableaux

Abréviations et symboles

- B : Diamètre du pieu.
- D : Profondeur.
- D_c : Profondeur critique d'un pieu.
- Q_p : Force portante du pieu provenant de la résistance en pointe.
- Q_f : Force portante du pieu provenant du frottement latéral.
- q_{pl} : Contrainte limite de pointe
- N_γ, N_q, N_c : Facteurs de portance, dépendent de l'angle de frottement φ.
- N_{cMax} : Facteur de portance dû à la cohésion.
- N_{qMax} : Facteur de portance dû à la surcharge.
- p_l : Pression limite.
- E_M : Module pressiomètrique.
- p_0 : Pression horizontale totale.
- q_0 : Pression verticale totale.
- P_{le} : Pression limite équivalente.
- $P_l^*(Z)$: Pression pressiométrique limite nette à la cote Z.
- P_{le}^* : Pression limite nette équivalente.
- k : Facteur de portance.
- k_p : Facteur de portance pénétrométrique pour un pieu
- k_c : Facteur de portance pressiométrique pour un pieu
- q_s : Frottement latéral unitaire.
- q_u : Contrainte de rupture sous la pointe du pieu.
- s : Tassement d'un pieu.
- δ : Angle de frottement du contact sol-pieu.
- $Q_{f\,lim}$: Frottement latéral limite.
- $Q_{p\,lim}$: Résistance en pointe limite.
- E_s : Module de réaction du sol pour une profondeur.
- Q_{le} : Charge limite conventionnelle.
- Q_{ce} : Charge critique de fluage.
- E : Module de Young.
- G : Module de cisaillement.
- K : Module volumétrique.

- ρ : Masse volumique.
- υ : Coefficient de Poisson.
- φ : Angle de frottement du matériau.
- ψ : Angle de dilatation.
- σ_h : Contrainte horizontale.
- σ_v : Contrainte verticale.
- $\sigma_v^{'}$: Contrainte effective verticale.
- $\sigma_h^{'}$: Contrainte effective horizontale.
- σ_{xx} : Contrainte dans la direction x.
- σ_{yy} : Contrainte dans la direction y.
- σ_{zz} : Contrainte dans la direction z.

Introduction générale

Les fondations profondes sont des éléments structuraux couramment utilisés en génie civil. Elles sont dimensionnées pour reprendre à la fois des efforts axiaux, des efforts latéraux et des moments. Leur comportement mécanique a déjà fait l'objet de nombreux travaux de recherches qui ont abouti à des méthodes de dimensionnement largement adoptées dans la profession.

Très souvent les couches superficielles d'un terrain sont compressibles tandis que les couches inférieures sont résistantes à partir d'une certaine profondeur. Donc on fait appel à des fondations profondes dites pieux lorsque le sol de fondations en surface n'a pas les caractéristiques suffisantes pour supporter le poids de la structure.

Les pieux sont mis en place soit par fonçage soit par forage, et leurs pointe est soit libre soit encastrée dans une couche de sol porteuse.

Le transfert des charges se fait soit par frottement latérale sur les parois du fût, soit par réaction sous la base du pieu. La part de charge prise par la pointe est d'autant plus faible que le pieu est élancé.

Le dimensionnement des pieux est encore aujourd'hui fortement dominé par le calcul de leur capacité portante sous chargement statique. Les méthodes recommandées dans les codes sont pour la plupart basées soit sur l'exploitation d'essais de chargement statiques soit sur des corrélations avec des essais in situ de type pénétrométrique (statique ou dynamique) ou pressiométrique.

Après une analyse bibliographique des principaux travaux publiés dans ce domaine, l'approche adoptée est du type modélisaiton numérique.

L'objectif le plus important de ce travail est de faire une modélisation numérique d'un pieu isolé soumis respectivement à une charge axiale et une excitation sismique. Avec cette modélisation on vise à mieux comprendre le comportement du pieu et le sol qui l'entoure pour essayer d'obtenir toutes les données possibles afin d'avoir plus de connaissance sur le comportement des pieux.

La présente étude sera divisée en deux grandes parties. La première partie sera consacrée à l'étude bibliographique portant sur des généralités sur les fondations profondes et leurs fonctionnement en chapitre 1, le deuxième chapitre sera consacré à l'étude du comportement d'un pieu isolé sous chargements statiques (axiales et latérales) et chargement dynamique (séisme).

La deuxième partie est constituée de deux chapitres, le premier est consacré à une présentation générale du logiciel utilisé dans l'étude (*Flac*), le deuxième chapitre sera consacré à la modélisation numérique d'un pieu isolé sous chargement statiques et dynamique, à l'aide du code de calcul $Flac^{2D}$.

Enfin nous terminerons notre travail par une conclusion générale donnant une synthèse de notre étude.

Chapitre 1

Généralités sur les fondations profondes

1.1 Introduction

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur qui varie de quelques mètres, à plusieurs dizaines de mètres. Ce type de fondations est utilisé soit parce que le sol est de mauvaise qualité et présente une capacité portante insuffisante, soit parce que les tassements prévisibles sont incompatibles avec l'ouvrage.

Les pieux sont généralement utilisés comme fondations profondes pour les grands ouvrages tels que les ponts, les centrales nucléaires, les tours à grandes hauteurs, les fondations pour machines vibrantes (Centrifuge) ...etc

Ce chapitre sera consacré à la présentation de quelques notions fondamentales sur les fondation profondes, plus exactement les pieux.

1.2 Généralités sur les pieux

Les pieux ont un élancement $\frac{D}{B}$ supérieur à 10, et leurs diamètre est le plus souvent inférieur à $0.8\,m$, toute fois selon leurs profondeurs les pieux peuvent avoir de grands diamètres.[1]

En général, les pieux traversent une ou plusieurs couches et vont être ancrés dans la couche de bonnes caractéristique mécaniques, appelée couche d'ancrage, ils reprennent les efforts transmis par la structure sur des couches de terrain de bonnes caractéristiques mécaniques pour avoir une bonne résistance du sol, afin d'éviter la rupture et limiter les déplacements à des valeurs acceptables. Ces efforts sont repris par le pieu sous forme de frottement latéral, mobilisé le long du fût du pieu, et sous forme de résistance en pointe.

Le comportement d'un pieu isolé est complexe, il peut être soumis à différents modes de sollicitations : chargement axial dû au poids et aux charges permanentes de l'ouvrage (traction ou compression), des sollicitations dynamiques (vibratoire, séisme).

Pour le calcul d'une fondation sur pieux, faut prendre en compte l'interaction sol/pieu (c'est à dire l'étude du comportement de la structure soumis à une sollicitation sismique), aussi bien sous la pointe que le long du fût, et aussi faut tenir compte de l'interaction d'un pieu avec les pieux voisins (groupe de pieux).

1.2.1 Classification des pieux

Il existe différentes méthodes de mise en place des pieux, et selon le mode d'installation on peut classer les pieux en deux catégories :[1]

1.2.1.1 Pieux refoulant le sol à la mise en place :

Les principaux types de pieux actuels entrant dans ce groupe sont les suivants :

1. Pieu battu préfabriqué :

Les pieux préfabriqués en béton armé ou précontraint, sont fichés dans le sol par battage ou vibrofonçage.

2. Pieu battu en métal :

Les pieux entièrement métalliques, constitués d'acier $E\,24-2$, sont fichés dans le sol par battage.

3. Pieu foncé en béton :

Les pieux sont constitués d'éléments cylindriques en béton armé, préfabriqués ou coffrés à l'avance, de 0.5 à $2.5\,m$ de longueur et de 30 à $60\,cm$ de diamètre. Les éléments sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

1.2.1.2 Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place :

Les principaux types de pieux actuels entrant dans ce groupe sont les suivants :

1. Pieu foré simple :

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques (tarière, benne, etc,...). Ce procédé, qui n'utilise pas le soutènement de parois, ne s'applique que dans les sols suffisamment cohérents et situés au-dessus des nappes phréatiques.

2. Pieu foré à la boue :

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques (tarière, benne, etc...), sous protection d'une boue de forage. Le forage est rempli de béton de grande ouvrabilité sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage.

3. Pieu foré tubé :

Un forage est exécuté dans le sol par des moyens mécaniques (tarières, benne, etc,...) sous protection d'un tubage dont la base est toujours située en-dessous du fond du forage. Le tubage peut être enfoncé jusqu'à la profondeur finale par vibration ou par fonçage au fur et à mesure de l'avancement du forage.

La différence de mise en œuvre des pieux forés est résumée dans la figure 1.1.

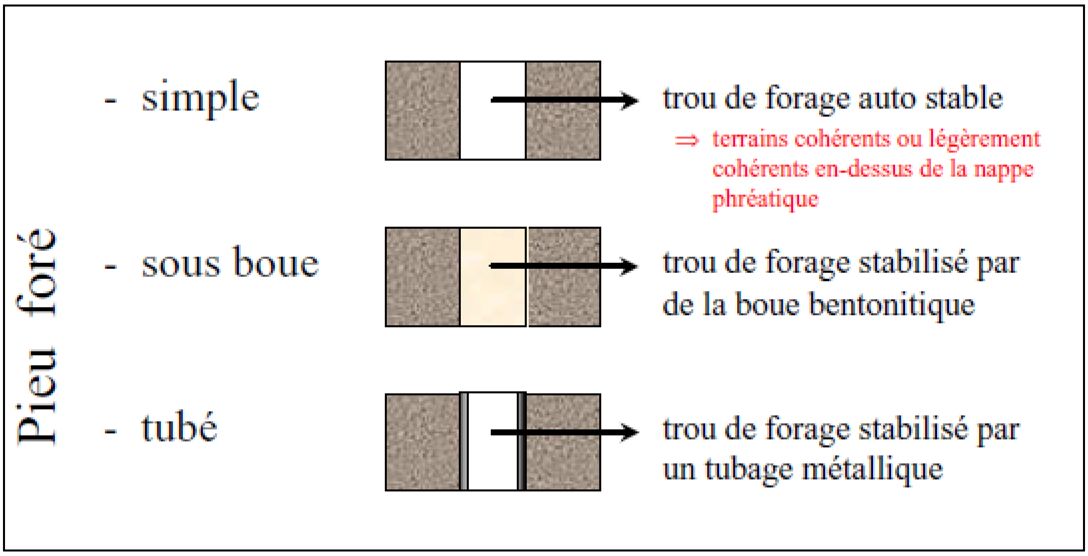

FIGURE 1.1 – Différence de mise en œuvre des pieux forés.

On peut résumer la classification des pieux dans l'organigramme de la figure 1.2 :

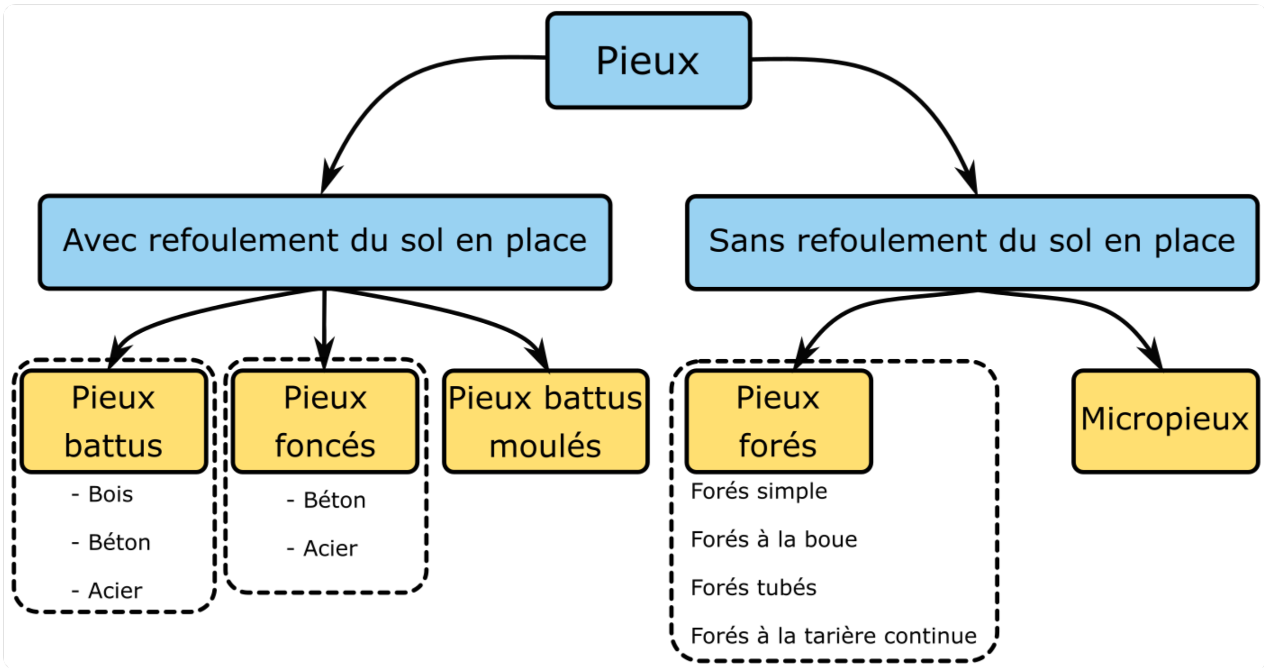

FIGURE 1.2 – Organigramme donnant les différents types de pieux.[1]

1.2.2 Choix du type de pieux

Le choix du type de pieu dépend :

- De la nature des couches rencontrées dans le terrain ; par exemple, Les blocs ou les couches dures, trop minces pour servir d'appui, sont facilement traversés avec des pieux forés, alors qu'ils provoque la rupture des pieux battus.
- De la présence de la nappe phréatique ou de cavités souterraines.
- Des charges à reprendre.
- De l'environnement du chantier ; par exemple, au voisinage de vieilles constructions, il vaut mieux éviter les pieux battus, car les vibrations provoquées par le choc du mouton sont supérieures à celles que peut produire l'exécution d'un pieu foré.
- Du coût d'exécution.
- Du matériel et de la technicité de l'entreprise.

1.2.3 Capacité portante d'un pieu

On peut définir la capacité portante d'un pieu Q_l comme la charge maximale qu'il peut supporter sans se rompre. On définit aussi la capacité portante q_l d'un sol qui est la charge maximale par unité de surface que ce dernier peut supporter, au delà de cette charge le sol se rompt.

La capacité portante d'un pieu est déterminée à partir des essais de pénétration CPT, pour une assise prenant appui dans des terrains meubles (Limons, Argiles molles ou vase), ou à partir de résultats d'essais sensitométriques ou de forages pour une structure fondée en terrain rocheux.

1.2.4 Profondeur critique d'un pieu

La profondeur critique est la valeur de l'ancrage D à partir de laquelle la contrainte à la rupture sous la pointe de la fondation profonde q_p n'augmente plus et atteint une valeur constante appelée : contrainte limite de pointe q_{pl} qui est fonction de la nature et de la compacité du sol.[1]

Dans la plupart des cas courants, on peut adopter les valeurs de D_c comme suit :

- Dans un monocouche : $D_c = 6B$ avec un minimum de $3\,m$.
- Dans un multicouche vrai, l'ancrage critique sera pris égale à $3\,B$.

Un multicouche *vrai* est un multicouche pour lequel la contrainte effective σ_v due au poids des terres est supérieur à $0.1\,MPa$.[1]

Cette profondeur critique varie principalement avec :

- Le type de sol.
- La résistance du sol.
- Le diamètre du pieu.

1.2.5 Évaluation de la capacité portante à partir des formules statiques

Soit un pieu isolé fiché dans un terrain multicouche, soumis à une charge Q (Figure 1.3). La charge Q est équilibrée d'une part par la résistance Q_p que rencontre le pieu sur sa pointe et d'autre part par la résultante Q_f des forces de frottement qui s'exercent sur la surface latérale du pieu au contact du terrain.

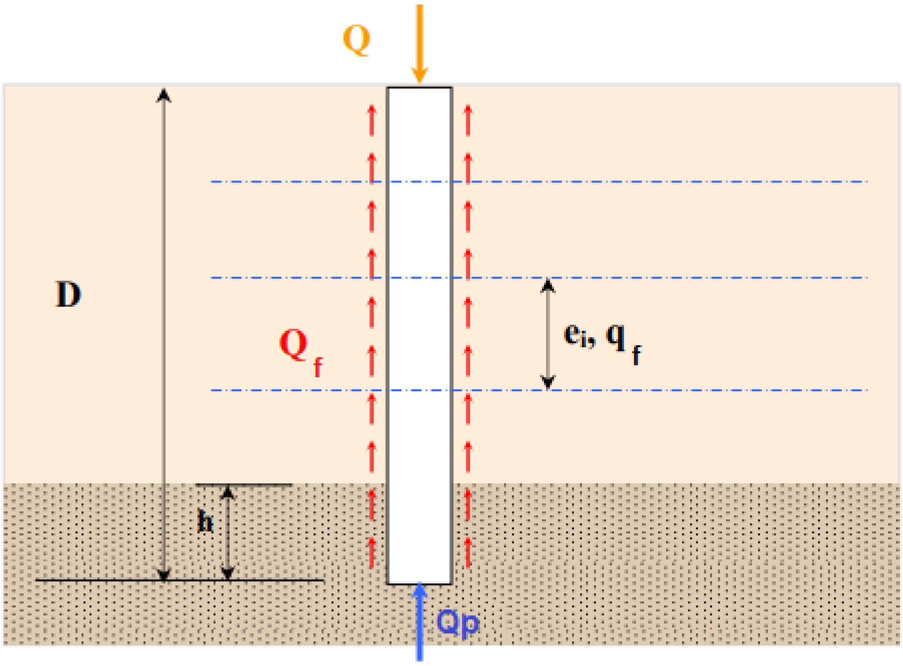

FIGURE 1.3 – Comportement général d'un pieu isolé soumis à un chargement vertical.

La charge limite Q_l est décomposée en deux composantes : la charge limite de pointe Q_p correspondant au poinçonnement du sol sous la base du pieu, et la charge limite Q_f mobilisable par frottement entre le fût et le sol, d'où la formule (1.1) ;[2]

$$Q_l = Q_p + Q_f \tag{1.1}$$

1. Résistance en pointe

La méthode est basée sur les formules de TERZAGHI similaires à celles utilisées pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles.

Le terme de pointe est donné par la formule (1.2) :

$$q = \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma + \gamma D N_q + C N_c \tag{1.2}$$

Le terme de surface N_γ est négligé comme la profondeur D est très grande devant la largeur B. La formule définitive donnant la contrainte en pointe s'écrit [3] et [4] comme suit :

$$q_p = \gamma\, D\, N_{q\,Max} + C\, N_{c\,Max} \tag{1.3}$$

Avec, d'après CAQUOT :

$$N_q = 10^{3.04\, tg\varphi} \tag{1.4}$$

$$N_{c\,Max} = \frac{N_{q\,Max} - 1}{tg\varphi} \tag{1.5}$$

Les formules 1.4 et 1.5 ont été obtenues à partir d'essais de laboratoire sur les pieux. Les valeurs de N_{cMax} et N_{qMax} sont données dans le tableau 1.1.

TABLE 1.1 – Valeurs de N_{qMax} et N_{cMax} proposées par CAQUOT et KÉRISEL.[4]

$\varphi(°)$	N_{qMax}	N_{cMax}	$\varphi(°)$	N_{qMax}	N_{cMax}	$\varphi(°)$	N_{qMax}	N_{cMax}	$\varphi(°)$	N_{cMax}	N_{cMax}
0	1	7	11	3.90	14.91	21	14.69	35.66	31	67.08	109.90
1	1.13	7.45	12	4.43	16.13	22	16.91	35.66	32	79	125
2	1.2	7.93	13	5.03	17.40	23	19.52	43.63	33	94	163
3	1.44	8.46	14	5.73	18.96	24	22.57	48.44	34	112	165
4	1.63	9.03	15	6.53	20.62	25	26.16	53.95	35	134	190
5	1.84	9.6	16	7.44	22.47	26	30.39	53.95	36	161	221
6	2.09	10.34	17	8.50	24.53	27	35.40	67.51	37	195	257
8	2.36	11.10	18	9.72	26.84	28	41.34	75.86	38	237	302
9	3.03	12.82	19	11.14	29.44	29	48.43	85.56	39	289	356
10	3.43	13.80	20	12.78	32.36	30	56.90	96.82	40	355	421

2. Frottement latéral

Pour un milieu cohérent, le frottement latéral est calculé par la formule (1.6) :

$$q_f = \beta\, C_u \tag{1.6}$$

Avec β : Coefficient généralement $\leq$ 1 et dépend de la cohésion et du type du pieu. les valeurs de β sont données dans le tableau 1.1.

Remarque : Le calcul de la charge limite d'un pieu à l'aide des formules statiques découlant de la théorie de la plasticité parfaite n'est plus utilisé car les hypothèses mise en jeu sont trop éloignées de la réalité.

TABLE 1.2 – Valeurs maximales du coefficient β pour quelques pieux types.[1]

Type de pieu	Nature du fût	β
Pieux forés de gros diamètre	fût en béton	0.6
Pieux forés	fût en béton	0.7
	fût métal	0.5
Pieux battus	fût en béton	0.7
	fût métal	0.5
Pieux injectés	Faible pression	1
	Forte pression	1.5

1.2.6 Évaluation de la capacité portante à partir des essais in situ

1.2.6.1 À partir de l'essai au pressiomètre

L'essai au pressiomètre est un essai de chargement de sol en place qui consiste à dilater une sonde cylindrique mise en place dans le terrain par battage ou par un forage. L'essai permet d'obtenir une courbe contrainte-déformation d'où l'on déduit les paramètres pressiométrique suivants [1] et [5] :

- Pression limite p_l.
- Module pressiométrique E_M.

Le calcul du terme de pointe d'un pieu se fait par application d'une formule semi-empirique (1.7) liant directement la pression limite mesurée p_l à la pression de rupture sous la pointe q_p :[6]

$$q_p - q_0 = k\ (P_{le} - p_0) \tag{1.7}$$

Où, p_0 et q_0 sont respectivement, des pressions horizontales et verticales totales des terres au niveau considéré.[1]

p_{le}, pression limite équivalente qui tient compte de la distribution des pressions limites mesurées de part et d'autre de la pointe du pieu :

$$P_{le} = \sqrt[3]{P_{l1}\, P_{l2}\, P_{l3}} \tag{1.8}$$

Les trois valeurs sous le radical représentent respectivement les pressions limites mesurées un mètre au-dessus de la pointe du pieu, au niveau de cette pointe, et un mètre en-dessous de la pointe.[1]

Le facteur k est appelé facteur de portance. Il dépend de la nature et de la compacité du terrain, du type de pieu, de sa mise en œuvre, ainsi que de son encastrement.[1]

1. Résistance en pointe :

La résistance de pointe est donnée par l'équation (1.9) ;[2]

$$q_l = k_p P^*_{le} \tag{1.9}$$

Avec :

P^*_{le} : Pression limite nette équivalente.

k_p : Facteur de portance.

Calcul de la pression limite nette équivalente : Elle est déterminée en effectuant une moyenne de la pression limite nette p_l^*au voisinage de la pointe du pieu (Figure 1.4) ;[5]

$$p_{le}^* = \frac{1}{b+3a}\int_{D-b}^{D+3a} p_l^*\,(Z)\,dz \tag{1.10}$$

Avec :

$b = min\,(a; h)$ où h est la hauteur du pieu contenue dans la formation porteuse,

a =$B/2$ si $B > 1\,m$

$a = 0,5$ si $B < 1\,m$

D : encrage dans la section

$p_l^*(Z)$ est obtenu en joignant par des segments de droite sur une échelle linéaire les différents p_l^* Comme représenté par la figure (1.4) suivante [2] :

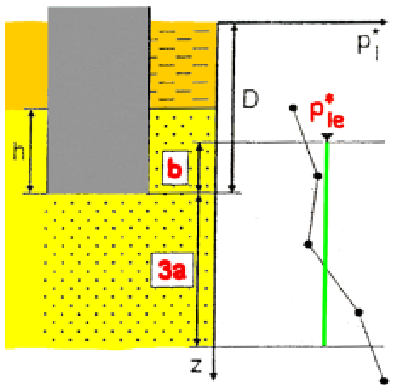

Figure 1.4 – Évaluation de la pression nette équivalente [2].

Détermination du facteur de portance k_p : La valeur du facteur de portance dépend de la nature du sol donnée par la Table (1.3) et du mode de mise en œuvre du pieu, comme représenté dans la Table (1.4) :

Table 1.3 – Classification des sols en fonction de p_l.[2]

Nature des terrains		Description	Préssiomètre $P_l(Mpa)$
Argiles, Limons	A	Argiles et limons mous	$< 0,7$
	B	Argiles et limons fermes	$1,2 - 2,0$
	C	Argile très fermes à dures	$> 2,5$
Sables,Graves	A	lâches	$< 0,5$
	B	moyennement compacts	$1,0 - 2,0$
	C	compacts	$> 2,5$
Craies	A	Molles	$< 0,7$
	B	Altérées	$1,0 - 2,0$
	C	Compactes	$> 3,0$
Marnes ;Marno-Calcaires	A	Tendres	$1,5 - 4,0$
	B	Compactes	$> 4,5$

Table 1.4 – Valeur du facteur de portance k_p.[2]

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles, Limons	A	$1,1$	$1,4$
	B	$1,2$	$1,5$
	C	$1,3$	$1,6$
Sables, Graves	A	$1,0$	$4,2$
	B	$1,1$	$3,7$
	C	$1,2$	$3,2$
Craies	A	$1,1$	$1,6$
	B	$1,4$	$2,2$
	C	$1,8$	$2,6$
Marnes ; Marno-Calcaires		$1,8$	$2,6$

2. Résistance due au frottement latéral q_s

Des corrélations ont été établies entre la pression limite p_l du sol et le frottement latéral unitaire q_s, la méthode générale consiste à choisir, en fonction de la nature du sol et du type de pieu, (Table 1.5) une courbe représentant une relation particulière entre q_s et p_l (Figure 1.5).[2]

TABLE 1.5 – Détermination des abaques.[2]

<table>
<tr><th></th><th colspan="3">Argiles, Limon</th><th colspan="3">Sables, graves</th><th colspan="3">Craies</th><th colspan="2">Marnes</th></tr>
<tr><th></th><th>A</th><th>B</th><th>C</th><th>A</th><th>B</th><th>C</th><th>A</th><th>B</th><th>C</th><th>A</th><th>B</th></tr>
<tr><td>Foré simple</td><td>Q_1</td><td>Q_1, Q_2</td><td>Q_2, Q_3</td><td colspan="3"></td><td>Q_1</td><td>Q_3</td><td>Q_4, Q_5</td><td>Q_3</td><td>Q_4, Q_5</td></tr>
<tr><td>Foré boue</td><td>Q_1</td><td colspan="2">Q_1, Q_2</td><td>Q_1</td><td>Q_2, Q_1</td><td>Q_3, Q_2</td><td>Q_1</td><td>Q_3</td><td>Q_4, Q_5</td><td>Q_3</td><td>Q_4, Q_5</td></tr>
<tr><td>Foré tubé
(tube récupéré)</td><td>Q_1</td><td colspan="2">Q_1, Q_2</td><td>Q_1</td><td>Q_2, Q_1</td><td>Q_3, Q_2</td><td>Q_1</td><td>Q_2</td><td>Q_3, Q_4</td><td>Q_3</td><td>Q_4</td></tr>
<tr><td>Foré tubé
(tube perdu)</td><td colspan="3">Q_1</td><td colspan="2">Q_1</td><td>Q_2</td><td colspan="3"></td><td>Q_2</td><td>Q_3</td></tr>
<tr><td>Puits</td><td>Q_1</td><td>Q_2</td><td>Q_3</td><td colspan="3"></td><td>Q_1</td><td>Q_2</td><td>Q_3</td><td>Q_4</td><td>Q_5</td></tr>
<tr><td>Métal battu fermé</td><td>Q_1</td><td colspan="2">Q_2</td><td colspan="2">Q_2</td><td>Q_3</td><td colspan="3"></td><td>Q_3</td><td>Q_4</td></tr>
<tr><td>Battu préfabriqué béton</td><td>Q_1</td><td colspan="2">Q_2</td><td colspan="3">Q_3</td><td colspan="3"></td><td>Q_3</td><td>Q_4</td></tr>
<tr><td>Battu moulé</td><td>Q_1</td><td colspan="2">Q_2</td><td colspan="2">Q_2</td><td>Q_3</td><td>Q_1</td><td>Q_2</td><td>Q_3</td><td>Q_3</td><td>Q_4</td></tr>
<tr><td>Battu enrobé</td><td>Q_1</td><td colspan="2">Q_2</td><td colspan="2">Q_3</td><td>Q_4</td><td colspan="3"></td><td>Q_3</td><td>Q_4</td></tr>
<tr><td>Injecté basse pression</td><td>Q_1</td><td colspan="2">Q_2</td><td colspan="3">Q_3</td><td>Q_2</td><td>Q_3</td><td>Q_4</td><td colspan="2">Q_5</td></tr>
<tr><td>Injecté haute préssion</td><td></td><td>Q_4</td><td>Q_5</td><td colspan="2">Q_5</td><td>Q_6</td><td></td><td>Q_5</td><td>Q_6</td><td colspan="2">Q_6</td></tr>
</table>

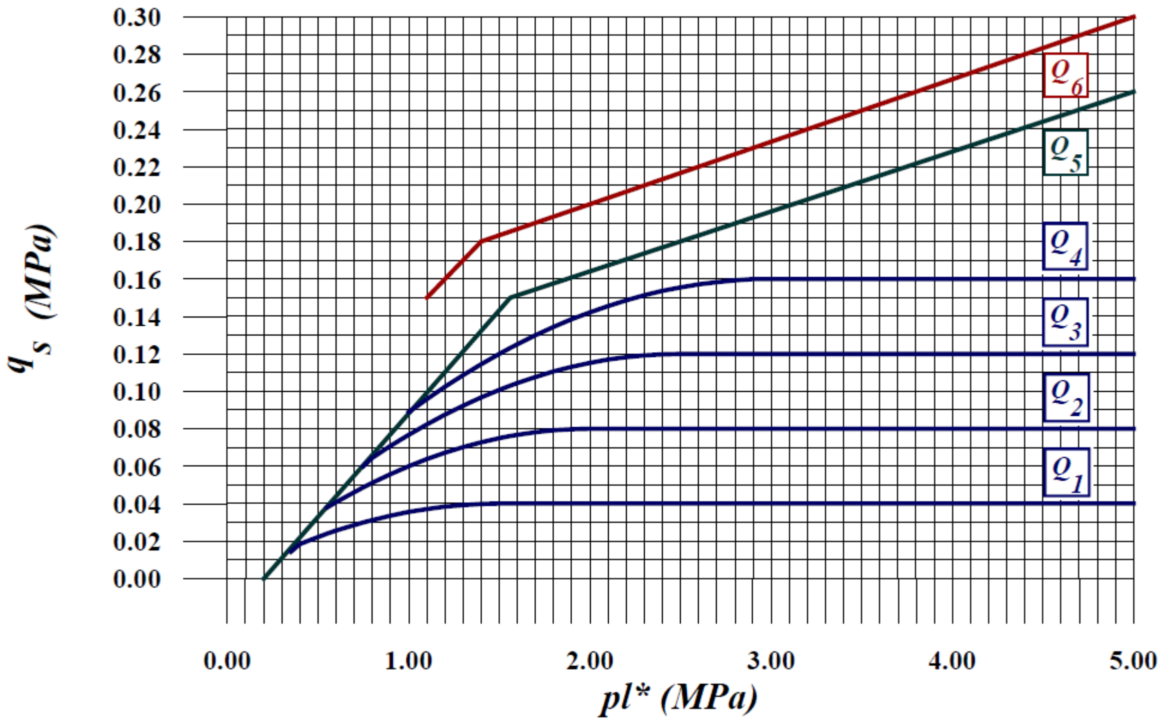

FIGURE 1.5 – Valeurs du frottement latéral unitaire.[2]

1.2.6.2 À partir de l'essai au pénétromètre

La méthode employée est la même que celle de la méthode pressiométrique. Seuls les calculs de la contrainte de rupture relative q_u et le frottement latéral unitaire limite $q_s(z)$ diffèrent d'une méthode à l'autre.[2]

1. Contrainte de rupture sous la pointe q_u :

La contrainte de rupture relative q_u est exprimée par :[2]

$$q_u = k_c q_{ce} \tag{1.11}$$

Avec :

k_c : Facteur de portance, dépend de la nature du sol donnée par la Table (1.6) et du mode de mise en œuvre du pieu Table (1.7).

q_{ce} : Résistance de pointe équivalente, calculée par la formule (1.12) :

$$q_{ce} = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(Z)dz \tag{1.12}$$

Avec :

$a = Max\,(0.5; B/2)$

$b = Min\,(a; h)$

h : hauteur de fondation contenue dans la formation porteuse.

$q_{cc}(Z)$: Résistance de pointe corrigée obtenue en écrêtant le diagramme des $q_c(Z)$ mesurés à 1.3 q_{cm}, (Figure 1.6)

q_{cm} : Valeur moyenne de la résistance de pointe, donnée par la formule (1.13) :[6]

$$q_{cm} = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_c(Z)dz \tag{1.13}$$

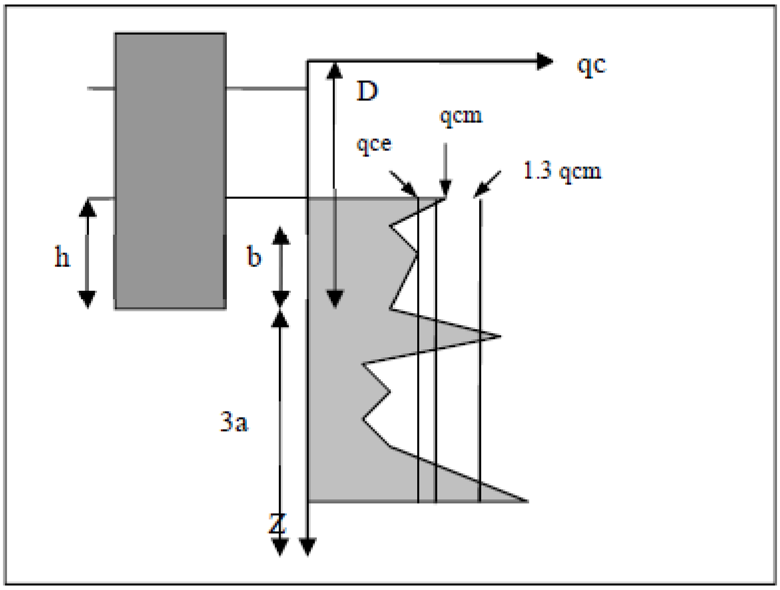

FIGURE 1.6 – Résistance de pointe équivalente.[7]

TABLE 1.6 – Classification des sols en fonction de q_c.[2]

Nature des terrains		Description	$q_c(Mpa)$
Argiles,Limons	A	Argiles et limons mous	$< 0,3$
	B	Argiles et limons fermes	$3.0 - 6.0$
	C	Argile très fermes à dures	> 6
Sables,Graves	A	lâches	< 5
	B	moyennement compacts	$8.0 - 15.0$
	C	compacts	> 20
Craies	A	Molles	< 5
	B	Altérées	> 5.0
	C	Compactes	-
Marnes ;Marno-Calcaires	A	Tendres	-
	B	Compactes	-

Table 1.7 – Valeur du facteur de portance k_c.[2]

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles,Limons	A	0.40	0.55
	B		
	C		
Sables,Graves	A	0.15	0.50
	B		
	C		
Craies	A	0.20	0.30
	B	0.30	0.45

2. Frottement latéral

Le frottement latéral unitaire limite q_s est déterminé par la formule (1.14) [7] et [8] :
Si, $q_c(Z) > 1\,MPa$

$$q_s(Z) = min\left\{\frac{q_c(Z)}{\beta}; q_{smax}\right\} \tag{1.14}$$

Sinon :

$$q_s(Z) = 0 \tag{1.15}$$

Le coefficient β et la valeur de q_{cmax} sont déterminés, par la Table (1.8) :

Table 1.8 – Valeurs de β et q_{smax}.[2]

		Argiles - Limons					Sables - Graves			Craies	
		A	B		C		A	B	C	A	B
Foré	β	-	-	75	-	-	200	200	200	125	80
	q_{smax}(kPa)	15	40	80	40	80	-	-	120	40	120
Foré tubé (Non récupéré)	β	-	100	100	-	100	250	250	300	125	100
	q_{smax}(kPa)	15	40	60	40	80	-	40	120	40	80
Métal battu fermé	β	-	150		150		300	300	300		
	q_{smax}(kPa)	15	40		80		-	-	120		
Battu préfabriqué béton	β	-	75		-		150	150	150		
	q_{smax}(kPa)	-	80		80		-	-	120		

1.2.7 Tassement d'un pieu isolé

Le tassement d'un pieu isolé sous les charges usuelles est en général faible et ne constitue pas un paramètre de calcul déterminant pour la plupart des structures.[2]

En effet, les méthodes purement empiriques permettent une estimation approximative du tassement.

L'analyse des essais de chargement des pieux menés par le $LCPC$ a permis de montrer que pour une charge $Q \leq 0.7Q_c$ (Q_c étant la charge verticale critique ou de fluage), et pour des pieux dont la longueur varie entre 6 et $45\,m$ et le diamètre varie entre $0.30\,m$ et $1.5\,m$, on a :[2]

- Pieux forés : $s = 0.006\,B$ (avec des valeurs extrêmes de $0.003\,B$ à $0.010\,B$).
- Pieux battus : $s = 0.009\,B$ (avec des valeurs extrêmes de $0.008\,B$ à$0.012\,B$).

1.2.8 Frottement négatif sur un pieu isolé

Lorsque les pieux traversent une couche de sol compressible, l'effet d'un frottement négatif peut se produire si le sol tasse plus que le pieu. Il en résulte pour le pieu une surcharge croissante dirigée vers le bas, qui s'ajoute à la charge de service déjà supportée par le pieu.

À un niveau donné Z dans la couche compressible, la valeur du frottement négatif limite est donné par la formule (1.16).[9]

$$F_n = \sigma_h^{'} tg\delta = \sigma_v^{'} Ktg\delta \tag{1.16}$$

Avec :
$\sigma_v^{'}$: Contrainte effective verticale.
$\sigma_h^{'}$: Contrainte effective horizontale.
K : Rapport des deux contraintes effectives $\frac{\sigma_v^{'}}{\sigma_h^{'}}$.
δ : Angle de frottement du contact sol-pieu.

Le frottement augmente avec la pression effective horizontale ($\sigma_h^{'} = K\sigma_v^{'}$) agissant normalement à la surface du pieu, et croit avec la progression de la consolidation et atteint sa valeur maximale à long terme.[9]

Le frottement négatif ne se présente pas forcément sur toute la couche compressible, il n'apparait que si le tassement au tour du pieu est supérieur au tassement propre de ce dernier. 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 le quel le déplacement du pieu est égale à celui du sol (Figure 1.7).[9]

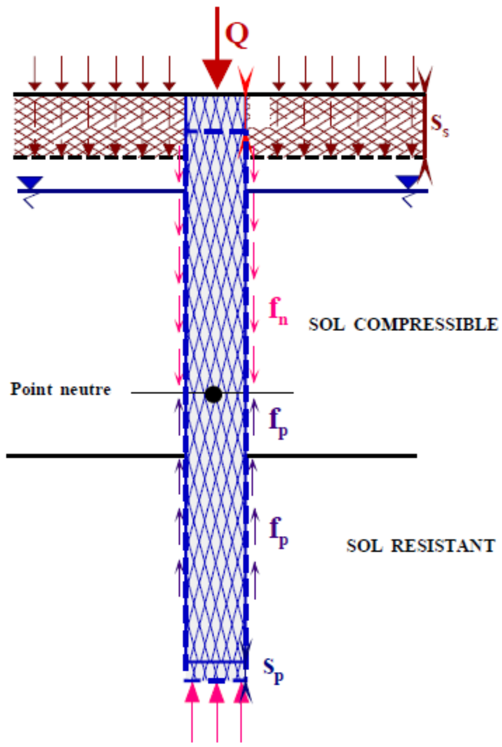

FIGURE 1.7 – Mécanisme du frottement latéral positif et négatif.

La prise en compte de la charge due au frottement négatif dans le calcul définitif des pieux peut conduire dans certain cas à des dimensions excessives de ces derniers. Dans ces pareils cas, il faut chercher à réduire l'effet du frottement négatif en utilisant par exemple une gaine autour du pieu, sur la hauteur où peut se manifester ce phénomène.

$Ktg\delta$ dépend de la nature du sol traversé par le pieu et du mode de mise en œuvre du pieu, il est donné par la Table (1.9).[7]

TABLE 1.9 – Valeur du terme $Ktg\delta$. [7]

<table>
<tr><th rowspan="2">Sol/Pieu</th><th rowspan="2">Argiles molles
Sols organiques</th><th rowspan="2">Argiles raides</th><th colspan="3">Sables et Graves</th></tr>
<tr><th>peu dense</th><th>moyen dense</th><th>très dense</th></tr>
<tr><td>Foré</td><td>0.15</td><td>0.20</td><td>–</td><td>–</td><td>–</td></tr>
<tr><td>Foré tubé</td><td>0.10</td><td>0.15</td><td rowspan="2">0.35</td><td rowspan="2">0.45</td><td rowspan="2">1.0</td></tr>
<tr><td>Battu</td><td>0.20</td><td>0.30</td></tr>
</table>

1.2.9 Flambement des pieux

Le flambement est la survenue d'une déformée latérale non nulle sous l'effet d'un chargement axial et en l'absence de tout chargement latéral. Cette forme d'instabilité élastique apparait à des valeurs précises de l'effort axial ainsi appliqué dites "efforts de flambement". La valeur minimale de ces efforts est appelée "effort critique de flambement".

Le flambement est couramment considéré dans un projet comme étant un mécanisme de rupture (Fleming et al. 1992) il peut se produire :[10]

- Pour les pieux partiellement exposées, comme les digues.
- Pour les pieux dans les argiles molles, les études ont montré que ces pieux rompaient par flambement. (Bergfelt 1957, Brandtz et Elvegaten 1957 ...)

La figure montre les modes de flambement qui peuvent survenir lors d'un chargement vertical en tête du pieu.

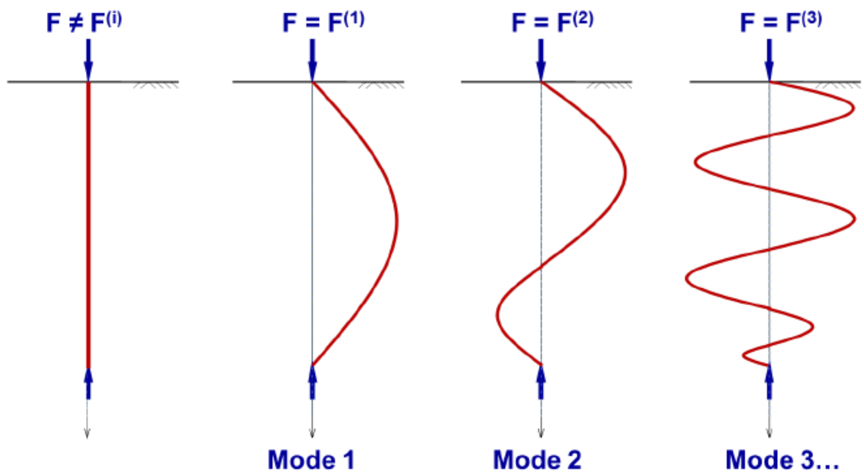

Figure 1.8 – Différent modes de flambement.

1.3 Conclusion

Dans ce chapitre, on a pu voir des notions générales sur la classification des pieux, ainsi que leur mode de mise en œuvre .

Cette étude nous a permis de voir que l'évaluation de la capacité portante passe par la détermination de la résistance en pointe du pieu, et le frottement latéral du pieu.

Aussi, l'étude nous a permis de voir les différentes méthodes de calcul de la capacité portante, on a pu faire un rappel sur le frottement négatif des pieux, le tassement et le flambement des pieux de façon générale.

Chapitre 2

Comportement mécanique d'un pieu isolé sous chargements Statiques et Dynamique

2.1 Introduction

Le comportement des pieux reste à ce jour difficile à analyser, qu'ils soient isolés, inclinés, chargés latéralement, ou verticalement. La complexité du mécanisme d'interaction du pieu et du sol, l'impossibilité d'observer visuellement le comportement des pieux lors du chargement, l'absence dans certains cas d'instruments de mesure des paramètres nécessaires et la grande complexité de l'exécution des études expérimentales ont influencé à l'évidence les méthodes d'étude du fonctionnement des pieux.

Dans ce but, nous cherchons à identifier les différents paramètres pouvant influencer le comportement de ces pieux et du sol avoisinant.

2.2 Comportement d'un pieu isolé sous chargement axiales

Lorsqu'un pieu est chargé axialement en tête , la charge limite (Q_{lim}) est équilibrée par des réactions limites du sol à la rupture, soit :

$$Q_{l\,im} = Q_{f\,lim} + Q_{p\,lim} \tag{2.1}$$

Avec :

$Q_{f\,lim}$: Frottement latéral limite.

$Q_{p\,lim}$: Résistance en pointe limite.

Le frottement latéral dépend principalement des caractéristiques mécaniques du sol avoisinant le pieu, alors que la résistance en pointe dépend des propriétés physiques et mécaniques du sol.

La détermination du frottement latéral limite $Q_{f\,lim}$ et de la résistance en pointe limite $Q_{p\,lim}$ requiert une bonne connaissance du comportement sol-structure, donc la prise en compte de très nombreux paramètres influençant le comportement de ces fondations.

Considérons, un pieu de longueur D, dans un sol homogène, soumis à un chargement vertical de compression axiale. Si on enregistre pendant le chargement du pieu l'effort et le déplacement en tête on obtiendra la courbe effort-déplacement de la figure (2.1).

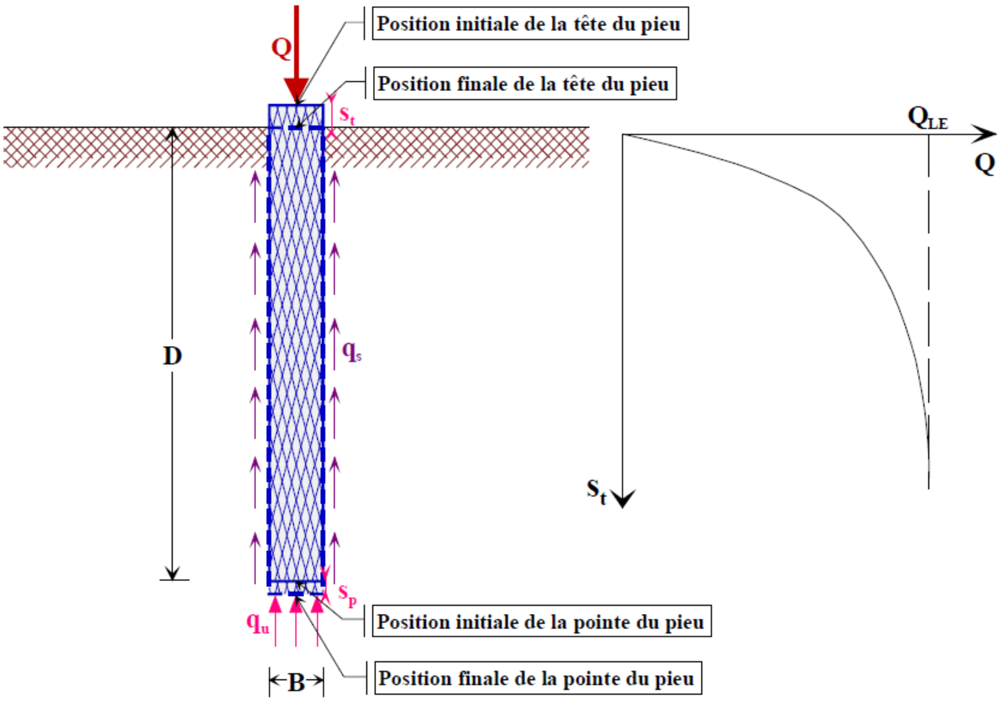

Figure 2.1 – Courbe effort-déplacement en tête d'un essai de chargement de pieu .

Cette courbe donne la charge limite Q_l qui correspond à la rupture du sol pour un grand déplacement. Cette charge limite est équilibrée par deux réactions limites : la résistance de pointe qui donne la charge limite de pointe $Q_p = A\,q_u$. (A : section droite de la pointe du pieu) et le frottement latéral qui s'exerce sur la surface latérale du pieu qui donne la charge limite de frottement latéral.[11]

2.2.1 Capacité portante des pieux sous charge axiale

La capacité totale du pieu dépend principalement des propriétés physiques et mécaniques du sol (densité, angle de frottement et résistance au cisaillement) et des caractéristiques des pieux. D'une façon générale, la capacité portante peut s'écrire : [11]

– Cas de la compression :

$$Q = Q_p + Q_f - W \tag{2.2}$$

– Cas de l'arrachement :

$$Q = Q_f + W \tag{2.3}$$

Où :

Q : capacité portante du pieu ;

Q_p : Résistance en pointe ;

Q_f : Résistance par frottement latéral le long du fût ;

W : Poids propre du pieu.

2.2.2 Essai de chargement statique d'un pieu sous compression axiale

Les essais à charges contrôlées sont des essais par palier de fluage, exécutés selon la norme $NF\ P94$–150–1 de décembre 1999.

L'essai consiste à mettre le pieu en charge par incréments $\triangle Q$ égaux à $0,1\, Q_{max}$ jusqu'à Q_{max}. Il permet de déterminer la charge limite conventionnelle Q_{le} et la charge critique de fluage conventionnelle Q_{ce} pendant chaque palier de fluage.

Pour chaque palier Q_n on calcul la pente α_n du segment de la courbe de déplacement en fonction du logarithme décimal du temps entre 30 et 60 minutes.

La charge critique de fluage est déterminée par la construction effectuée sur la courbe de α_n en fonction de la charge au palier Q_n (Figure 2.2). Cette courbe permet de distinguer une première partie pour laquelle le fluage est faible et peut être supporté par la structure portée par la fondation profonde, et une seconde partie où le fluage du sol entrainerait des déplacements incompatibles avec le bon fonctionnement de la structure.

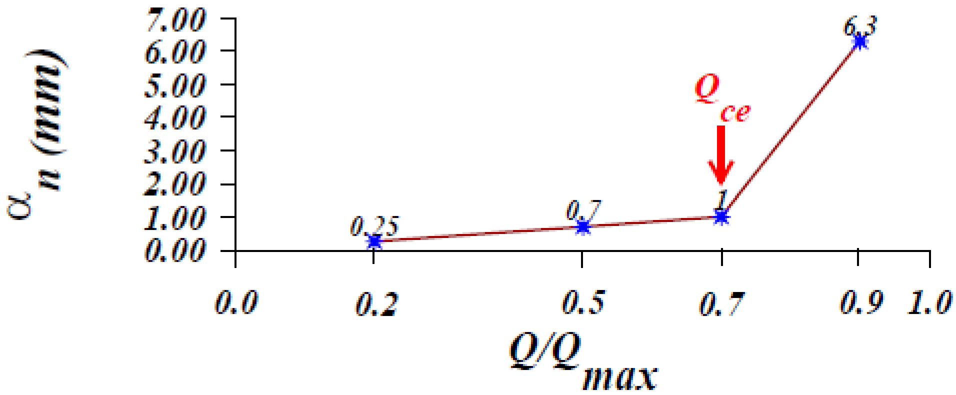

FIGURE 2.2 – Détermination de la charge de fluage .

2.2.3 Paramètres influençant le comportement d'un pieu isolé

Les pieux ont un comportement qui dépend de plusieurs paramètres tels que le mode de mise en place, le type du sol, l'effet du temps, la vitesse de chargement et le sens de chargement.

Dans cette section on s'intéressera plus particulièrement aux paramètres influençant les pieux refoulant le sol (mis en place par battage ou fonçage) ;

2.2.3.1 La rigidité des pieux

La rigidité d'un pieu influence le comportement de celui-ci lorsqu'il est soumis à un chargement axial surtout en matière de déplacement en tête. En effet, le déplacement global d'un pieu chargé axialement dépend non seulement des propriétés mécaniques du sol environnant mais également de la compressibilité axiale propre du pieu.

RANDOLPH (1983) indique que dans un pieu souple, la rupture est atteinte progressivement tout au long du pieu. Une rupture peut se produire au niveau du sol entourant la partie supérieure du pieu, tandis qu'au niveau des couches inférieures, le sol n'a pas encore atteint la rupture.

Pour les pieux rigides, la mobilisation des pics de frottements axiaux se fait au même moment dans toutes les couches de sol entourant le pieu.

RANDOLPH (1983) a proposé une classification des pieux en trois catégories : rigide, semi-rigide et souple (compressible) à partir de leur élancement $\frac{L}{D}$.[12]

- Lorsque $\frac{L}{D} < 0.25\,(\frac{E}{G})^{0.5}$, le pieu peut être considérée comme rigide ;
- Lorsque $\frac{L}{D} > 1.5\,(\frac{E}{G})^{0.5}$, le pieu est très compressible et sa réponse est significativement affectée par sa longueur globale.

Avec :

E : Module de cisaillement du sol.

G : Module d'élasticité du pieu.

2.2.3.2 Mode d'installation des pieux

La méthode d'installation d'un pieu peut avoir un effet significatif sur la capacité portante. En effet, celle ci est influencée par les changements d'états de contraintes et de paramètres d'état du sol environnant qui se produisent pendant l'installation, la consolidation (équilibre de la surpression interstitielle générée pendant l'installation) et le chargement du pieu (Figure 2.3).[12]

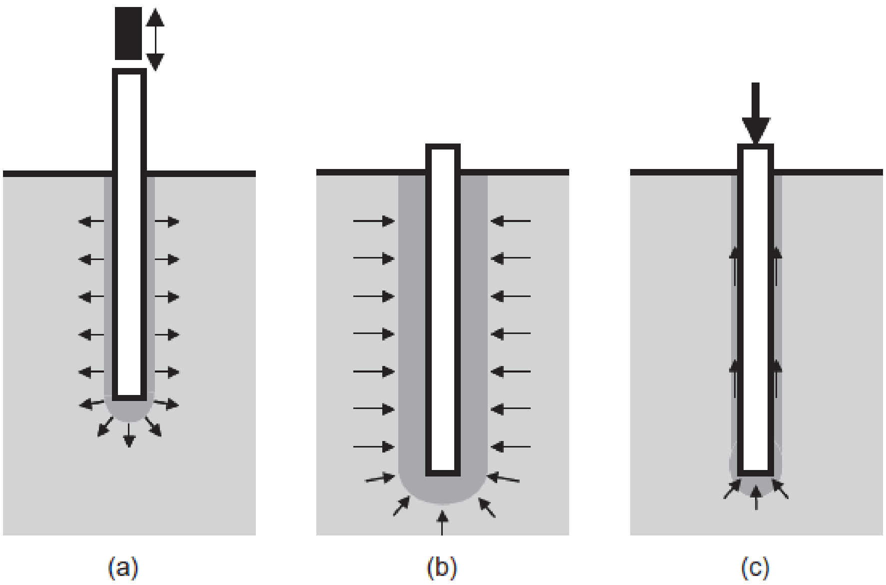

FIGURE 2.3 – Phases principales pendant l'installation d'un pieu : (a) installation ; (b) consolidation ; (c) chargement.[12]

LEHANE et JARDINE (1994) ont affirmé que lorsqu'un pieu est enfoncé dans le sol, ce dernier subit des déformations et des remaniements dans la zone autour du pieu. Cette installation provoque une dégradation des paramètres du sol au niveau de l'interface, cette dégradation résulte en partie des changement de contrainte au cisaillement du sol et principalement des augmentations des contraintes totales puisque le sol a été forcé vers l'extérieur durant l'enfoncement du pieu.[13]

Le changement de la résistance et la déformation des propriétés du sol lors du battage des pieux ont un effet important sur la capacité portante et sur le tassement des pieux.

À la fin de l'installation du pieu dans une argile, un champ de surpression interstitielle est formé autour de celui-ci ainsi qu'un remaniement du sol dans la zone autour du pieu, ce champ peut être étendue à plusieurs fois le diamètre du pieu, cette analogie a été utilisée pour modéliser l'effet de l'installation des pieux sur le déplacement et le changement de contraintes dans le sol. [14]

Il n'y a que le temps qui permet de dissiper cette surpression interstitielle et augmenter la résistance au cisaillement, comme le montre la Figure (2.3).

Dans le sable, l'influence du battage des pieux dépend de l'indice de densité et se traduit par la densification du sol au voisinage du pieu, Robinski et Morisson 1964 ont constaté sur des modèles de pieux foncés dans un sable lâche, qu'il y'a des déplacements importants et une densification du sol sous la pointe, qui sont suivi par un déplacement du sol vers le bas à proximité du fût. le mouvement des grains est quantifiable jusqu'à une distance de 3 à 4 fois le diamètre du pieu dans la direction latérale, et de 2.5 à 3.5 diamètres en dessous de la pointe. Ces observations ont été confirmées par Chan et Hannah 1980 ; Sabagh 1948 et Leung 1985, qui ont instrumenté des pieux modèles enfoncés dans le sable.[12]

Dans le but de mieux comprendre la cinématique des mouvement du sol, Shakhirev et Al 1996 ont présenté une étude sur le comportement d'un massif sableux lors du fonçage d'un pieu ils ont permis d'arriver aux conclusions suivantes : [15] et [16]

- À proximité du fût du pieu modèle foncé, les déplacements verticaux du sol sont dirigés vers le bas comme montré sur la figure 2.4 (a).

- Formation de deux zones (Figure 2.4 (b)), la première est une zone compactée qui augmente avec la profondeur où les déplacements du sol sont dirigés vers le bas, celle-ci est entourée par la zone (2), qui est la zone d'inversion des déplacements verticaux et de refoulement du sol, les déplacements horizontaux du sol (Figure 2.4 (c)) entrainent également la formation d'une zone comprimée, qui est semblable à la première zone comprimée dans la direction verticale.

- l'état de contrainte est étudié en examinant les zones de déformations, ce qui permet d'observer des contraintes horizontales et verticales qui apparaissent lors du fonçage au niveau du fût ainsi qu'en dessous de la pointe.

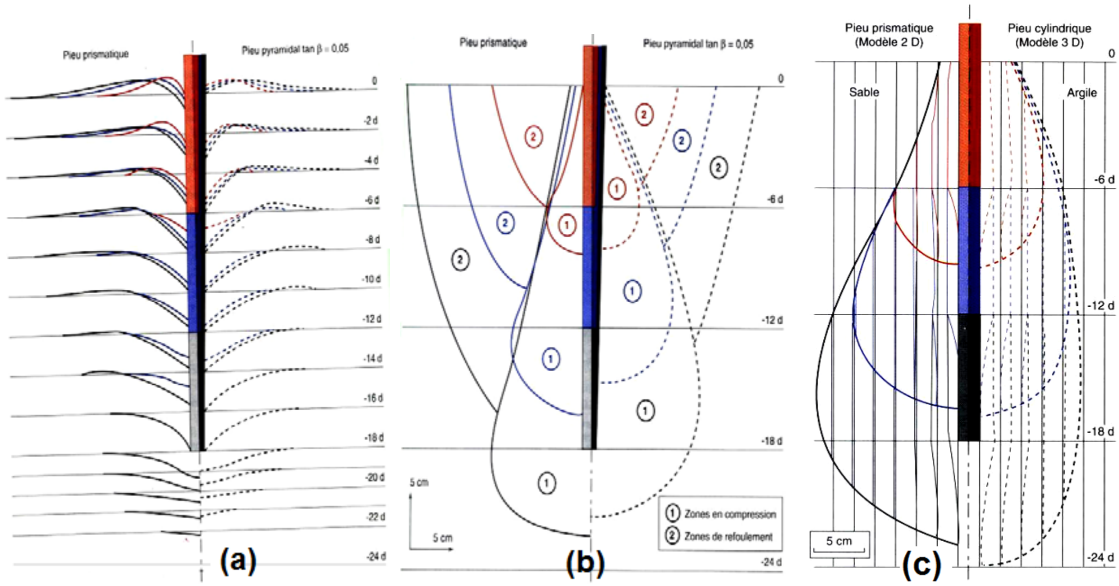

FIGURE 2.4 – Zones de déformations du sol lors du fonçage de modèles de pieux dans du sable : (a) déplacements verticaux observés, (b) zones de sol compacté (1) et de sol refoulé (2) autour des pieux et (c) zones de déplacements horizontaux du sol (SHAKHIREV et AL 1996).

De même, pour étudier l'effet de l'installation des pieux dans le sable, WHITE et LEHANE (2004) ont effectué différents types d'installation de pieux modèles, après le battage des pieux, ils ont constaté des contraintes résiduelles qui restaient dans le système pieu/sol. Celles-ci se composent d'un effort de compression dans la région de la pointe du pieu et d'un frottement latéral négatif à l'extrémité du pieu.

En ce qui concerne la mise en place par forage (non refoulant), celle-ci provoque un moindre degré de perturbation du sol environnant. EHLERS & ULRICH (1977) ont indiqué que les problèmes posés par le forage sont essentiellement le relâchement des contraintes autour du trou au moment du forage et l'état de l'interface après bétonnage.

En termes de capacité portante, en comparant deux pieux de mêmes caractéristiques installés dans le même sol, il semble que le pieu mis en place avec refoulement a une capacité portante supérieure au pieu installé sans refoulement.[16]

2.2.3.3 Le temps

Karlsrud et Al (2005) ont proposé l'équation 2.4 qui permet de quantifier l'augmentation de la capacité portante des pieux battus en fonction du temps :[17]

$$Q(t) = Q\,(100)\left[1 + \triangle_{10}\,log\left(\frac{t}{100}\right)\right] \tag{2.4}$$

Avec :

t : le temps entre le battage et le chargement $Q(t)$ en considérant que la dissipation des pressions interstitielles a totalement terminé à 100 jours.

$\triangle_{10}$: facteur adimensionnel qui est déterminé à partir de l'équation (2.5) :

$$0.1 < \triangle_{10} < 0.5 \tag{2.5}$$

$$\triangle_{10} = 0.1 + 0.4\left(1 - \frac{I_p}{50}\right) OCR^{-0.8} \tag{2.6}$$

Où :

I_p : Indice de plasticité.

OCR : degré de surconsolidation (valeurs moyennes le long du fût).

– **Sols cohérents**

Lorsque les pieux sont battus dans les sols argileux, le remaniement du sol génère des pressions interstitielles ($\triangle u$) plus élevées. Ces pressions ont tendance à réduire temporairement la résistance de cisaillement du sol (C_u) et donc la capacité du pieu. Ces sols ayant une faible perméabilité, les pressions ($\triangle u$) prennent énormément de temps pour se dissiper. Le changement de la teneur en eau (W) a un effet positif sur la résistance (C_u) de l'argile.[11]

Woodward et Al (1961) ont noté qu'il y avait une réduction de la résistance après l'installation des pieux dans les argiles raides. Ces chercheurs ont développé des coefficients à partir des essais sur le terrain pour tenir compte de la réduction de la résistance de cisaillement.

– **Sols pulvérulents**

La dissipation des pressions interstitielles se fait rapidement. Chow et Al (1998) ont remarqué que ce n'est pas seulement la dissipation de ($\triangle u$) qui fait augmenter la capacité portante des pieux, mais également le changement de la contrainte horizontale. Ils ont supposé que lors de la pénétration des pieux, le sol se déplace et forme temporairement une voûte radiale autour du pieu, avec le temps, la contrainte horizontale effective augmente.[11]

Jardine et Al (2006) ont montré des augmentations remarquables dans les capacités portantes des pieux dans les mois qui suivent l'installation. Les résultats obtenus dans les sables de Dunkerque montrent une augmentation de la capacité entre 70 % et 90 % sur 6 mois. La résistance en pointe n'évolue pas, mais le frottement axial est très influencé.[18]

2.2.3.4 Préchargement

Un autre aspect qui semble augmenter la capacité portante des pieux battus dans une argile est le préchargement, Karlsrud et Haugen (1985), ont montré sur la figure 2.5 une augmentation de la capacité portante entre les essais statiques. Ils ont observer une augmentation totale de 23 % de la capacité des pieux lié au préchargement et au temps qui génère un gain de capacité estimé à $3.5\,kN/semaine$.[12]

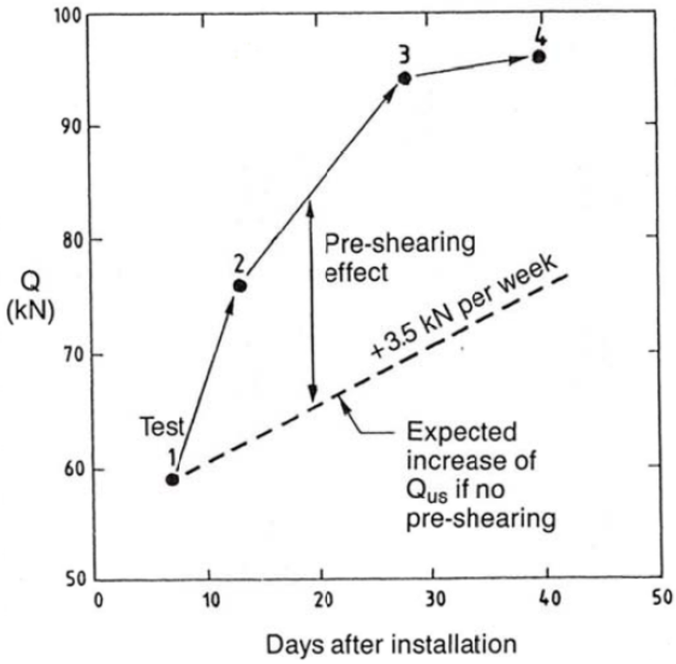

Figure 2.5 – Influence du temps et du préchargement sur la capacité portante d'un pieu installé dans une argile surconsolidée (Karlsrud et Haugen 1985).

2.2.3.5 Vitesse de chargement

L'influence de la vitesse de chargement sur la capacité portante des pieux a été étudié par de nombreux chercheurs, celle-ci pouvant avoir une influence sur le comportement de l'interface sol/pieu et du sol autour de la pointe. Pour y parvenir, ils ont utilisé plusieurs moyens : essais triaxiaux rapides, essais au pénétromètre, essais sur pieu modèle, essais de cisaillement,..[18]

Dans le cas des sols fins, de nombreux essais ont été effectués en laboratoire (chambre d'étalonnage) (Tumay et Acar, 1985 ; Almeida et Parry, 1988 ; Kurup et al, 1994 ; Kim and Tumay,2007) et in situ (Kraft et al, 1981 ; Karlsrud and Haugen, 1986*a*, 1986*b* ; etc.) pour quantifier l'effet de ce paramètre sur la capacité portante des pieux, le frottement local, la résistance en pointe et la génération des surpressions interstitielles. Aucune influence significative de la vitesse de chargement n'a été observée sur la capacité portante des pieux dans les sables.[18]

Kim (2004) ; Kim et Tumay (2007) ont réalisé des essais de pénétration avec un piézocône de $10\,mm$ de diamètre, dans un massif d'argile reconstituée dans une chambre d'étalonnage de $524\,mm$ de diamètre (Figure 2.6). Les essais ont été réalisés à trois vitesses différentes ($0,3\,cm/s$, $0,6\,cm/s$ et $2,0\,cm$/s). La Figure 2.7 présente l'évolution de la résistance en pointe, et de la pression interstitielle, mesurée sur la pointe, au cours de l'enfoncement. On observe que la résistance en pointe et la pression interstitielle augmentent avec l'augmentation de la vitesse d'enfoncement. Ces auteurs remarquent également que la surpression interstitielle mesurée sur la pointe était plus grande que celle mesurée sur le corps du piézocône .[12]

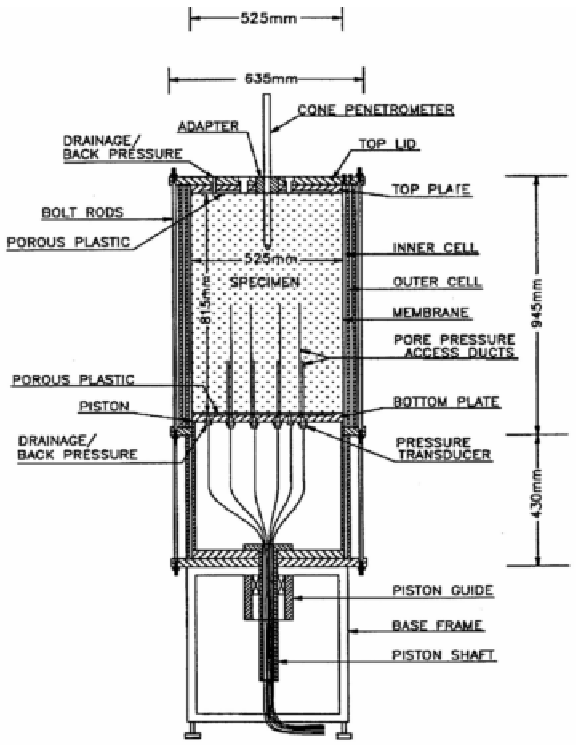

Figure 2.6 – Schéma de la chambre d'étalonnage utilisée par Kim et Tumay (2007).[18]

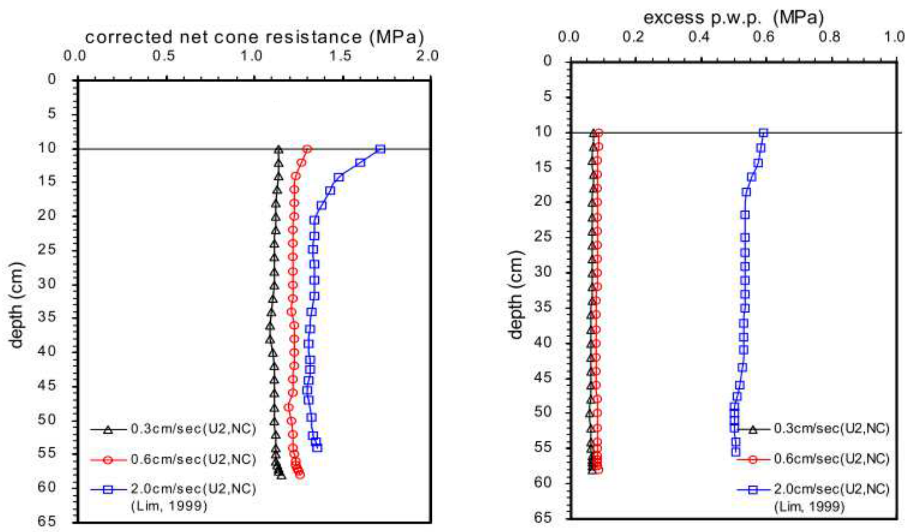

FIGURE 2.7 – Effet de la vitesse d'enfoncement sur la résistance en pointe et sur la surpression interstitielle dans un massif de kaolinite (KIM,2004).[18]

En ce qui concerne les essais in situ, pour citer un exemple, on peut visualiser sur la Figure 2.8 les courbes typiques des essais de chargement statique sur l'argile de Haga réalisés par KARLSRUD et HAUGEN (1985*b*). Ils ont montré, que l'accroissement de la vitesse de chargement peut augmenter la capacité portante et la rigidité d'un pieu de 10 à 20% . [18]

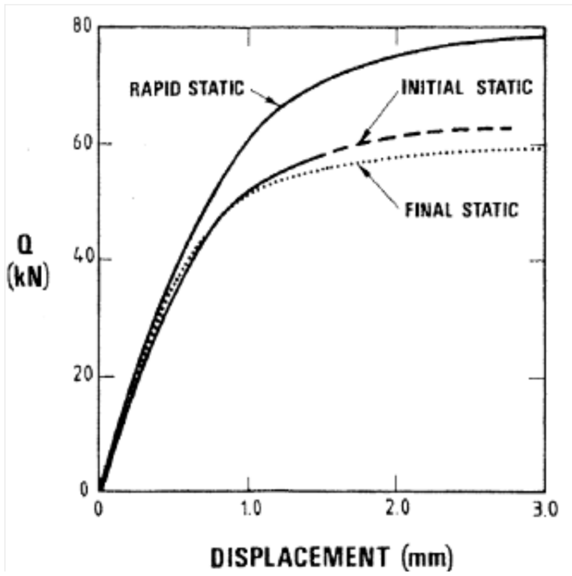

FIGURE 2.8 – Effet de la vitesse de chargement sur la capacité portante des pieux in situ installés dans l'argile de Haga (KARLSRUD et AL, 1985*b*)

Pour quantifier l'influence de la vitesse de chargement sur la capacité portante des pieux, Briaud et Garland (1985) ont proposé une corrélation basée sur 62 essais sur pieux réels :

$$\frac{Q_{u1}}{Q_{u2}} = \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^n \tag{2.7}$$

Avec :

Q_{u1} : capacité portante du pieu obtenue lors d'un essai qui a duré un temps t_1.

Q_{u2} : Capacité portante du pieu obtenue lors d'un essai qui a duré un temps t_2.

n : exposant de la vitesse ($n_{moyen} = 0.068$ pour 31 valeurs de n déterminées à partir de 62 essais de pieux).[12]

2.2.4 Calcul des pieux sous charge axiales

La réponse d'un pieu vis-à-vis d'un chargement axiale est contrôlées par les caractéristiques rhéologiques (contraintes-déformations-temps) et de rupture de tous les éléments du système pieu/sol, et par des phénomènes liés notamment au mode de mise en place du pieu.

La prévision des déplacements du pieu correspond à une étude d'interaction sol-structure pour laquelle on dispose de trois types d'analyse Aschenberener et Olson, (1984).[16]

- L'approche du solide élastique, basée sur l'hypothèse fondamentale que le sol transmet les charges comme un corps solide élastique, homogène et isotrope, caractérisé par un module d'Young et un coefficient de Poisson ;
- La méthode des courbes de transfert ;
- les méthodes des éléments finis.

La méthode la plus courante est celle basée sur l'utilisation des fonctions (ou courbes) de transfert à introduire dans des programmes de calcul (Meyer et Al, 1975).

2.2.4.1 Principe du calcul des pieux en déplacement

Dans cette approche, le pieu est divisé en éléments considérés comme des colonnes compressible très courtes, de module élastique et de section donnés (Figure 2.9).

À chaque élément du pieu est associé une courbe de transfert $(t - z)$ reliant la charge (t) transmise par cet élément et son déplacement (z).

En d'autre termes, le sol autour du pieu est remplacé par un jeu de ressorts non-linéaires qui soutiennent le pieu à mi-hauteur de chaque élément, et totalement indépendants les uns les autres.

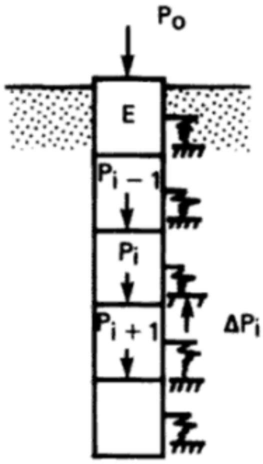

FIGURE 2.9 – Schéma de modélisation par les courbes de transfert.

2.2.4.2 Méthode des courbes de transfert (t-z) :

La méthode $t - z$, appelée aussi méthode des courbes de transfert, a été proposée d'abord par Coyle et Reese (1966). Elle vise à calculer le déplacement vertical d'un pieu soumis à une sollicitation axiale.

La méthode se base sur la définition de courbes reliant la contrainte de cisaillement sur la surface latérale du pieu, au déplacement vertical du pieu, et ce à différentes profondeurs. Ces courbes sont appelées également courbes $t - z$ ou courbes de transfert.

La construction de ces courbes se base sur des données récoltées au cours d'essais de chargement de pieux instrumentés in-situ ou d'essais en laboratoire sur des pieux modèles. Les premières courbes $t - z$ ont été développées par Coyle et Reese (1966), généralement l'allure des courbes utilisées est schématisée sur la figure 2.10.[19]

Où :

t_{max} : capacité maximale mobilisable sur les éléments du pieu ;

z_{cr} : déplacement critique nécessaire pour mobiliser t_{max} ;

ξ : rapport de la résistance mobilisable aux grandes déformations (t_{res}) à la résistance maximal (t_{max})qui est $\leqslant 1$;

$$\xi = \frac{t_{res}}{t_{max}} \tag{2.8}$$

μ : rapport du déplacement (z_{cr}) nécessaire pour atteindre (t_{res}) au déplacement critique (z_{cr}), qui est $\geqslant 1$;

$$\mu = \frac{z_{res}}{z_{cr}} \tag{2.9}$$

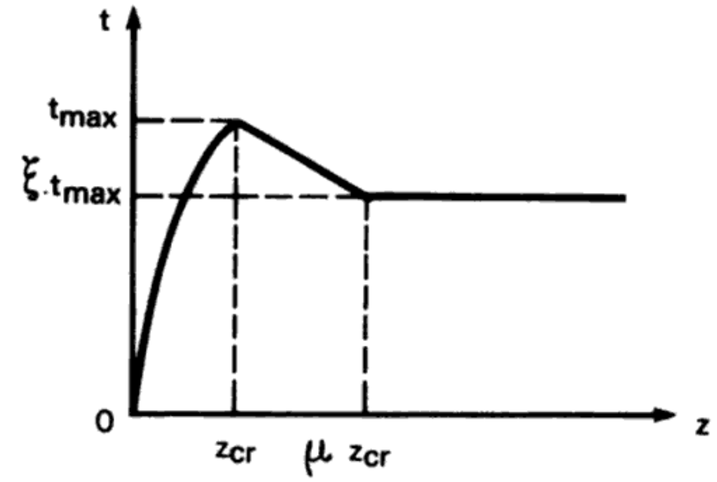

FIGURE 2.10 – Allure des courbes (t-z).

L'allure de la courbe $(t-z)$ avant la mobilisation du frottement maximal (t_{max}) représente la phase de comportement élastique du sol et d'adhérence sol-pieu.

L'allure de la courbe après mobilisation complète du frottement maximal (t_{max}) représente la phase des glissements relatifs sol-pieu des grands déplacements. [19]

2.2.4.3 Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis a été largement utilisée dans la modélisation en géotechnique. Elle se base sur une discrétisation spatiale du milieu pour déterminer une solution au problème d'équilibre d'un solide soumis à des conditions limites exprimées en termes de force ou de déplacement.

Cette méthode a été appliquée pour modéliser le comportement d'un pieu soumis à une sollicitation statique axiale. Dans ce type de modélisation, le problème d'interaction sol-pieu impose l'utilisation d'éléments spécifiques pour reproduire le comportement à l'interface.

2.3 Comportement d'un pieu isolé sous chargement latérales

Dans le passé, les charges horizontales dues à l'action du vent ou d'un séisme sur les structures étaient reprises par des pieux inclinés, alors que l'effort axial et le moment étaient repris par des pieux verticaux. L'apparition de nouveaux besoins, a mis en évidence la nécessité d'établir des méthodes de calcul tenant compte de la sollicitation horizontale dans le dimensionnement de tous les pieux.

Il arrive que le chargement latéral provienne du sol lui-même en cas de séisme par exemple, ou lors du déplacement latéral d'une couche d'argile compressible.

Il s'agit donc d'un problème d'interaction sol-pieu. Ainsi, quand un pieu est soumis à une charge latérale, l'interaction qui s'engage entre le pieu et le sol environnant est un sujet rempli de questions. La nature du sol et du pieu est une source évidente de complexité.

Ainsi, les recherches ont permis de prévoir une partie importante des phénomènes qui se produisent dans le pieu et dans le sol et d'approcher d'assez près leurs comportement réels.

Les méthodes de calcul actuelles sont divisées d'après Fan et Long [2005] en trois principaux modèles mécaniques du sol de fondation :

- La théorie de l'équilibre limite (poussée,butée)
- La théorie de l'élasticité ,
- La théorie des déformations locales (coefficient de réaction), fondée sur les idées de Winkler.

2.3.1 Comportement du système sol-pieu pendant le chargement

Le développement des réactions le long du pieu est progressif et évolue avec l'augmentation du chargement appliqué. Lorsque le pieu est chargé latéralement, il impose une déformation au sol qui l'entoure. En effet, le pieu résiste au chargement qui lui est appliqué en subissant un déplacement d'ensemble, ou en fléchissant, ce qui provoque dans le sol des réactions qui vont équilibrer le système des charges appliquées.[20]

Avec l'augmentation du niveau de chargement, le déplacement ou la déformation du pieu augmente ainsi que la réaction du sol, ce qui permet au système d'être en équilibre (Figure 2.11). Cette relation entre le déplacement du pieu et la résistance du sol est généralement non linéaire.

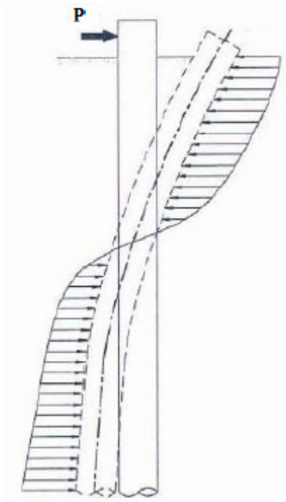

FIGURE 2.11 – Comportement du système sol-pieu soumis à un chargement latéral.[20]

2.3.2 Méthode de dimensionnement des pieux sous charges latérales

Un pieu soumis à un chargement latéral en tête, résiste à ces charges soit en subissant un déplacement d'ensemble sans se déformer, soit en fléchissant, ce qui entraine dans le sol des réactions qui vont équilibrer ce chargement (Figure 2.11).[21]

Dans la majorité des cas, le critère de dimensionnement n'est pas la capacité latérale ultime du pieu mais les déplacement maximals en tête.

sur ces bases, diverses méthodes ont été établie pour l'analyse des pieux sous charges latérales.

- La théorie classique rigide-plastique suppose que le sol est entièrement à l'état de rupture dans les zones de butée et de contre-butée. Elle permet de déterminer la charge limite pour un pieu mais ne représente pas le comportement du pieu en déplacement.
- Tshebotarioff (1970), De Beer et Wallays (1972) ont proposés des méthodes empiriques pour évaluer les efforts, celles ci ne tiennent pas compte du phénomène d'interaction sol-pieu.
- Poulos et Davis (1980) proposent diverses solutions pour le pieu isolé correspondant à différentes conditions aux limites. Ainsi, dans le cas de contraintes planes,

on considère que l'ensemble sol-pieu se comporte comme un bloc rigide et que la charge limite de l'ensemble est celle d'une même semelle enfouie verticalement.

– La méthode la plus couramment utilisée en pratique repose sur une modélisation du sol par des séries de ressorts rapprochées sans couplages entre elles. C'est la méthode basée sur la théorie de WINKLER (1867). Cette méthode est simple d'utilisation car elle relie directement le comportement du sol (pression P) au comportement du pieu (déplacement y) sous chargement latéral.

2.3.2.1 Méthode au module de réaction

La notion de module de réaction a été introduite par WINKLER (1867). Elle a permis un large développement des méthodes de calcul des ouvrages de soutènement. Cette méthode est utilisée dans le calcul des pieux chargés latéralement grâce à sa simplicité (calcul unidimensionnel) et sa capacité à traiter différents profils de sol.[20]

1. Principe général

Cette méthode consiste à modéliser le pieu par une poutre unidimensionnelle de longueur L, de diamètre B et de rigidité à la flexion E_pI_p. Le sol est modélisé par des ressorts indépendants dont la réaction est fonction du déplacement latéral du pieu (courbes $(p{-}y)$).

En effet, le modèle de WINKLER définit le sol comme étant un empilement de tranches indépendantes. Chaque tranche de sol est modélisée par un ressort latéral sur lequel s'appuie le pieu (Figure 2.12).[20]

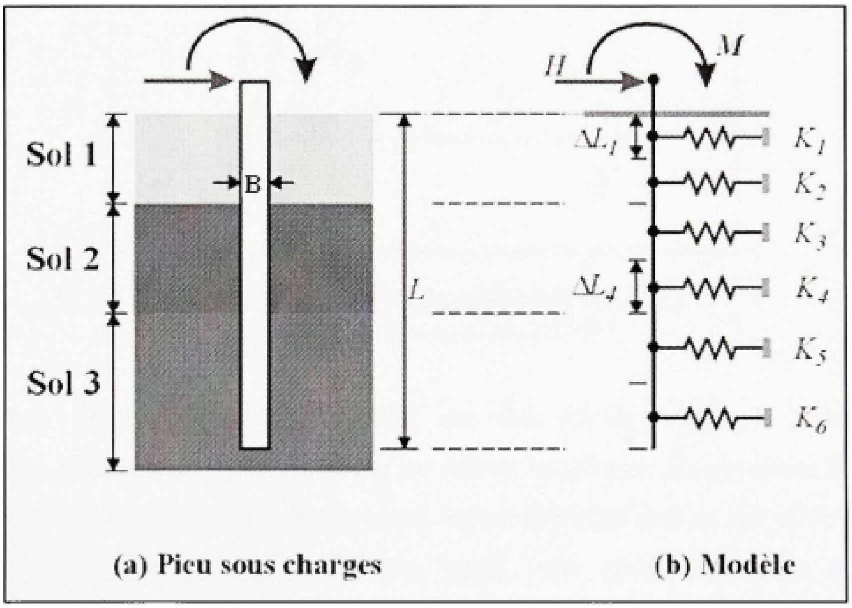

FIGURE 2.12 – Représentation du modèle de WINKLER.

La pression sur une « tranche » du sol ne dépend que du déplacement latéral de cette dernière et d'un coefficient de réaction du sol, appelé k_h (kN.m-3) dans le cas d'un chargement latéral. Cette pression est donné par :[21]

$$p = k_h(Z)\, y \tag{2.10}$$

Cette équation est aussi exprimée sous la forme :

$$p = E_s\, y \tag{2.11}$$

Avec :

$$E_s = k_h\, B \tag{2.12}$$

Où :

p : réaction du sol par unité de longueur du pieu $[N/m]$.
E_s : Module de réaction du sol $[N.m^{-2}]$.
B : diamètre ou largeur du pieu.

Le principal avantage de cette méthode est qu'en tout point le long du pieu, l'interaction sol-pieu peut être définie. Mais cette définition est restreinte par l'hypothèse que la pression en un point est fonction linéaire du déplacement en ce point et par sa dépendance au choix du profil des valeurs de k_h caractérisant le sol.

2. Expression du module de réaction E_s

La principale difficulté de cette méthode est la définition du profil de module de réaction, qui dépend de nombreux paramètres tels que la rigidité du pieu, le niveau du chargement, la nature du sol,... [21]

Selon Hadjadji (1993) le module de réaction E_s du sol peut être déterminer si on a obtenue le module d'Young E par des essais en laboratoire ou le module pressionmétrique E_M par des essais en place.

Plusieurs formules du module de réaction ont été établie, on retiendra les formules suivantes :

a. Terzaghi (1955) (pour les sables) ;

$$\frac{E_s}{E} = \frac{1}{1.35} = 0.74 \tag{2.13}$$

Avec, $E = A\,\gamma\, Z$. Où, γ est le poids volumique du sol, et A un coefficient adimensionnel fonction de la densité du sable (Table 2.1).

TABLE 2.1 – Valeur du coefficient A d'après TERZAGHI (1955).

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

b. POULOS (1971) ;

$$\frac{E_s}{E} = 0.82 \tag{2.14}$$

c. GILBERT (1995);

$$E_s = 4.5\, q_c \tag{2.15}$$

Avec, q_c, Résistance de pointe de l'essai au pénétromètre

2.3.2.2 Méthodes des courbes $(P - y)$

La méthode $(P - y)$ est une généralisation du modèle de WINKLER, pratique pour tenir compte du comportement non linéaire des sols et pour étudier le comportement des pieux sous charges latérales. Cette méthode est dite semi-empirique car, la prévision et la construction de ces courbes pour l'étude d'un pieu isolé se fait à partir d'essais au laboratoire ou d'essais in situ. Chaque sol est représenté par une série de courbes $(p - y)$ non linéaires qui varient avec la profondeur et avec la nature du sol.

Le sol est assimilé à des appuis élastiques linéaires ou non-linéaires (communément appelés ressorts), traduit par des diagrammes $(p - y)$ (Figure 2.13), c'est-à-dire par des relations entre la réaction latérale P, et le déplacement latéral y.[11]

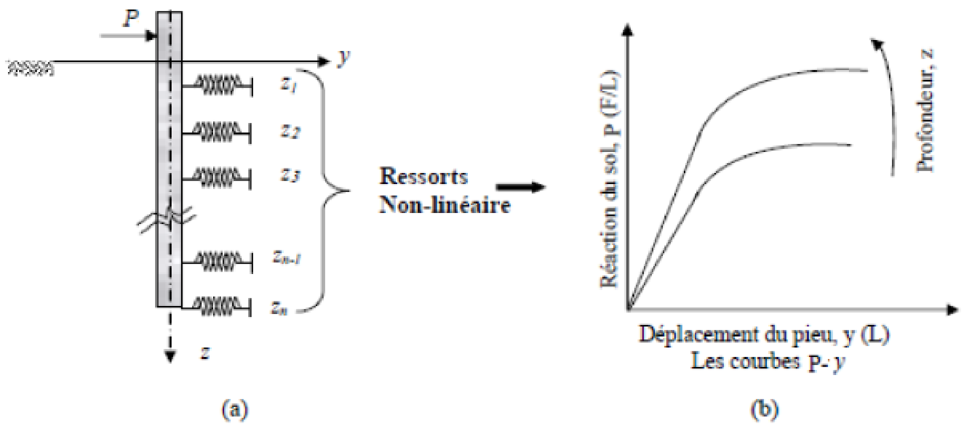

FIGURE 2.13 – (a) Modèle de WINKLER dans le cas d'une sollicitation latérale et (b) Courbes de réaction $(p - y)$.

Les méthodes de constructions des courbes ont connu une évolution considérable, la première étude du pieu chargé horizontalement à été faite par Reese et Matlock (1956) en introduisant le concept du module de réaction.

Ces méthodes peuvent être regroupées en quatre catégories :

1. Méthodes basées sur la théorie de l'élasticité

En se basant sur la théorie de l'élasticité, Baguelin et al.(1977) ont étudié en déformations planes le champ de déplacements et de contraintes induits par une force ponctuelle (p) appliquée sur un disque rigide dans le sol. Le modèle analysé (Figure 2.14) est constitué d'un disque représentant le sol au centre duquel est fixé un disque indéformable de rayon B/2 représentant la section du pieu. La frontière extérieure du modèle, de rayon R_e est supposée encastrée. La courbe $(p-y)$ a été déterminée à partir de l'expression analytique pour le déplacement de la section du pieu. Elle est donnée par :[22]

$$p = k_s\, y \tag{2.16}$$

$$\frac{1}{k_s} = \frac{1}{8\Pi E}\,\frac{1+\nu}{1-\nu}\left[(3-4\nu)\; ln\left(\frac{R_e}{B/2}\right)^2 - \frac{2}{3-4\nu}\right] \tag{2.17}$$

Le déplacement y dépend du rayon extérieur R_e du modèle (y tend vers l'infini quand R_e tend vers l'infini). La valeur de R_e à prendre en compte dans le calcul a été estimée par Baguelin et al.(1977) à partir d'une étude tridimensionnelle.[22]

Les résultats sont présentés en fonction de la longueur de transfert (l_0) et de la longueur de pieu (L) :

- Pieu libre en tête est soumis à une force horizontale :
$$R_e = \inf\{7l_0\,,\, 3L\} \tag{2.18}$$
- Pieu libre en tête est soumis à un moment :
$$R_e = \inf\{3l_0\,,\, 1.25L\} \tag{2.19}$$
- Pieu encastré en tête est soumis à une force horizontale :
$$R_e = \inf\{12l_0\,,\, 8L\} \tag{2.20}$$

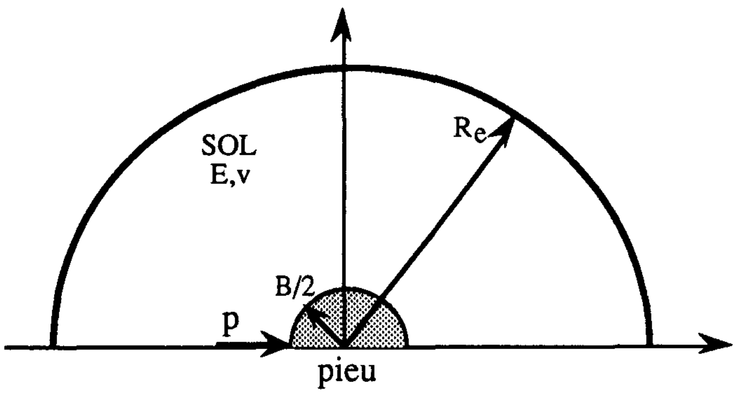

FIGURE 2.14 – Modèle utilisé pour le déplacement d'un disque rigide dans le sol (BAGUELIN et AL.1977)

2. Méthodes empiriques

Ces méthodes sont basées sur des expérimentations réelles ou sur des modèles réduits en laboratoire, Plusieurs expressions ont été proposées pour les principaux types de sols à partir des expérimentations en vrai grandeur : méthode de REESE et AL (1974) pour les courbes $(p-y)$ dans le sable ; méthode de MATLOCK (1970) pour les courbes $(p-y)$ dans l'argile molle, méthode de REESE et AL (1975)pour les courbes $(p-y)$ dans l'argile raide et la méthode générale pour les courbes $(p-y)$ dans l'argile. GAZIOGLU et O'NEILL (1984).[22]

3. Méthodes basées sur l'essai pressiométrique

L'essai presiométrique est pratiquement le seul essai in situ pouvant donner une relation expérimentale entre les contraintes appliquées et les déformations des parois de forage. En outre, la similitude remarquable entre le mécanisme de réaction latérale frontale du sol autour d'une section du pieu, et celui de l'expansion d'une paroi de forage pressiométrique suggère que les deux mécanismes sont homothétiques, avec possibilité de passage de la courbe d'expansion pressiométrique à la courbe $p-y$. BAGUELIN et AL, (1978). [22]

MÉNARD et AL. (1969) ont proposé une courbe de réaction $(p-y)$ constituée de deux segments de droite et d'un palier plastique (Figure 2.15). La première partie de la courbe (OA) est limitée à la réaction de fluage $(P_f\,B)$. Sa pente K_s est donnée par :[21]

– Pour $B > B_0$:

$$\frac{1}{K_s} = \frac{2}{9E_M} B_0 \left(2.65\frac{B}{B_0}\right)^{\alpha} + \frac{\alpha}{6E_M} B \tag{2.21}$$

– Pour $B < B_0$:

$$\frac{1}{K_s} = \frac{B}{E_M} \frac{4(2.65)^\alpha + 3\alpha}{18} \tag{2.22}$$

Avec :

E_M : Module pressiométrique ;

B : Diamètre ou largeur frontale du pieu ;

B_0 :Longueur de référence (prise égale à 0.6m) ;

α : Coefficient rhéologique du sol, (donné par la table 2.2) ;

TABLE 2.2 – Valeur du coefficient rhéologique du sol α utilisées dans les courbes $(p - y)$ par la méthode de MÉNARD (1969).

	Tourbe	Argile	Limon	Sable
α	1	2/3	1/2	1/3

Au-delà de la réaction de fluage $(P_f B)$, le comportement non linéaire du sol est pris en compte en réduisant le coefficient de réaction (K_s) de moitié. On construit ainsi le second segment AB de la courbe de réaction jusqu'à atteindre la réaction ultime P_u(égale à $P_f B$).[22]

La courbe de réaction proposée n'est valable que pour les profondeurs situées au delà de la profondeur critique (z_c) où l'effet de la surface n'affecte plus la réaction du sol. Lorsque l'on se situe au-dessus de la profondeur critique, la réaction du sol doit être réduite en utilisant le coefficient λ_z :

$$\lambda_z = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{z}{z_c}\right) \tag{2.23}$$

La profondeur critique est donnée par :

$z_c = 2\,B$ pour les sols cohérents ;

$z_c = 4\,B$ pour les sables ;

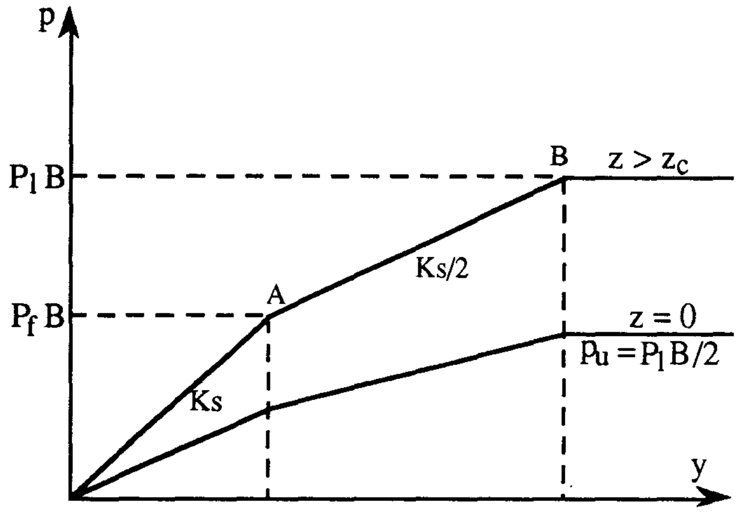

FIGURE 2.15 – Détermination des courbes $(p - y)$ par la méthode de MÉNARD.

4. Méthodes des éléments finis

Une analyse bidimensionnelle par éléments finis (en déformations et en contraintes planes) a été réalisée par YEGIAN et WRIGHT (1973) pour déterminer les courbes de réaction à partir d'une modélisation d'une tranche horizontale du sol comportant un disque rigide représentant le pieu. Le comportement du sol a été décrit à l'aide du modèle hyperbolique de DUNCAN.

Une comparaison des résultats obtenus avec ceux donnés par la méthode de MATLOCK (1970) montre que les courbes $(p - y)$ calculées par la méthode de MATLOCK se situent entre les courbes $(p - y)$ calculées en déformations et en contraintes planes. Par ailleurs, ces courbes sont proches des courbes déduites du calcul en contraintes planes dans les couches du sol proches de la surface et de celles déduites du calcul en déformations planes pour les couches plus profondes.

SHAHROUR (1989) a réalisé une étude tridimensionnelle par la méthode des éléments finis pour modéliser l'essai du pieu isolé de PLANCOEt (BAGUELIN et AL. 1985 ; MEIMON et AL 1986) en utilisant le modèle de MOHR-COULOMB non associé pour le sol. L'analyse des courbes de réaction obtenues à différentes profondeurs montre que (Figure 2.16) [11] :

- La raideur initiale des courbes de réaction augmente avec la profondeur, en particulier au voisinage de la tête du pieu.
- À la fin du chargement, la réaction du sol tend à se stabiliser au voisinage de la surface du sol, mais elle continue à augmenter d'une manière sensible dans les

couches inférieures. [22]

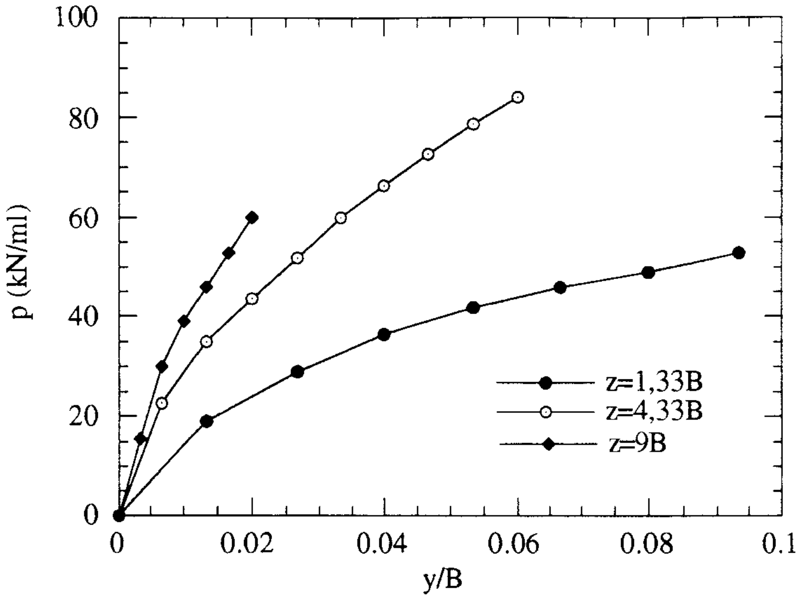

FIGURE 2.16 – Courbes $(p - y)$ calculées par la méthode des éléments finis SHAHROUR (1989) .

2.3.2.3 Méthodes du continuum élastique

Ces méthodes sont basées sur la solution des équations de MINDLIN (1936), qui consistent à assimiler le sol à un continuum élastique idéal, et le pieu à un écran mince flexible rectangulaire de longueur L et de largeur B, ou à une poutre circulaire de rigidité $E_p l_p$ et de diamètre B (DAVIES et BUDHU 1986 ; BUDHU et DAVIES 1987, 1988). Ces méthodes utilisent généralement la solution de MINDLIN (1936) du problème d'application d'une force ponctuelle à l'intérieur d'un massif élastique semi-infini.

Dans ces méthodes deux types de profils sont, en général, utilisés : [22]

- Sol homogène à comportement élastique linéaire : le module de Young E_s et le coefficient de Poisson ν_s sont constants dans le massif (POULOS 1971a ; DAVIES et BUDHU 1986).
- Sol élastique avec un module de Young qui augmente linéairement avec la profondeur (GIBSON 1974 ; BANERJEE et DAVIES 1978 ; BUDHU et DAVIES 1987, 1988).

Pour évaluer les déplacements et les rotations en tête des pieux, les solutions obtenues par ces méthodes sont données par des facteurs d'influence sous forme d'abaques établis par

Poulos 1971*a* ; Poulos et Davies 1990 ; Poulos 1992*a* ; ou d'expressions algébriques établies par Poulos 1982*b* ; Davies et Budhu 1986 ; Budhu et Davies 1987, 1988 ; Hull 1987. [22]

Ces facteurs montrent que les principaux paramètres influençant le comportement des pieux sont :

- Le déplacement et la rotation en tête de pieux augmentent avec l'accroissement de l'élancement $\left(\frac{L}{B}\right)$.
- Le déplacement et la rotation en tête des pieux augmentent avec l'augmentation de la rigidité relative $\left(\frac{E_p I_p}{E_s L^4}\right)$ sol-pieu.
- Sous le même chargement, le déplacement pour un pieu libre en tête est plus grand que celui d'un pieu encastré en tête.

2.4 Comportement d'un pieu isolé sous chargement dynamique

2.4.1 Introduction

Les fondations profondes avec des pieux sont couramment utilisées pour assurer la stabilité des structures situées dans des zones sismiques. Elles permettent d'assurer la stabilité des structures par rapport aux efforts et aux basculement induits par les chargements sismiques. La conception et le calcul des fondations profondes dans les zones sismiques font intervenir de nombreux paramètres notamment le comportement du sol, des pieux et les différentes interactions entre ces deux constituants et les structures en surface.

Une étude profonde est détaillée est requise pour justifier le comportement des pieux et du sol avoisinant. Les méthodes existantes pour le calcul dynamique sont basées sur quelques recherches spéciales. Le pieu est spécialement conçu pour résister aux sollicitations statiques appuyées par des expérimentations dynamiques ou par des formules empiriques pour vérifier la résistance dynamique.

2.4.2 Interaction dynamique sol-pieu-structure

2.4.2.1 Phénomène d'interaction

Lors de ces dernières années, de nombreux travaux ont considérablement amélioré l'état des connaissances dans le domaine de l'interaction sismique sol structure, à la fois du point de vue des méthodes de calculs, des études expérimentales et de l'évaluation des enregistrements des données sismiques.

Cependant, les méthodes pratiques ont moins évolué, une représentation du sol par des ressorts et amortisseurs concentrés indépendants de la fréquence ajustés en considérant le sol comme un demi-espace élastique homogène est encore souvent utilisé ainsi que la méthode des éléments finis directe en bidimensionnel pour des sites hétérogènes.[23]

Lorsqu'une structure fondée sur pieux subit un séisme, les pieux interagissent avec le sol, on distingue essentiellement deux phénomènes qui apparaissent simultanément : l'interaction cinématique et l'interaction inertielle. L'interaction cinématique est le chargement du pieu par le mouvement du sol dû à la propagation des ondes sismiques, ces pieux peuvent avoir un déplacement différent de celui du sol en champ libre. L'interaction inertielle est due aux forces d'entrainement, exercées par la superstructure sur le système pieu-sol engendrées par l'accélération de la masse du chevêtre, due à l'effet cinématique.

L'approche de cette étude est la modélisation de l'interaction sismique sol-pieu qui combine les deux interactions inertielle et cinématique, qui suppose de les étudier séparément puis d'étudier leur superposition, compte tenu de la non linéarité du comportement du sol la séparation des deux effets n'est pas simple, néanmoins Mylonakis et al. (1997) proposent de l'envisager pour des systèmes modérément non linéaires. L'argument en faveur de cette décision, est que la déformation d'un pieu soumis à une charge latérale transmise par la superstructure, s'atténue rapidement avec la profondeur, les déformations dues à l'effet inertiel ne sont donc significatives qu'en surface, alors que les ondes sismiques n'induisent d'importants déplacements qu'en profondeur. La superposition des deux effets peut donc être une approximation raisonnable si la non-linéarité du sol est explorée.[23]

Le phénomène d'interaction sol-pieux-structure reste complexe car il fait intervenir les interactions sol-pieux, pieu-pieu, pieux-chevêtre et l'ensemble pieux-chevêtre-sol avec la structure figure 2.17

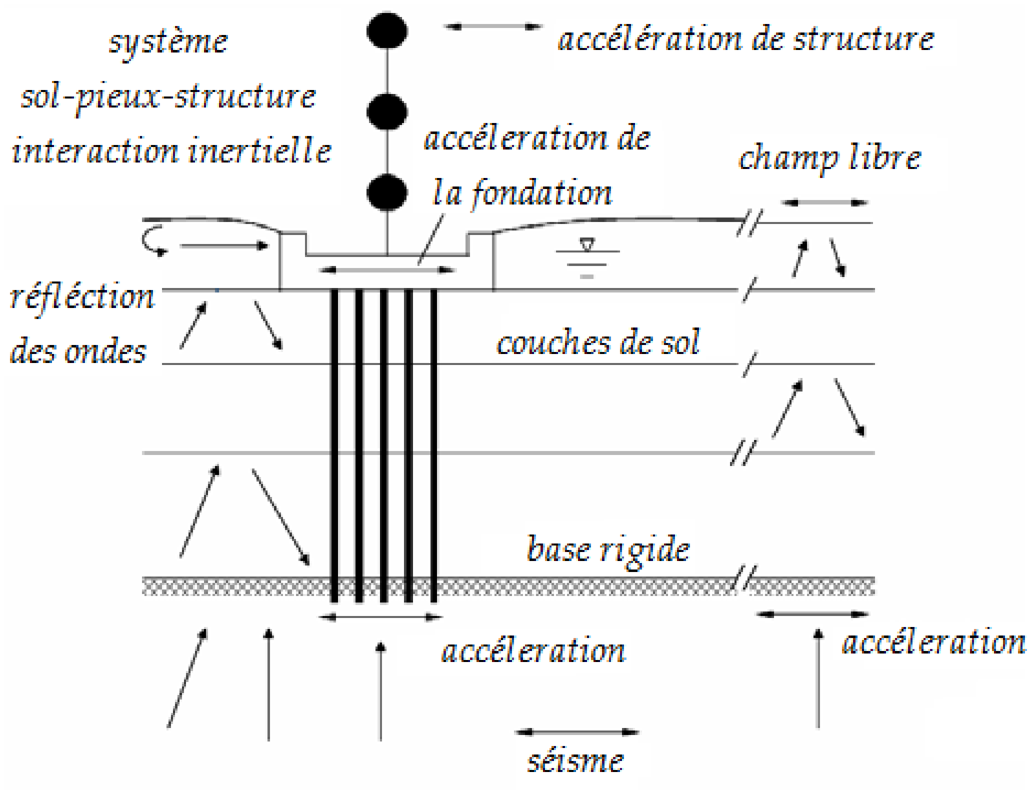

FIGURE 2.17 – Interaction cinématique sol-pieux et interaction inertielle sol-pieux-structure (GAZETAS et MYLONAKIS. 1998).[23]

Les travaux de modélisation des deux interactions séparées et combinées sont nombreux. Les approches analytiques de l'interaction cinématique (GAZETAS, 1984 ; MAKRIS ET GAZETAS, 1992 ; SHAHROUR ET AL.. 1994 ;...) et de l'interaction inertielle (NOVAK, 1974 ; KAYNIA ET KAUSEL, 1982 ; MATLOCK ET AL.. 1978 ; NOGAMI, 1991 ; BOULANGER ET AL, 1999) selon cette approche sont faciles à mettre en œuvre et prennent en compte, divers paramètres d'interaction, aussi les caractéristiques du sol, du pieu et de l'excitation sismique.

2.4.3 Essais sur les pieux

Un nombre important de travaux de recherche sur le comportement dynamique des pieux a été consacré aux approches théoriques et en particulier à la modélisation numérique, L'analyse expérimentale du comportement sismique des pieux en vraie grandeur a été peu abordée, en dehors de quelques essais où les pieux ont été soumis à des chargements dynamiques en tête.

Les procédures expérimentales utilisées pour modéliser le comportement sismique des pieux comme les essais en centrifugeuses sont très couteuses et nécessite des précautions particulières dans le traitement des mesures. C'est pour cela, un nombre important de travaux de recherche sur le comportement dynamique des pieux a été consacré aux approches théoriques et en particulier à la modélisation numérique. Nous présentons dans cette section un recueil des principaux travaux qui ont été réalisés sur le plan expérimental. [23]

2.4.3.1 Essai sur tables vibrantes

Mizuno et al. (1984) étaient parmi les premiers à réaliser des essais à la table vibrante pour étudier l'effet de l'interaction inertielle sur le comportement des pieux. Dans son modèle, les pieux de $71,7\,cm$ de longueur étaient enfoncés dans un sol bi-couche. Il a mis en évidence que la présence de la superstructure peut induire des forces inertielles importantes qui varient avec la fréquence de chargement, et que des fortes sollicitations sont apparues à l'interface des deux sols.

Plus récemment, Meymand (1998) a également réalisé une série d'essais sur table vibrante avec un groupe de 4 pieux supportant une masse en tête pour analyser l'influence de l'interaction inertielle. [24]

Tazoh et al. (1987 – 1988) ont réalisé des tests à l'aide d'une table vibrante sur des groupes de 9 pieux fabriqués en plâtre. L'objectif de l'étude était de quantifier le ratio de sollicitations induites dans les pieux en fonction de leur position et de l'effort inertiel induit par la superstructure. L'effet des non linéarités de sol sur le comportement sismique de micropieux isolés sous un chargement sismique a fait l'objet d'une série de tests sur tables vibrantes réalisés par Yang et al.(2000).

Kishishita et al (2002) ont étudié le comportement des pieux renforcés par des micropieux verticaux et inclinés dans un sol liquéfiable afin d'analyser l'efficacité de renforcement. [23]

2.4.3.2 Essai en centrifuge

Les essais sismiques sur les modèles sont complexes pour cela des recherches plus approfondies sont nécessaires pour que les données obtenues à partir des essais en centrifugeuse puissent être appliquées directement en pratique.

Miyamoto et al. (1992) ont réalisé des essais en centrifugeuse pour étudier le comportement dynamique d'un groupe de 4 pieux liés par un chevêtre et implantés dans un sol saturé liquéfiable soumis à des fortes excitations. Ils ont examiné l'évolution de la pression de l'eau dans la zone proche des pieux pour différentes amplitudes et fréquences de chargement. [24]

Wilson (1998) a effectué des tests en centrifugeuse sur des pieux implantés dans un sable liquéfié avec un niveau de chargement variant entre $0,04\,g - 0,6\,g$. D'autres auteurs ont réalisé des essais similaires mais avec un chargement cyclique uniforme (Kobayashi 1991, Liu et Dobry 1995, Dou et Byrne 1996).

Juran et al. (2001) ont réalisé une série d'essais en centrifugeuse sur des micropieux isolés, différents paramètres ont été analysés pour plusieurs niveaux de chargements en particulier, ils ont examinés l'influence de l'inclinaison des micropieux sur la réponse sismique du système, ces mesures ont été confrontés aux résultats d'une modélisation par différences finies en utilisant le programme Lpile et Groupe.

Dans le cadre du programme européen Quaker, des essais en centrifugeuses ont été réalisés par Escoffier et al (2006, 2008) pour analyser la performance des pieux inclinés en zone sismique. Ils ont constaté que l'inclinaison des pieux entraine une réduction du moment fléchissant et une forte augmentation de l'effort axial dans les pieux.[23]

2.4.4 Travaux théoriques

Les méthodes d'analyse développées pour les pieux sont très variées, on peut toutefois les classer en deux grandes catégories :

- Les approches simplifiées ;
- Les approches numériques ;

2.4.4.1 Approches simplifiées

Différentes approches simplifiées ont été élaborées pour évaluer le comportement d'un pieu isolé ou en groupe comme les méthodes empiriques, les méthodes des modèles équivalents (Baguelin et Jézequel 1972, Meimon et al.1986, Hadjadji 1993, Bowles 1996, Meyerhof et al. 1981, Poulos et Davis 1990, Randolph 1994), et les abaques simplifiés basés sur la théorie de l'élasticité (Poulos 1971 et 1972, Banerjee et Davies 1978, Poulos et Davis 1990), on citera dans cette section l'approche de la sous structuration et l'approche des fonctions de transfert de charge (modèle de Winkler). [23]

(a). Approche de la sous structuration

Pour des niveaux réduits de sollicitation sismique, le comportement du système peut être reproduit par le biais d'un calcul élastique équivalent. Sous l'hypothèse d'élasticité, le principe de cette méthode permet de résoudre le problème d'interaction en plusieurs étapes successives, chacune d'entre elles étant plus simple à résoudre que le problème global.

Plusieurs méthodes de sous-structures sont disponibles dans la littérature. Elles se différencient par la décomposition du modèle global en sous-modèles. On distingue les méthodes dites de frontière, où l'interaction entre le sol et la structure est prise en compte à l'interface sol-structure (GUTIERREZ et CHOPRA 1978, KAUSEL et AL. 1978) et les méthodes de volume, où l'interaction est aussi prise en compte à tous les nœuds de la structure sous la surface du sol (LYSMER et AL. 1981). On présente ici le théorème de superposition de KAUSEL illustré sur la Figure 2.18.[24]

La première phase concerne l'interaction cinématique où l'on détermine l'interaction entre le sol et les pieux en l'absence de la superstructure (Figure 2.18 ($b1$)), où le mouvement de la fondation probablement différente du mouvement du champ libre. Cette différence est due au mécanisme cinématique d'interaction qui est essentiellement liée à la rigidité des pieux. Les effets cinématiques sont généralement décrits par des fonctions de transfert dépendant de la fréquence. La fonction de transfert est définie par le rapport du mouvement de fondation au mouvement en champ libre en l'absence de la superstructure. [24]

La deuxième phase porte sur le calcul de l'impédance des fondations (Figure 2.18 ($b2$)), elle consiste à remplacer le système sol-fondation par des éléments ressorts-amortisseurs linéaires ou non-linéaires. Plusieurs expressions de fonctions d'impédance existent dans la littérature mais elles restent limitées à des configurations simples. GAZETAS (1991).[24]

La dernière phase concerne l'interaction inertielle (Figure 2.18 ($b3$)) qui comporte le calcul de la structure sous l'effet du mouvement déterminé dans la première phase en intégrant les impédances déterminées dans la seconde phase, et éventuellement le calcul de contraintes supplémentaires induites par les forces inertielles et qui sont appliquées sur la fondation.

De manière générale, le comportement non linéaire du sol est pris en compte avec l'utilisation d'une loi de comportement de type viscoélastique linéaire équivalent dont les caractéristiques sont obtenues de manière itérative à partir du niveau moyen de déformation induit par la sollicitation. Ainsi, une des principales limitations de ces méthodes est l'impossibilité d'obtenir les déplacements irréversibles.

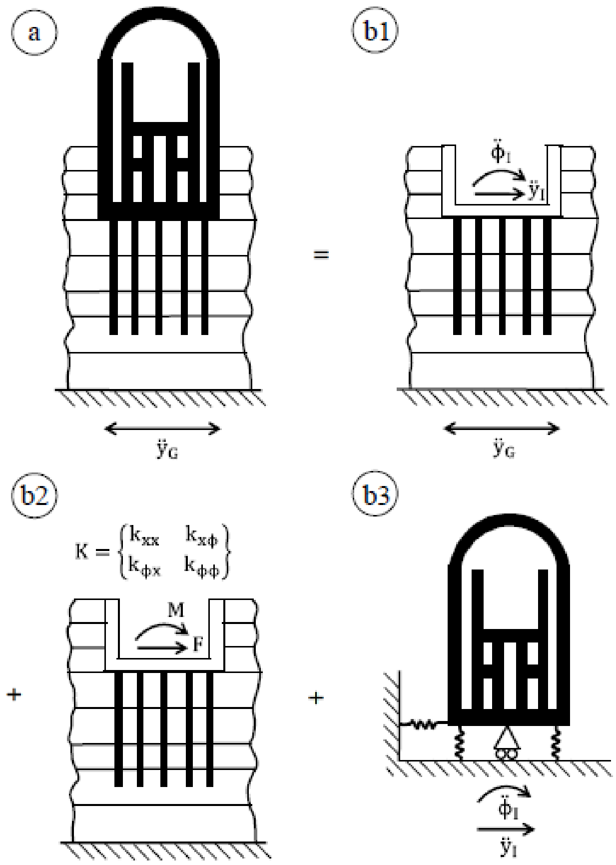

FIGURE 2.18 – Théorème de superposition pour une structure fondée sur pieux : (a) solution globale, ($b1$) interaction cinématique, ($b2$) impédances dynamiques et ($b3$) calcul de la structure avec prise en compte de l'interaction inertielle (modifiée à partir de KAUSEL et AL. 1978) . [24]

(b). Approche des fonctions de transfert de charge (Modèle de Winkler)

BOULANGER et COLL(1999), ont développé une approche basée sur la théorie de WINKLER à l'aide de ressorts non linéaires, où le système est discritésé en couches horizontales contenant un segement de pieu ainsi qu'une couche de sol homogène infinie. La réponse de chacune des couches est supposée indépendante de celle des couches adjacentes, celle-ci permet d'élargir l'applicabilité de la méthode $(p-y)$ au domaine dynamique, basée sur des essais expérimentaux à la centrifugeuse, ainsi, les caractéristiques $(p-y)$ dynamiques (rigidité et amortissement) ont été développées. L'analyse, en deux étapes, consiste à effectuer une étude en champ libre de la réponse sismique du sol. Par la suite, les accélérations obtenues en fonction du temps sont utilisées comme donnés dans le modèle d'une poutre appuyée sur des ressorts non-linéaires représentant le comportement sismique à l'interface sol-pieu. La figure 2.19 illustre la méthode proposée par BOULANGER et COLL (1999). [25]

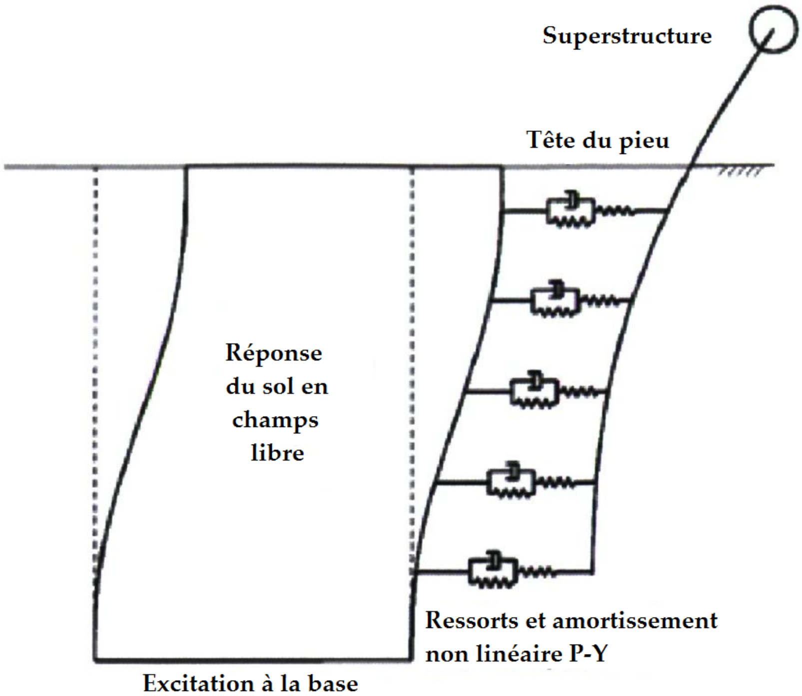

FIGURE 2.19 – Approche $p - y$ sous sollicitations dynamiques (BOULANGER et COLL., 1999).

Un des désavantages de cette approche est que l'effet de groupe (interaction pieu-sol-pieu) n'est généralement pas pris en compte. De plus, l'interaction entre les couches est négligée ainsi que les couplages entre les différentes directions. La majorité des modèles abordent uniquement le problème d'un pieu isolé soumis à une sollicitation de type dynamique (au niveau de la tête du pieu ou injectée au système à partir du champ libre). Lorsque l'effet de groupe est inclus dans le modèle, il est généralement pris en compte de manière simplifiée par le biais de facteurs d'interaction dynamiques. KAYNIA et KAUSEL (1982).

2.4.4.2 Approches numériques

Parallèlement aux approches simplifiées, des méthodes numériques plus sophistiquées ont été développées. Un calcul tridimensionnel pour le système entier, prenant en considération l'interaction sol-fondation-structure, est devenu possible vue l'avancée rapide des technologies numériques par ordinateur. Elles permettent la prise en compte du caractère tridimensionnel du problème, et des aspects particuliers du problème d'interaction sol-pieu-structure. Ces méthodes font appel principalement à deux techniques de résolution à savoir :

- Les méthodes des équations intégrales de frontières.
- Les méthodes aux éléments finis et différences finies.

(a). Méthode des éléments aux frontières

Ces méthodes utilisent des développements semi-analytiques et peuvent décrire la radiation de l'énergie vers l'infini. Basée sur le principe des équations intégrales, elle consiste à ramener la résolution de ces équations à l'interface pieu-sol. La méthode a été développée à l'origine pour un pieu isolé ou en groupe chargé statiquement (Poulos 1971, Butterfield et Banerjee 1971, Kaynia 1982, Kausel et peek 1982, Ahmad et Mamoon 1991).[23]

Mandolini et Vigiani (1997) présentent une méthode numérique pour l'évaluation du tassement d'un groupe de pieux reliés en tête par une semelle de liaison.

S.Basack (2008) a utilisé cette méthode pour analyser l'effet de chargement cyclique des vagues sur les pieux des structures côtières. Une pression uniforme a été appliquée sur l'ensemble du modèle, l'objectif était d'évaluer les déplacements du sol et du pieu au niveau de leurs points centraux, ce qui permet par la suite de calculer les moments fléchissant et les efforts tranchants induits dans les pieux.

(b). Méthode des éléments finis

Cette méthode est pertinente pour l'analyse des problèmes à géométrie complexe. Elle permet d'examiner le problème de l'interaction sol-pieu-structure dans son intégralité et en un seul calcul intégrant ses trois principaux éléments. Plusieurs auteurs ont utilisé cette méthode pour étudier le comportement statique et dynamique des pieux et de micropieux. (Blaney et al. 1976, Roesset et al. 1977 – 1979, Gazetas et Dobry 1984, Lysmer 1988, Fan et al. 1991, Ousta 1998, Sadek 2003, Wong 2004, Balendra 2005, Alsaleh 2007).[23]

Bentley (1999) a utilisé la méthode des éléments finis en $3\,D$ pour étudier la réponse cinématique d'un pieu isolé sous chargement sismique. Le sol et le pieu sont modélisés par des éléments cubiques à 8 nœuds. Le comportement de sol est considéré élastique ou élastoplastique avec le critère de Drucker-Prager. [23]

En utilisant une modélisation par éléments finis $2\,D$ et $3\,D$, Chung (2000) a réalisé une étude de l'effet de l'interaction inertielle sur la réponse sismique sol-pieu-structure.

L'étude concerne la réponse de pieux isolés et en groupe dans le domaine visco-élastique linéaire. Plusieurs paramètres ont été étudiés comme les propriétés de la superstructure et sa fréquence, le nombre de pieux, l'espacement entre les pieux et la disposition des pieux dans les groupes.

Le comportement de système sol-pieux-structure est supposé élastique avec un amortissement de type Rayleigh. La superstructure est modélisée par un système à un seul degré de liberté composé d'une masse concentrée en tête d'une colonne.

Les résultats ont montré que la modélisation en $2\,D$ surestime la rigidité du système sol-pieu, ce qui révèle la nécessité d'utiliser une modélisation tridimensionnelle pour traiter correctement l'interaction sol-pieu-structure sous chargement sismique.[23]

2.5 Conclusion

Le comportement d'un pieu sous chargement statiques et dynamiques est un domaine profond, le comportement de ces fondation reste à ce jour complexe, Malgré les nombreux essais et recherches qui ont été fait.

Dans ce chapitre, on a pu faire une synthèse sur le comportement général d'un pieu sous chargement axial, latéral et dynamique, pour le chargement axial, on a vu les paramètres influençant la capacité portante, on a vu aussi les différents paramètres influençant le comportement du pieu isolé.

Pour le comportement du pieu sous chargement latérales, on a vu les différentes méthodes de dimensionnement, ce comportement reste difficile à appréhender, malgré, les plusieurs recherches qui ont été réalisé.

Pour le comportement sous chargement dynamique, on a vu les différentes interactions sismiques qui peuvent survenir, on a aussi vu les différentes méthodes d'analyses développées pour les pieux, dont on cite les approches simplifiées et les approches numériques, la méthode la plus utilisée est celle de Winkler.

Chapitre 3

Présentation du logiciel Flac ^{2D}

3.1 Introduction

Les modèles numériques font généralement appel à la méthode des différences finis qui nécessite la définition d'un milieu fini avec des conditions aux limites en contraintes et en déplacements, et une loi de comportement pour le sol et le pieu. Cette méthode offre plusieurs avantages qu'on peut résumer comme suit :

- Modélisation géométrique simple des pieux et des sols ;
- Maillages variés pour affiner des zones critiques ;
- Introduction simple des paramètres de calcul ;
- Modèle de l'état des déformations et des contraintes ;
- Analyse des zones de plastification de chaque matériau ;
- Modification des paramètres et reprise aisée des calculs pour un meilleur paramétrage ;

3.2 Principe de résolution numérique dans le code *Flac*

Le code de calcul *Flac* ^{2D} est basé sur la méthode des différences finies, contrairement à la plupart des logiciels de calculs basés sur la méthode des éléments finis, qui utilise une formulation explicite en différence finies. Ce code de calcul a été développé pour traiter des problèmes non-linéaires de la mécanique appliquée à la géotechnique intégrant ainsi un mode de résolution explicite des équations de la mécanique.

3.2.1 Présentation de la méthode des différences finis

La méthode des différences finis traite le milieu comme un massif continu, et le présente par une grille d'éléments rectangulaire ou carré, où chaque maille (élément) est dotée des propriétés mécaniques du milieu continu équivalent.

Des lois de comportement et d'interaction associés à des relations de continuité et de compatibilité inter élément, permettent de décrire le comportement mécanique de ces volumes élémentaires de matériau, qui contribuent à la réponse globale du massif.

Cette méthode permet de résoudre des systèmes d'équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites. Toute dérivée dans le système d'équation est remplacée par une expression algébrique en termes de variations intervenant dans le système d'équations, en des lieux discrets dans l'espace.

L'avantage de cette méthode est qu'elle permet de simplifier considérablement la description géométrique du milieu, ce qui facilite la mise en œuvre informatique du modèle (petit nombre de nœuds, automatisation du maillage, convergence rapide).

Néanmoins, la difficulté réside dans la détermination des caractéristiques équivalentes et la taille des échantillons à prendre en compte pour le modèle numérique soit représentative du massif réel.

3.3 Calculs en déformations planes ($2D$)

L'utilisation des modèles bidimensionnels permet de réduire considérablement le temps de calcul, mais rend surtout possible le raffinement géométrique des systèmes étudiés.

Si l'une des dimensions de l'ouvrage est prépondérante (remblai de grande longueur, section courante d'un tunnel, etc.) et si toutes les autres caractéristiques du modèle (chargements, conditions aux limites, interfaces) le permettent, il est possible d'analyser l'ouvrage dans un plan. Cette analyse, dite en déformations planes, suppose que la composante du déplacement perpendiculaire au plan considéré est uniformément nulle. L'utilisateur construit alors son maillage dans un plan, mais admet implicitement qu'il bénéficie d'une profondeur égale à l'unité.

Les forces appliquées sur ce type de modèle s'expriment en Kilogramme. Pour de nombreux problèmes tridimensionnels, les maillages raffinés sont difficiles, voire impossibles à réaliser car la taille des systèmes matriciels peut très vite dépasser la capacité des ordinateurs utilisés, notamment pour des calculs non-linéaires complexes. Par conséquent, les maillages sont fréquemment plus grossiers dans le cas tridimensionnel que dans le cas bidimensionnel et la modélisation est plus approximative.

3.4 Présentation du logiciel *"Flac"*

le code de calcul *Flac* (*Fast Langrangian Analysis of Continua*), c'est un code en différences finies développé par la société Américaine *ITASCA Consulting Group*. Il simule le comportement des structures en sol, en roches, ou autres matériaux qui se plastifient lorsque leurs surface de charge est atteinte. Les matériaux sont représentés par des éléments ou des zones de maillage ajusté par l'utilisateur pour avoir la forme de l'objet à modéliser. Chaque élément se comporte selon sa description par une loi de contraintes-déformations linéaire ou non linéaire aux chargements appliquées ou aux conditions aux limites imposées. Le matériau peut se plastifier ou s'écouler, et le maillage peut se déformer et se déplacer avec le matériau qu'il représente.[26]

La version utilisée au cours de cette étude est la version 7.0. Ce logiciel comprend plusieurs modèles comportementaux des sols, en plus de la possibilité d'intégrer notamment des éléments d'écoulement d'eau souterraine, de chaleur et d'analyse dynamique des sols et de les coupler entre eux.

3.4.1 Méthodologie de simulation avec *"Flac ^{2D}"*

Quel que soit le problème traité, l'écriture d'un fichier exécutable sous *Flac* suit les étapes suivantes : [26]

1. Définition des configurations retenues (mode de calcul) ;
2. Géométrie du problème ;
3. Choix du modèle de comportement et de ses paramètres ;
4. Détermination des différentes conditions initiales et limites ;
5. Spécifier les fonctions ou les variables définies par l'utilisateur ;
6. Résolution du problème.

L'organigramme donné par la figure (3.1), montre le procédé général de résolution d'un problème géotechnique dans *Flac* 2D.

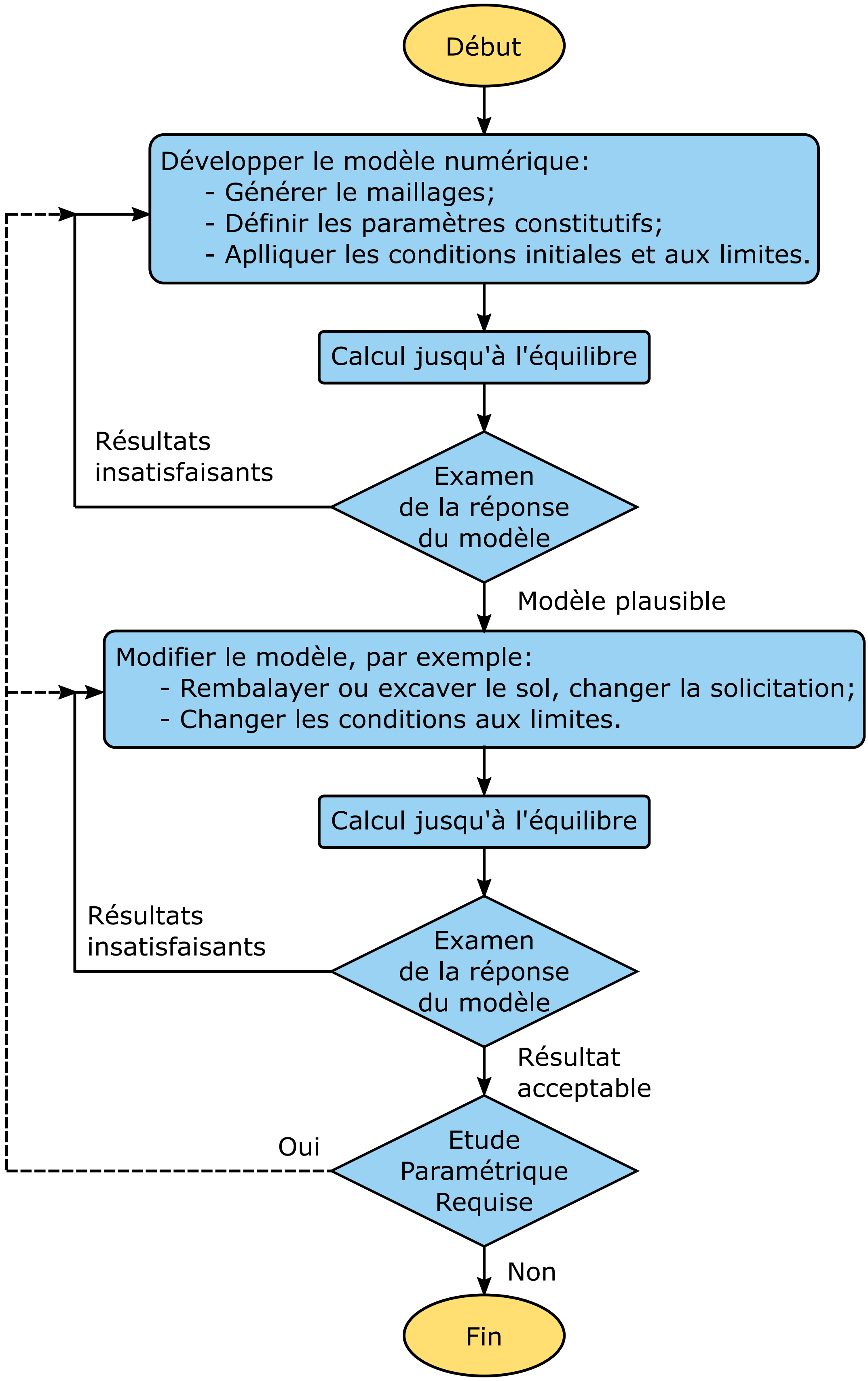

FIGURE 3.1 – Méthodologie de résolution numérique *Flac* ^{2D} (ITASCA MANUAL).

3.4.2 Principe de calcul

La méthode de résolution adoptée par *Flac* s'inspire du principe de propagation et de dissipation de l'énergie cinétique, au sein d'un corps déformable en mouvement. Cette méthode consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finies. L'objectif est de traiter un problème statique par l'intermédiaire des équations de la dynamique. [27]

Le schéma de résolution intègre ce phénomène en considérant les équations dynamiques du mouvement.[10]

La Figure (3.2) précise le rôle des équations de la dynamique, dans la séquence de calcul parcourue pendant un incrément $\triangle t$.

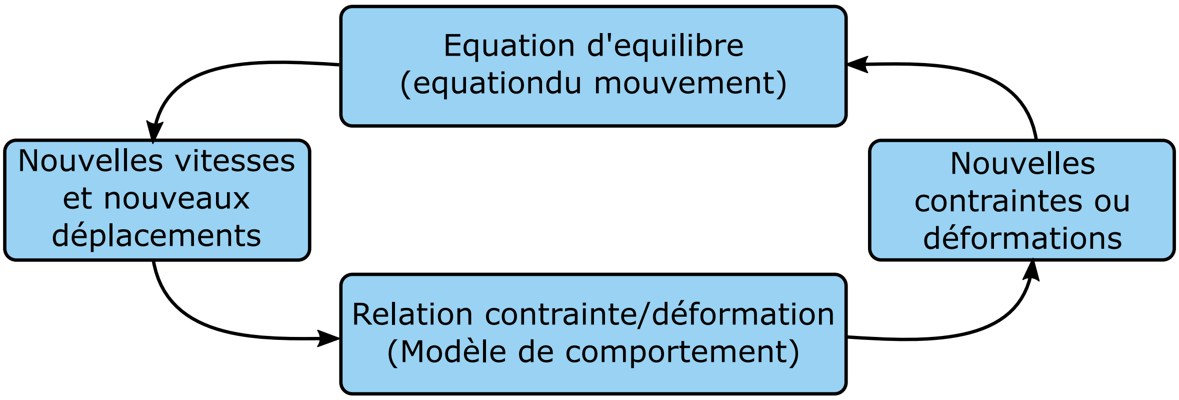

FIGURE 3.2 – Séquence de calcul générale (BILLAUX, 1993).

3.4.2.1 Équation du mouvement

Les équations du mouvement sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces en jeu.

L'équation de mouvement générale de Newton est donnée par la formule :

$$\rho \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} = \frac{\partial^{2\sigma_{ij}}}{\partial x_j} + \rho\, g_i \tag{3.1}$$

Avec :

ρ : Masse volumique ;

u_i : Vecteurs déplacement nodale ;

x_j : Vecteur position du point considéré ;

g_i : Vecteur accélération généré par les forces de volume ;

σ_{ij} : Tenseur des contraintes ;

t : Le temps ;

Les taux de déformations ε_{ij} sont ensuite déduits et la loi de comportement du matériau est utilisée pour calculer les nouvelles contraintes et forces déduites des taux de déformation, chaque séquence de calcul formant ainsi un cycle de calcul.[10]

Les taux de déformations incrémentales sont donnée par la formulation suivante :

$$d\varepsilon_{ii} = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_j}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_j}\right) dt \tag{3.2}$$

3.4.3 Initialisation du modèle

L'initiation du modèle est la première étape à réaliser. Dans un premier temps, le quadrillage du problème doit être défini, c'est-à-dire le nombre d'éléments en abscisses et en ordonnées.

La géométrie peut ensuite être modifiée par l'utilisateur selon une série de manipulations pour obtenir les formes et les dimensions désirées. Des groupes peuvent être formés pour associer les éléments qui auront les mêmes propriétés. À ces groupes seront associés des modèles de comportement (modèles constitutifs) qui guideront la solution du problème. Le modèle dit «null» peut être assigné aux éléments qui ne feront pas partie du problème et qui ont été définis par le quadrillage rectangulaire, augmentant les possibilités de formes du modèle. L'intensité et la direction de l'attraction gravitationnelle doit également être spécifiée.

Le logiciel *Flac* 7.0 permet également l'initiation des états de contraintes et de déplacements, vitesses et accélération dans tous les éléments du modèle. [28]

3.4.4 Modèles constitutifs

Le code de calcul flac intègre de nombreux modèles constitutifs, chacun d'entre eux nécessite l'apport de paramètres mécaniques spécifiques et descriptifs de la rhéologie du matériau, en plus il permet aux utilisateurs de développer leurs propres modèles.

On présentera dans cette section les modèles les plus pertinent utilisé dans notre étude.

Les modèles inscrits dans le logiciel sont répertoriés en quatre groupe : [26]

- Modèles nuls : Contient un seul modèle utilisé dans le cas de l'excavation, toutes les propriétés de ce modèle sont nulles.
- Modèle élastique : ce groupe contient deux modèles, le premier est le modèle élastique isotrope où toutes les propriétés mécanique du matériau sont les mêmes. Le deuxième c'est le modèle anisotrope où toutes les propriétés mécaniques du matériau sont différentes suivant la direction considérée.

– Modèle plastique : Ce groupe contient les modèles plastiques suivants : *Drucker-Prager* model, *Mohr-Coulomb* model, *ubiquitous-joint* model, *strain-hardening/softening* model, *bilinear strain-hardening/softening ubiquitous-joint* model, *double-yield* model, *modified Cam-clay* model, *Hoek-Brown* model, *modified Hoek-Brown* model, *Cysoil* model, *simplified Cysoil* model.

On présentera dans cette section les modèles les plus pertinents à cette étude.

3.4.4.1 Modèle élastique

Le modèle élastique fonctionne selon la loi d'élasticité linéaire isotrope, c'est-à-dire que les déformations sont directement proportionnelles à des modules constants. Le modèle requiert la définition du module de compression isotrope K, du module de cisaillement G et de la masse volumique des éléments. Une définition alternative des modules peut être effectuée avec le module de Young E et le coefficient de Poisson ν.

Ce groupe contient aussi le modèle anisotrope où toutes les propriétés mécaniques du matériau sont différentes suivant la direction considérée.

3.4.4.2 Modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb répond, dans le domaine élastique, au modèle élastique présenté à la section précédente. Le modèle de Mohr-Coulomb peut atteindre la plasticité selon deux limites : en tension et en cisaillement. La surface de rupture en cisaillement est décrite par :

$$f^s = \sigma_1 - \sigma_3 \, N_\varphi + 2\, c \sqrt{N_\varphi} \longrightarrow N\varphi = \frac{1 + sin\varphi}{1 - sin\varphi} \tag{3.3}$$

où c représente la cohésion et φ est l'angle de frottement. La surface de rupture en tension est décrite par :

$$f^t = \sigma^t - \sigma_3 \tag{3.4}$$

où σ^t est la résistance en tension du système. La figure 3.3 présente les critères de rupture dans l'espace bidimensionnel $\sigma_1 - \sigma_3$.

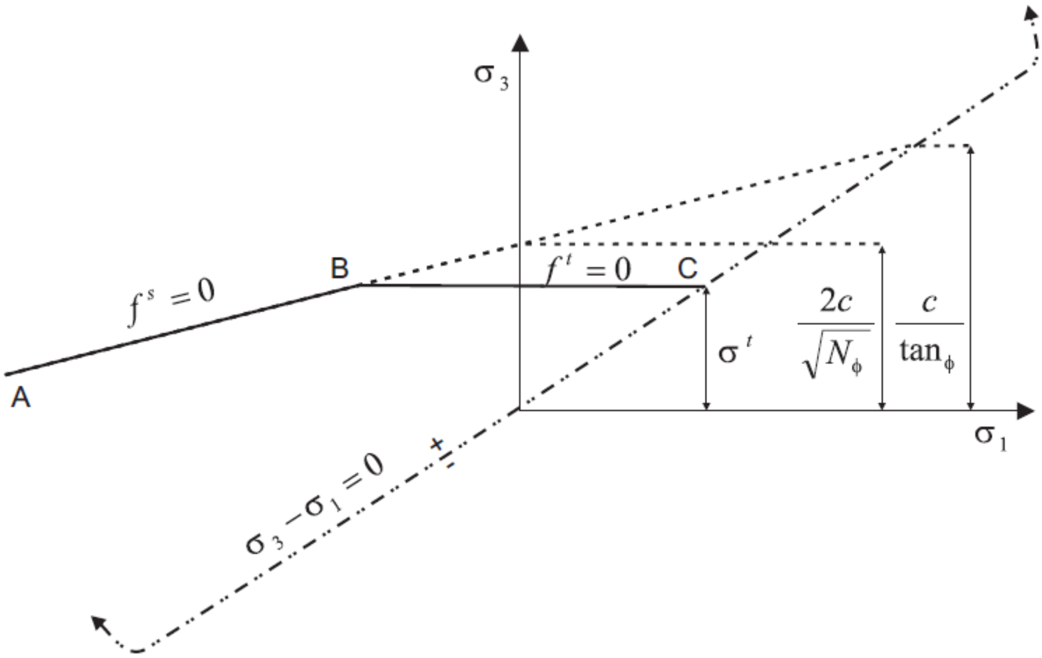

Figure 3.3 – Critères de rupture du modèle de Mohr-Coulomb (Itasca Manual).

Le modèle de Mohr-Coulomb inclut également une fonction de potentiel qui gouverne l'écoulement plastique du matériel lorsque celle-ci est atteinte. La fonction du potentiel de déformation plastique non-associée en cisaillement est donnée par :

$$g^s = \sigma_1 - \sigma_3\, N_\psi \longrightarrow N\psi = \frac{1 + sin\psi}{1 - sin\psi} \tag{3.5}$$

où ψ est l'angle de dilatance. La fonction du potentiel en tension peu être écrite

$$g^t = \sigma_3 \tag{3.6}$$

Les déformations plastiques sont calculées lorsque les contraintes dépassent un des critères de rupture. Alors, les contraintes en place sont actualisées afin de ne pas excéder le critère de rupture. Lorsque les contraintes redeviennent inférieures à celles du critère de plasticité, les propriétés élastiques du matériel sont retrouvées, sans être altérées. Le modèle de Mohr-Coulomb requiert les mêmes paramètres que le modèle élastique, à savoir la densité de l'élément, le module K et le module G. Les paramètres φ, ψ et c doivent également être spécifiés. Il est important de mentionner que les contraintes régissant les lois d'écoulement sont les contraintes effectives.

Paramètres du modèle :

Ce modèle est appelé par la commande ≪*Model mo*≫*,* les paramètres sont donnés par la commande ≪*prop*≫ *; comme suit :*

1. density : masse volumique, ρ ;
2. bulk : module d'incompressibilité élastique K ;
3. shear : module de cisaillement élastique, G ;
4. cohesion : cohésion du sol, C ;
5. friction : angle de frottement interne, ϕ ;
6. dilatation : angle de dilatance, ψ ;
7. tension : contrainte limite de traction.

3.4.4.3 Autres modèles

Le logiciel *Flac* inclut plusieurs autres modèles constitutifs. Ceux-ci sont généralement des adaptations du modèle de *Mohr-Coulomb* selon des éléments d'écrouissage. Par exemple :

Le modèle écrouissant «*Strain-hardening/softening model*» permet la modification des paramètres ϕ et ψ et c, selon la déformation plastique en tension et en cisaillement, selon des tables préalablement définies.

Le modèle «*Double-Yield*» prend, en plus des modalités du modèle écrouissant, une modification des paramètres selon la déformation plastique volumétrique. Il comprend donc des lois de ruptures et d'écoulement par déformation volumétrique.

Certains modèles fonctionnent selon d'autres principes que les lois de *Mohr-Coulomb*. C'est notamment le cas des modèles *Cam-clay* modifié «*modified Cam-clay model*» et *Cysoil*. Ceux-ci fonctionnent dans des espaces $(p' - q)$ propres à chacun des modèles et comprennent également des éléments de déformation volumétrique et d'écrouissage.

3.4.5 Options dynamiques

Le code de calcule *Flac* n'est pas un logiciel destiné uniquement aux analyses statiques. Des options dynamiques peuvent toutefois être spécifiées pour réaliser des analyses dynamiques. Les options dynamiques utilisées au cours de cette étude sont présentées dans cette section.

3.4.5.1 Les frontières absorbantes

Les méthodes numériques fondées sur la discrétisation d'une région finie de l'espace exigent que des conditions appropriées soient imposées aux frontières numériques artificielles.

Dans des analyses statiques, des frontières fixes ou élastiques peuvent être placées à une certaine distance de la zone d'étude. Cependant, dans des problèmes dynamiques, de telles frontières causent la réflexion des ondes et ne permettent pas le rayonnement nécessaire d'énergie.

L'utilisation d'un plus grand modèle peut réduire au minimum le problème, puisque l'atténuation due aux caractéristiques mécaniques du matériau absorbera la majeure partie de l'énergie des ondes réfléchies. Cependant, cette solution entraine des calculs lourds résultant d'un modèle de grandes dimensions.

L'alternative propose d'employer des frontières absorbantes. La frontière visqueuse développée par Lysmer et Kuhlemeyer 1969, est employée dans le code de calcul *Flac.[26]*

Ces frontières sont basées sur l'utilisation des amortisseurs indépendants dans les directions normale et de cisaillement aux frontières du modèle.

3.4.5.2 Option du champ libre

Le but d'utilisation des limites en champ libre est semblable à celui de la limite absorbante. Elle sont utilisées de sorte que la propagation des ondes extérieures à l'intérieur du modèle puisse être correctement absorbées par les bornes latérales.

L'option du champ libre sert à simuler le caractère horizontal infini des couches en assumant qu'un horizon identique, virtuel et semi-infini est présent de l'autre côté de la frontière en champ libre. Cette option est nécessaire pour minimiser les phénomènes de réflexion des ondes sur les frontières latérales et pour conserver les contraintes statiques en place lors des calculs. L'application de l'option du champ libre est donc nécessaire dans les simulations dynamique dans *Flac*.

Le modèle en champ libre consiste à créer une colonne de largeur unité et de hauteur égale à celle de la limite latérale, positionné à droite et à gauche du modèle, qui simule le comportement du milieu étendu (Figure 3.4). La méthode consiste à reproduire à l'infini les caractéristiques mécanique des frontières à droite et à gauche du modèle ayant atteint un état de stabilité.[26]

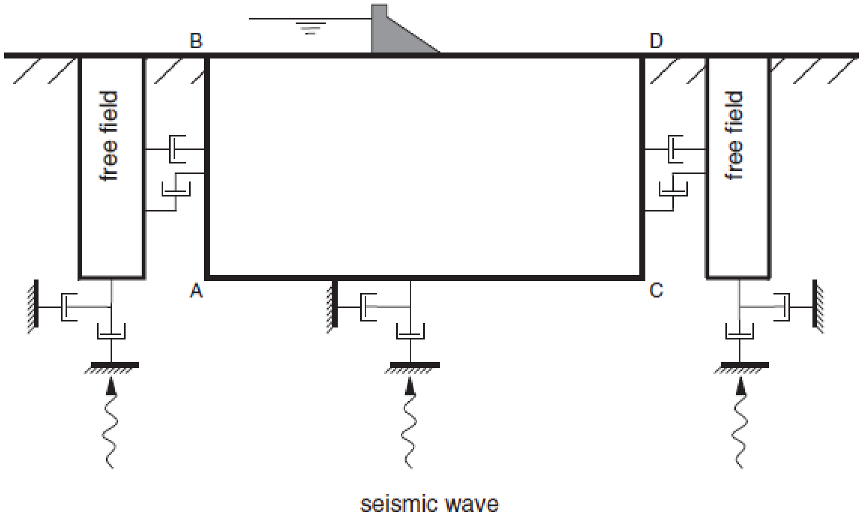

FIGURE 3.4 – Schématisation des conditions aux limites dynamiques (free field) [26].

3.5 Choix du logiciel Flac

Dans ce travail, des simulations numériques utilisant le code de calcul *Flac* ont été menées afin de comprendre le comportement d'un pieu isolé sous différents chargements. Le choix du code de calcul *Flac* est basé sur les arguments suivants :

- *Flac* est un code très répandu dans le domaine des simulations du sol et de la fondation.
- Il offre la possibilité de programmation avec le langage *FISH* ce qui permet plus de souplesse et plus de possibilités de maîtriser les simulations désirées.
- Les éléments aux frontières de LYSMER et KUHLEMEYER sont utilisées aux frontières du modèle adopté sont intégrées dans *Flac*.
- Le code Flac permet aussi d'introduire des sollicitations dynamiques sous formes de contraintes ou de forces concentrées.

3.6 Conclusion

Dans ce chapitre, on a fait une petite synthèse sur la modélisation numérique en utilisant le code de calcul Flac 2 D, spécialisé dans la résolution des problèmes de mécanique des sols.

De façon générale, la modélisation numérique d'un problème en utilisant le code de calcul *Flac,* le cod doit passer par les étapes suivantes :

- Choix et génération du maillage selon le cas étudié.
- Choix du modèle de comportement.
- Introduction des propriétés du matériau.

Chapitre 4

Modélisation numérique du comportement d'un pieu isolé sous sollicitations statique et dynamique

4.1 Introduction

Dans ce présent chapitre, une étude numérique a été menée à l'aide du code de calcul Flac ^{2D} (version 7.0), afin de mieux comprendre le comportement mécanique d'un pieu isolé sous sollicitations statique (chargement axial) et dynamique (excitation sismique) et le sol avoisinant.

4.2 Présentation du profil étudié

Dans cette section on a utilisé le logiciel $Flac^{2D}$ pour la simulation du comportement d'un pieu isolé sous différents chargements, la première partie sera consacrée à l'essai statique et la deuxième partie sera consacrée à l'essai dynamique, les profils de sols étudiés et les paramètres utilisés dans la modélisation ont été pris d'une précédente étude.[10]

4.3 Unité de convention de signes

L'unité choisie est le m, kg, s, (Mètre, kilogramme, seconde, $[M.K.S.A]$), le signe négatif qui apparait sur les courbes signifie que les contraintes et les déplacements sont inverses au repère considéré. Les contraintes et les déplacements dans notre cas évoluent dans le sens de la gravité.

4.4 Simulation de l'essai statique (chargement axial)

4.4.1 Le maillage

Le sol a été modélisé en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb, et représenté par un massif de $25\,m$ par $30\,m$, avec un maillage carré contenant 3000 éléments. Les côtés latéraux du modèle sont fixés en x, alors que la base est fixée dans les deux directions en x et y.

4.4.2 Premier cas : Pieu encastré en pointe

4.4.2.1 Essai $n°1$: Pieu encastré en pointe traversant trois couches molles

(a). Paramètres du pieu et du sol

Le pieu étudié est cylindriques de section circulaire, de diamètre égale à $1.2\,m$ et d'une longueur totale de $30\,m$, isolé et chargé axialement avec une charge d'une valeur de $2700\,kN$. Les différents paramètres du sol et du pieu sont récapitulés dans le tableau 4.1, et le profil du sol étudié est donné par la figure 4.1.

Le pieu est modélisé comme suit :
- Le pieu est situé au centre du massif.
- La tête du pieu est soumise à une charge verticale de $2700\,kN$. ($2700\,kN$ correspond à la plus grande charge d'un essai de chargement sur un pieu foré [10]).
- La pointe du pieu est encastrée aux nœuds de la base du modèle considérée comme encrée dans la roche.

Table 4.1 – Paramètres du sol et du pieu (encastré en pointe).

	Pieu	Couche 1	Couche 2	Couche 3
Modèle	Élastique	Mohr-coulomb	Mohr-coulomb	Mohr-coulomb
Profondeur (m)	–	$0 - 8.5$	$8.5 - 16.5$	$16.5 - 30$
Densité (kg/m^3)	2500	2000	2060	2140
Cohésion C (kPa)	–	119	327	350
Angle de frottement φ $(\circ)$	–	0	0	0
Module de Young E (Pa)	25×10^9	1.233×10^7	5.5827×10^7	5.99×10^8
Coefficient de Poisson ν	–	0.499	0.499	0.360

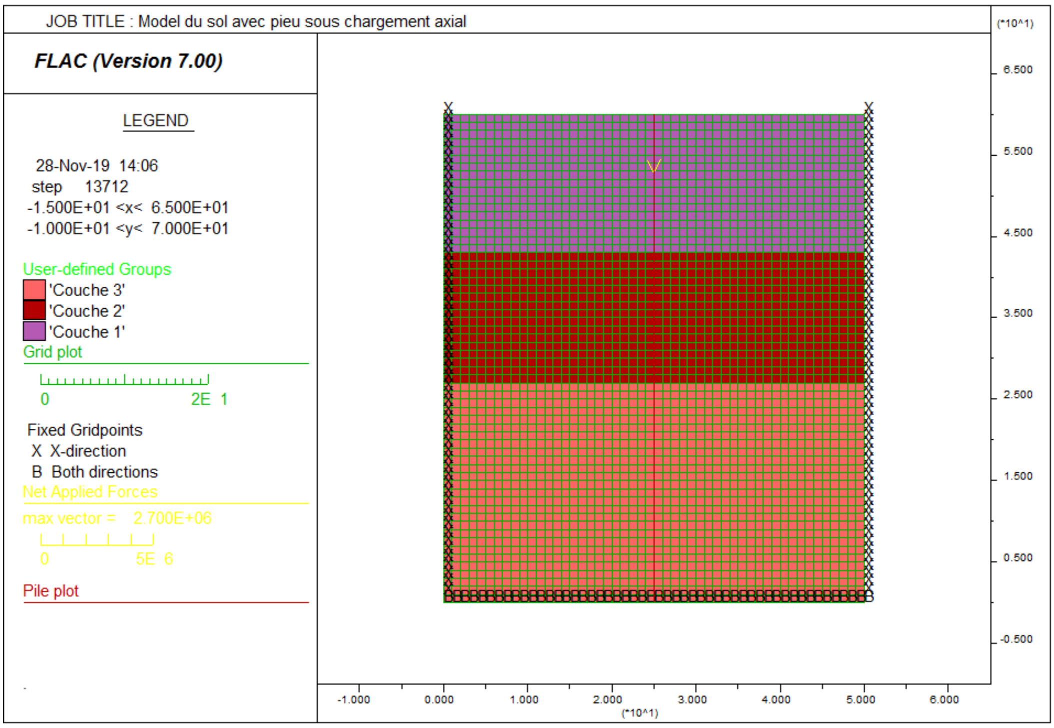

FIGURE 4.1 – Géométrie du profil.

Le modèle étudié requiert la définition du module de compression isotrope K et le module de cisaillement G, qui sont donnés par les formules suivantes :

$$K = \frac{E}{2\,(1+\nu)} \tag{4.1}$$

$$G = \frac{E}{3\,(1-2\,\nu)} \tag{4.2}$$

(b). Détermination des conditions initiales

Les conditions initiales appliquées au modèle sont les contraintes présentes initialement dans le sol, celles-ci, diffèrent selon le type du sol utilisé dans l'analyse. Ces contraintes sont calculées à partir des relations suivantes :

$$\sigma_{yy} = \rho\, g\, h = \gamma\, h \tag{4.3}$$

$$\sigma_{xx} = K_0\, \sigma_{yy} \tag{4.4}$$

$$\sigma_{zz} = \sigma_{xx} \tag{4.5}$$

Avec :
K_0 : Coefficient des terres au repos,

Dans notre cas le terrain est constitué de plusieurs couches de sol horizontales d'épaisseur h_i et de poids volumiques γ_i la contrainte verticale qui s'exerce sur les couches a pour expression :

$$\sigma_{yy} = \sum \gamma_i \, h_i \tag{4.6}$$

Application numérique

$$\sigma_{yy} = 598606.2 \, N/m^2$$

$$\sigma_{xx} = \sigma_{zz} = 305924.85 \, N/m^2$$

(c). Présentation et interprétation des résultats

Nous avons introduit le maillage du sol, les conditions initiales, le modèle du comportement ainsi que les contraintes du sol et de la structure dans le code de calcul *Flac.*

Après calculs on a obtenu les résultats suivants :

- Déplacements des pieux et les contours déplacement du sol ;
- Les vecteurs déplacement dans le sol ;

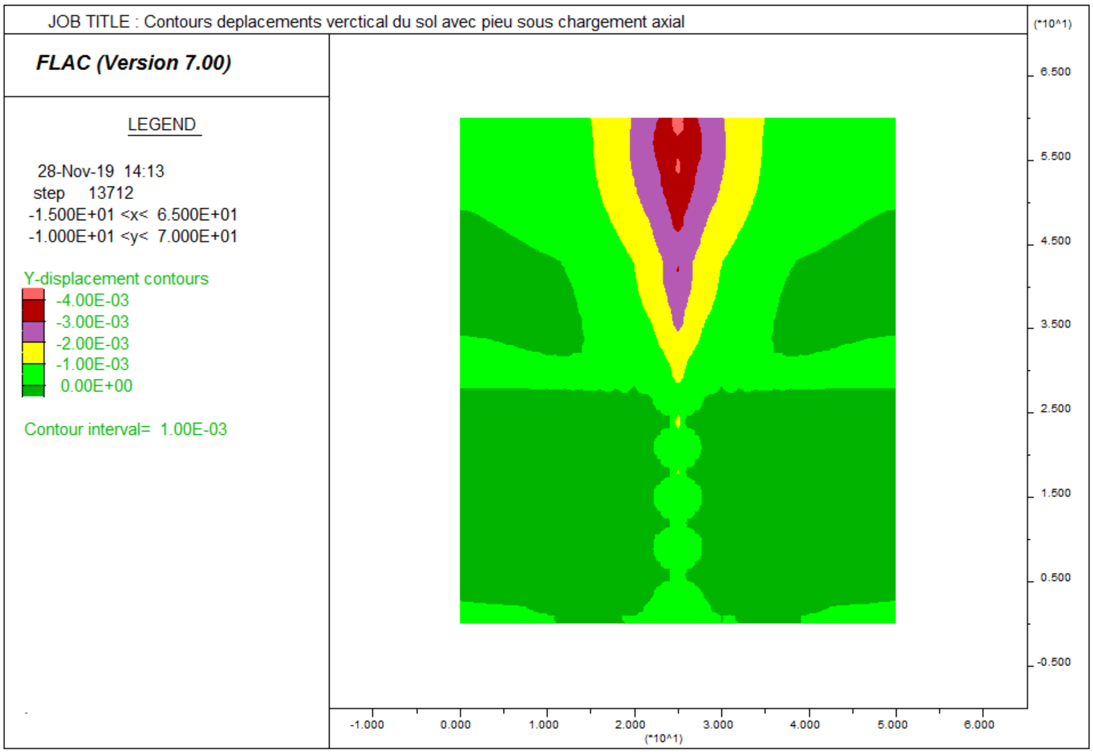

FIGURE 4.2 – Contours déplacement vertical du sol avec pieu (encastré en pointe) sous charge axiale.

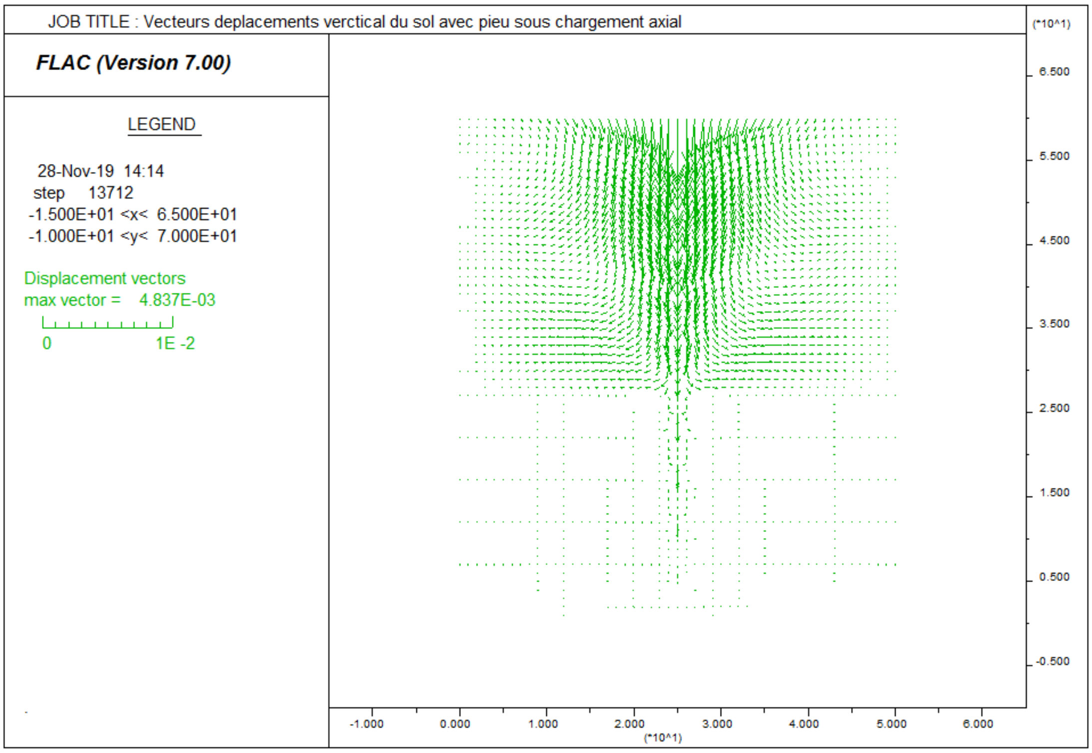

FIGURE 4.3 – Vecteurs déplacement du sol avec pieu (encastré en pointe) sous chargement axial.

Les figures 4.2 et 4.3 montrent respectivement les contours déplacement vertical et vecteur déplacement dans le sol résultant du chargement en tête du pieu, avec une charge axiale de 2700 KN.

On voit clairement que les déplacements du sol suivent le déplacement du pieu. En effet, le tassement du sol se produit seulement dans les zones en dessous de la surface de chargement, qui varie de 1 mm à 4 mm, tandis qu'en dehors de la zone de chargement les déplacements sont quasiment nuls.

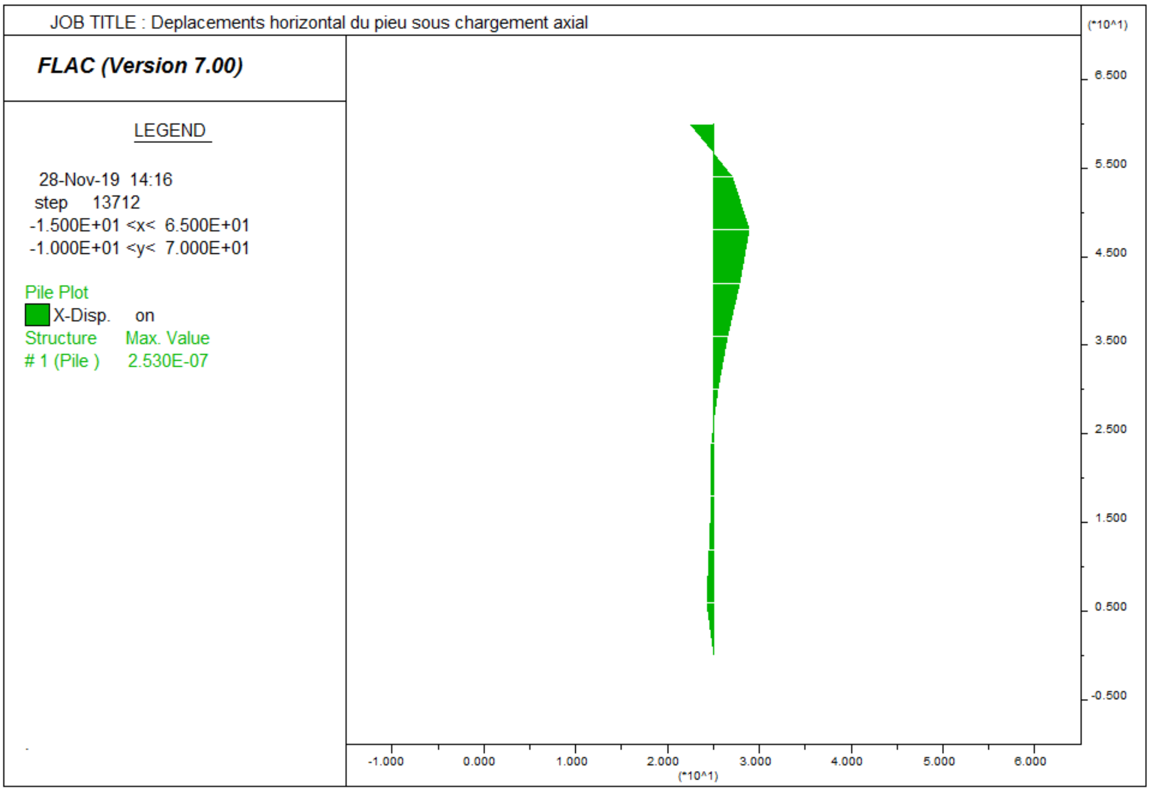

Figure 4.4 – Déplacement horizontal du pieu (encastré en pointe) sous chargement axial.

la figure 4.4 montre l'allure du déplacement horizontal du pieu, ce déplacement se traduit par le flambement du pieu, en effet, sous l'action d'une charge axiale en tête, on voit une déformée latérale positive sur la partie supérieur du pieu, la tête s'est incliné tandis que la pointe est restée immobile du fait qu'elle soit fixée à la base du modèle.

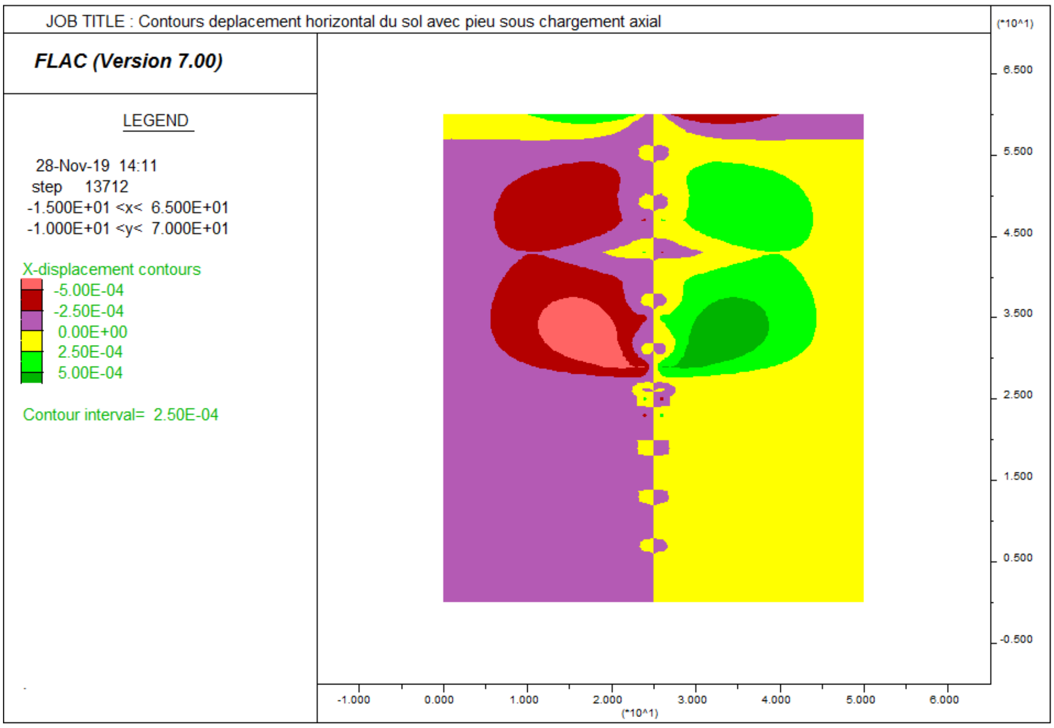

FIGURE 4.5 – Contours déplacement horizontal du sol avec pieu (encastré en pointe) sous chargement axial.

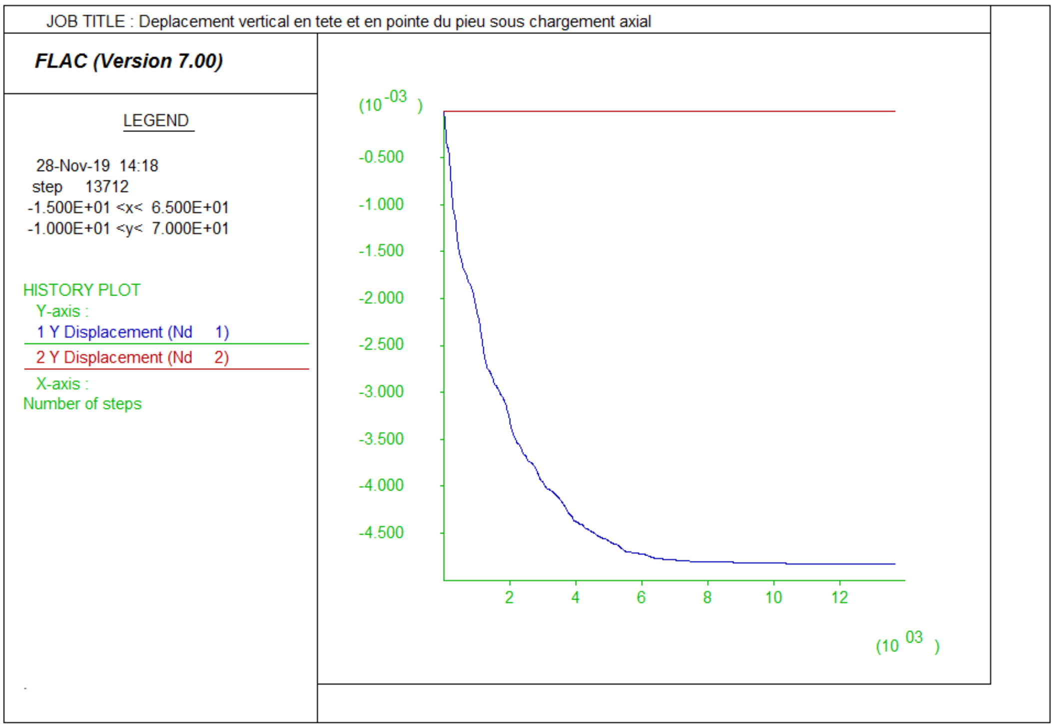

FIGURE 4.6 – Courbes déplacements de la tête (Nd 1) et de la pointe (Nd 2) du pieu (encastré en pointe) sous chargement axial.

La figure 4.5 représente les contours du déplacement horizontal du sol, on voit que les déformations latérales du sol suivent la déformée du pieu, en effet, ces déplacements montrent que le pieu s'est déformé seulement en tête.

La figure 4.6 représente le déplacement vertical du pieu en tête et en pointe. Sous l'action d'une charge axiale en tête du pieu d'une valeur de 2700 kN, on voit un déplacement de 4.83 mm en tête, et un déplacement nul en pointe étant donné que la pointe est encastrée à la base du modèle, l'enfoncement en tête se traduit par l'inclinaison du pieu qui est due au flambement, (Il y'a interaction sol-pieu).

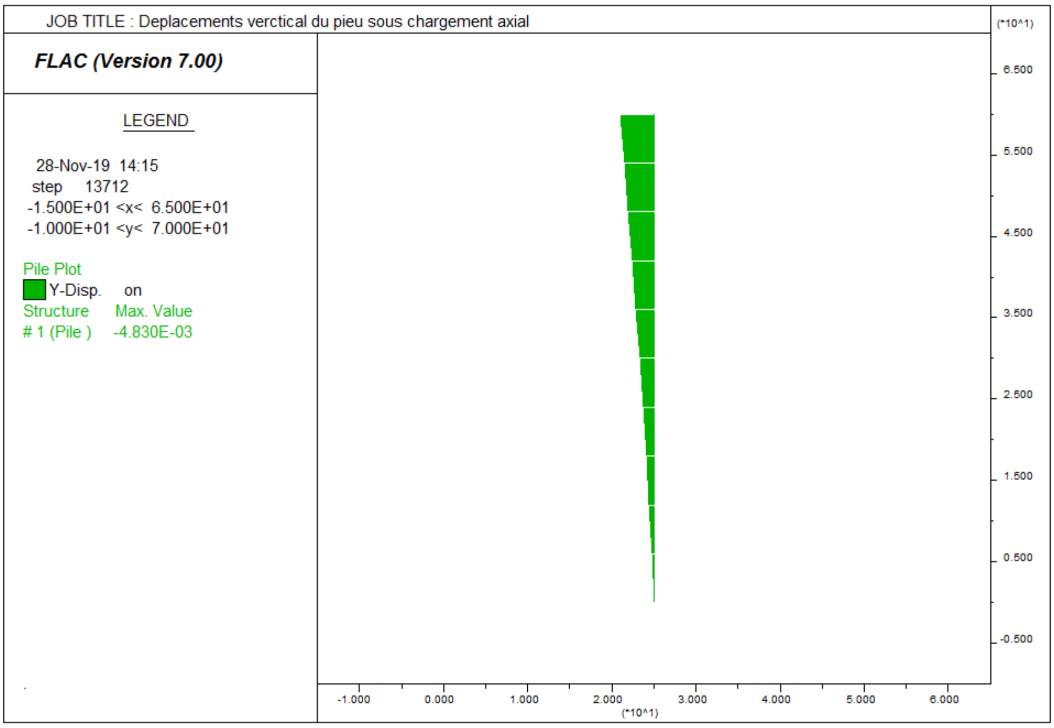

FIGURE 4.7 – Déplacement vertical du pieu (encastré en pointe) sous chargement axial.

La figure 4.7 montre la variation du déplacement vertical le long du fût du pieu, la valeur maximal du déplacement vertical en tête est de 4.83 mm, et le déplacement en pointe est nul.

4.4.3 Deuxième cas : Pieu libre en pointe

4.4.3.1 Essai $n°$ 2 : Pieu libre en pointe traversant deux couches d'argile et une couche de marne

(a). Paramètres du pieu et du sol

Le pieu étudié dans cet exemple est le même que l'exemple précédent. Le profil du sol étudié est donné par la figure 4.8, et les différents paramètres du sol et du pieu sont récapitulés dans le tableau 4.2

Le pieu est modélisé comme suit :

- Le pieu est situé au centre du massif.
- La tête du pieu est soumise à une charge verticale de $2700\,kN$.
- La pointe du pieu est ancrée dans une marne.

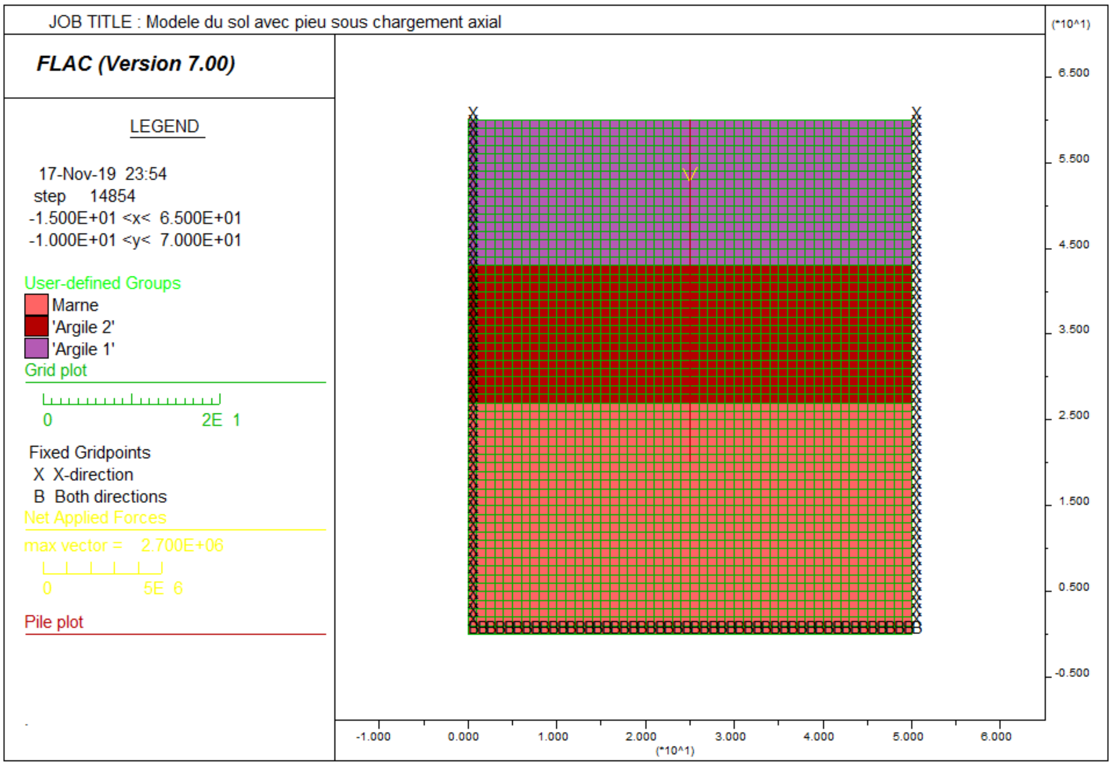

FIGURE 4.8 – Géométrie du profil.

TABLE 4.2 – Paramètres du sol et du pieu.

	Pieu	Argile 1	Argile 2	Marne
Modèle	Élastique	Mohr-coulomb	Mohr-coulomb	Mohr-coulomb
Profondeur (m)	–	$0-8.5$	$8.5-16.5$	$16.5-30$
Densité (kg/m^3)	2500	2000	2060	2140
Cohésion C (kPa)	–	119	327	210
Angle de frottement φ $(\circ)$	–	6.8	6.2	32
Module de Young E (Pa)	25×10^9	1.233×10^7	5.5827×10^7	5.263×10^{10}
Coefficient de Poisson ν	–	0.499	0.499	0.497

(b). Détermination des conditions initiales

$$\sigma_{yy} = 611849.7\, N/m^2$$

$$\sigma_{xx} = \sigma_{zz} = 305924.85\, N/m^2$$

(c). Présentation et interprétation des résultats

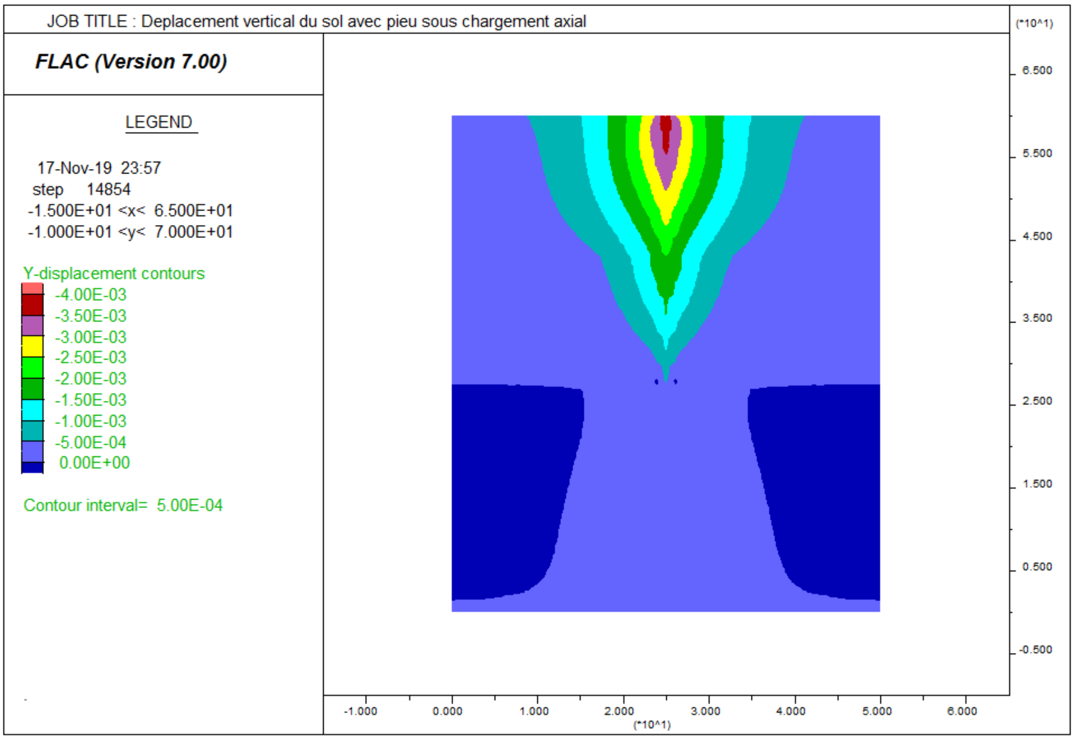

FIGURE 4.9 – Contours déplacements vertical du sol sous chargement axial.

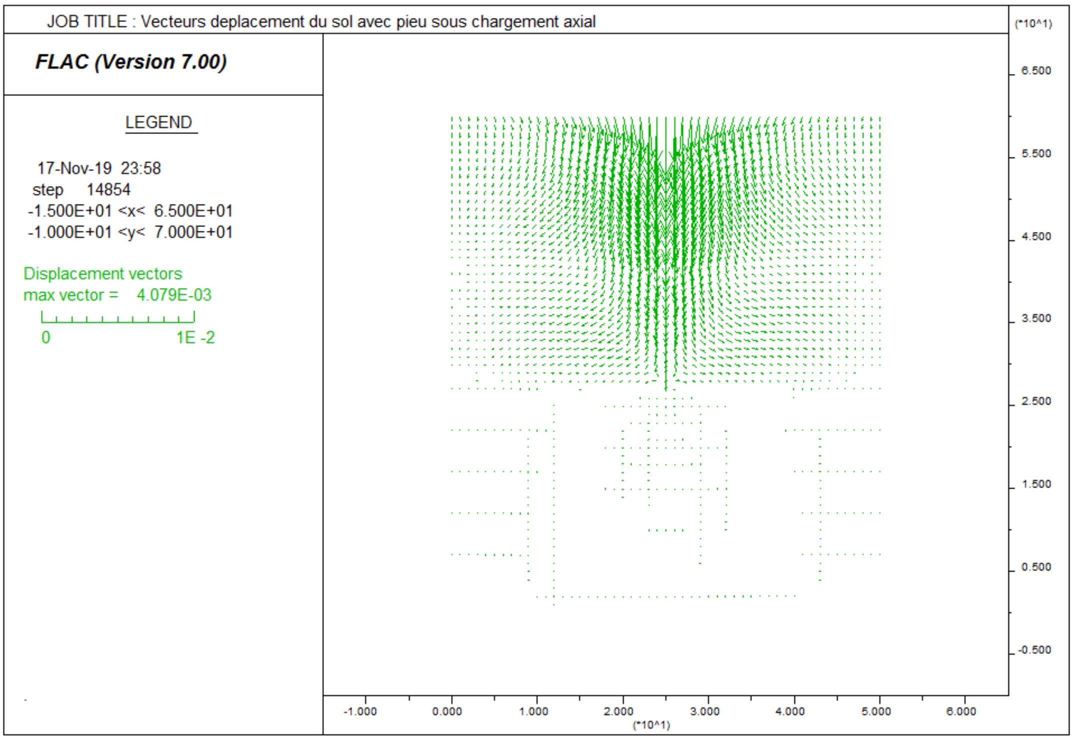

FIGURE 4.10 – Vecteurs déplacement du sol sous chargement axial.

La figure 4.9 et 4.10 montrent respectivement les contours du déplacement vertical et les vecteurs déplacement du sol, après chargement du pieu axialement en tête, on voit que le déplacement du sol suit les déplacements du pieu, en effet, le tassement du sol se produit dans la zone en dessous de la surface de chargement qui varie de $1\,mm$ à $4\,mm$, et en dehors de ces zones le tassement est nul.

La figure 4.11 représente les contours du déplacement horizontal du sol, on voit un déplacement sur les deux couches argileuses, par contre la couche marneuse ne subit pas de déformations, et ce-ci, montre que le pieu s'est déformé seulement en tête.

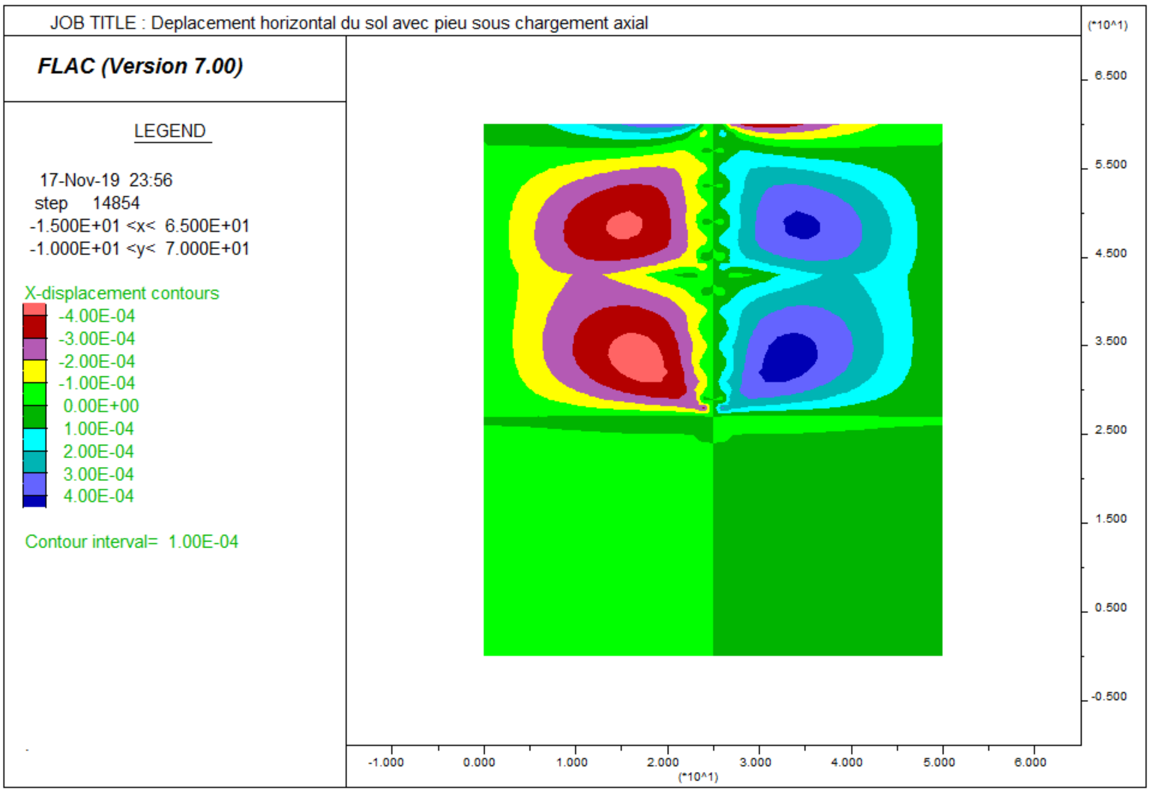

FIGURE 4.11 – Contours déplacements horizontal du sol sous chargement axial.

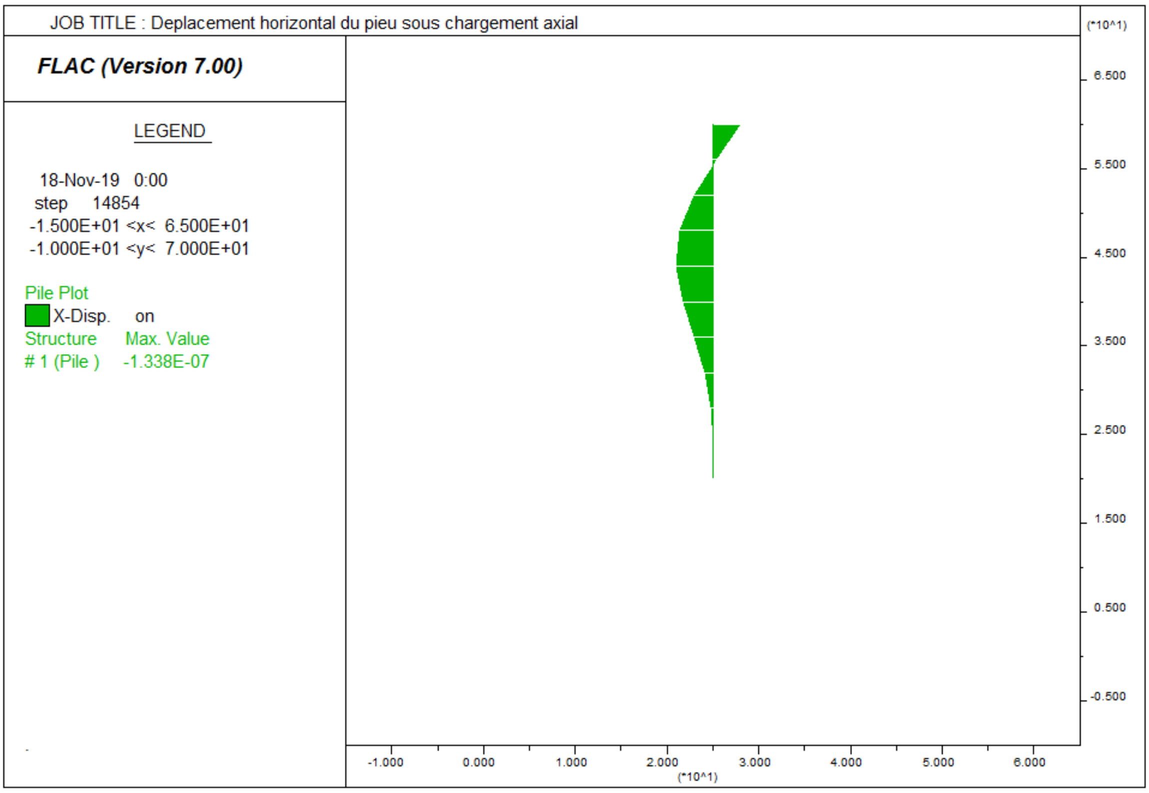

FIGURE 4.12 – Déplacement horizontal du pieu sous chargement axial.

La figure 4.12 représente le déplacement horizontal du pieu chargé axialement en tête en fonction du nombre de pas de calcul, sous l'action d'une charge axiale le pieu s'est déformé horizontalement, c'est à dire qu'il y'a flambement du pieu, la pointe du pieu ne s'est pas déplacée du fait qu'elle est ancrée dans une couche de marne de bonnes caractéristiques mécaniques.

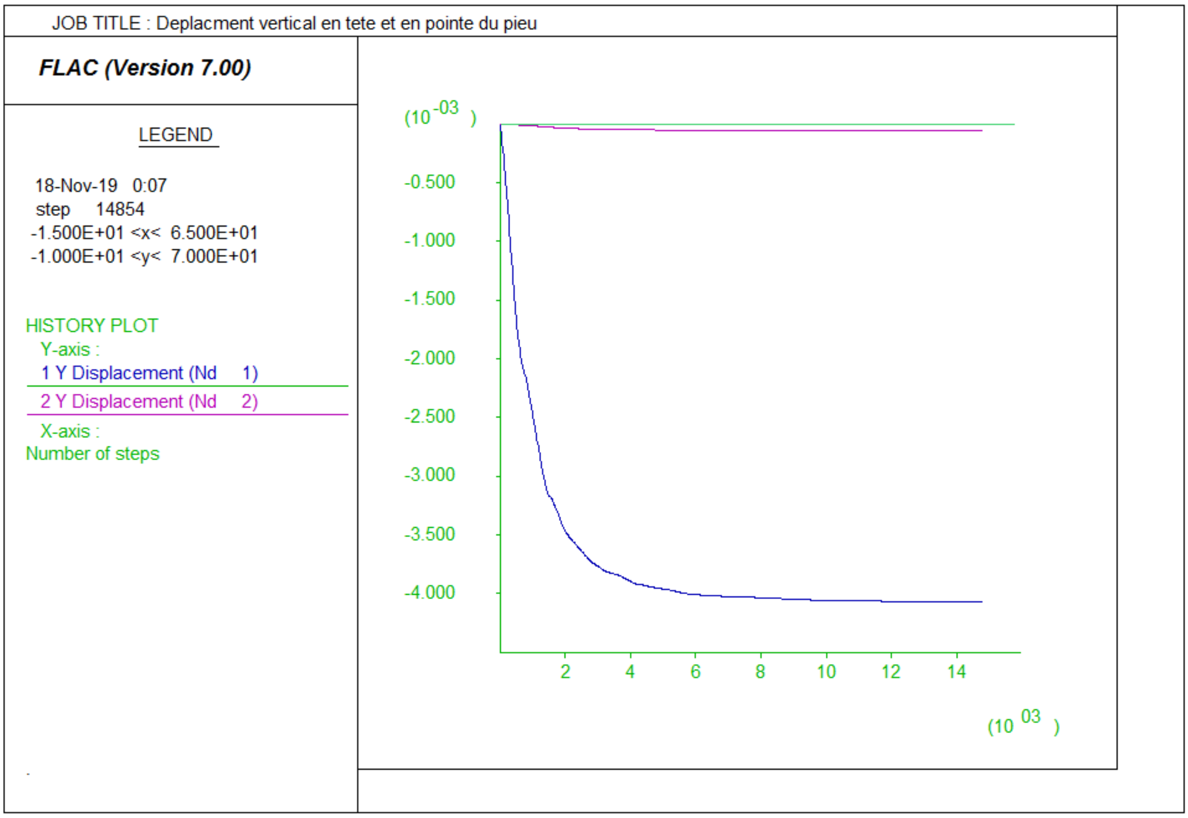

FIGURE 4.13 – Courbes déplacements de la tête (Nd 1) et de la pointe (Nd 2) du pieu sous chargement axial.

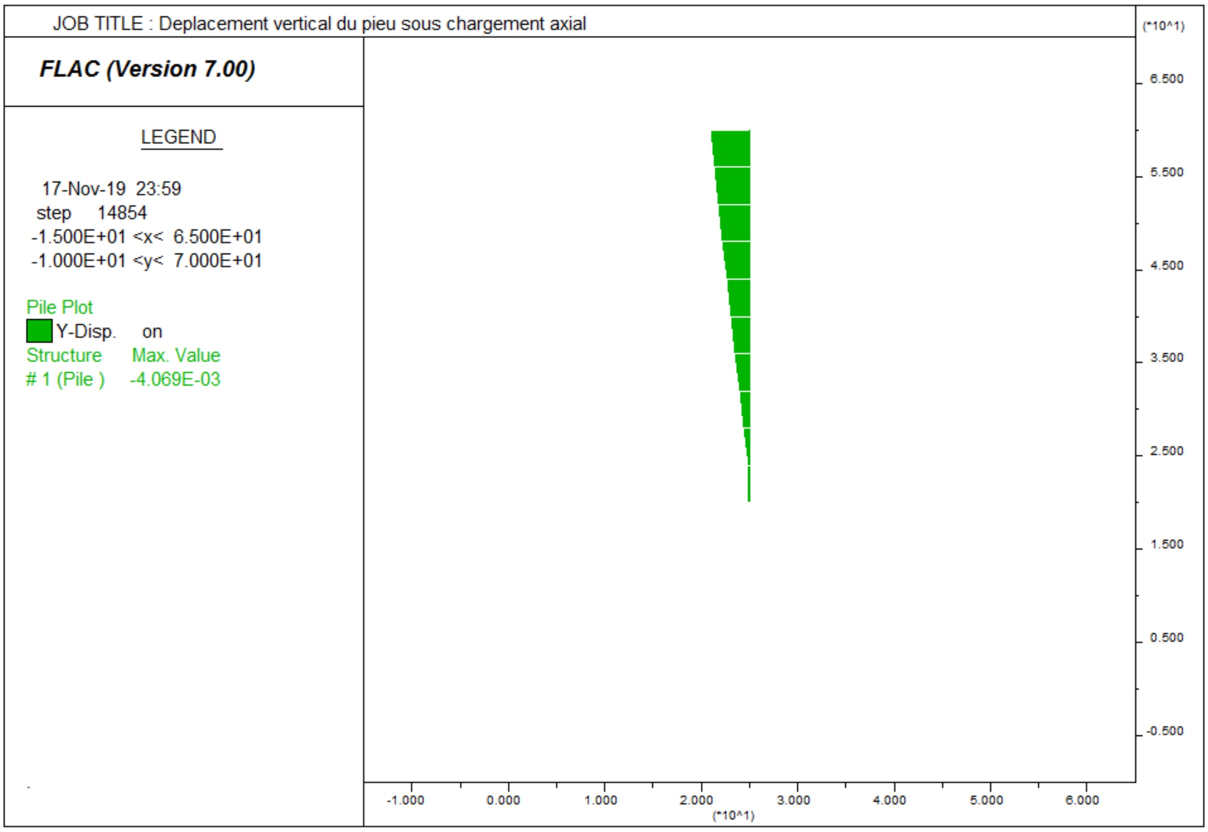

FIGURE 4.14 – Déplacement vertical du pieu sous chargement axial.

La figure 4.13 représente les courbes du déplacement vertical en tête et en pointe du pieu, on voit que la tête se déplace de 4.069 mm tandis que la pointe se déplace très légèrement car elle est ancrée dans une couche de marne de bonne caractéristiques mécaniques, l'enfoncement en tête est dû seulement à l'inclinaison du pieu sous l'effet du flambement, comme la pointe est bien ancrée, (mêmes obsérvations que l'essai 1).

la figure 4.14 représente la variation du déplacement vertical le long du fût du pieu, après chargement du pieu, la tête s'enfonce de 4.069 mm et la pointe ne se déplace pas.

4.4.3.2 Essai $n°$ 3 : Pieu libre en pointe traversant trois couches d'argile

(a). Paramètres du pieu et du sol

Le pieu étudié est cylindriques de section circulaire, de diamètre égale à $1.2\,m$ et d'une longueur totale de $20\,m$, isolé et chargé axialement avec une charge d'une valeur de $2700\,kN$. Le profil du sol étudié est donné par la figure 4.15, et les différents paramètres du sol et du pieu sont récapitulés dans le tableau 4.3

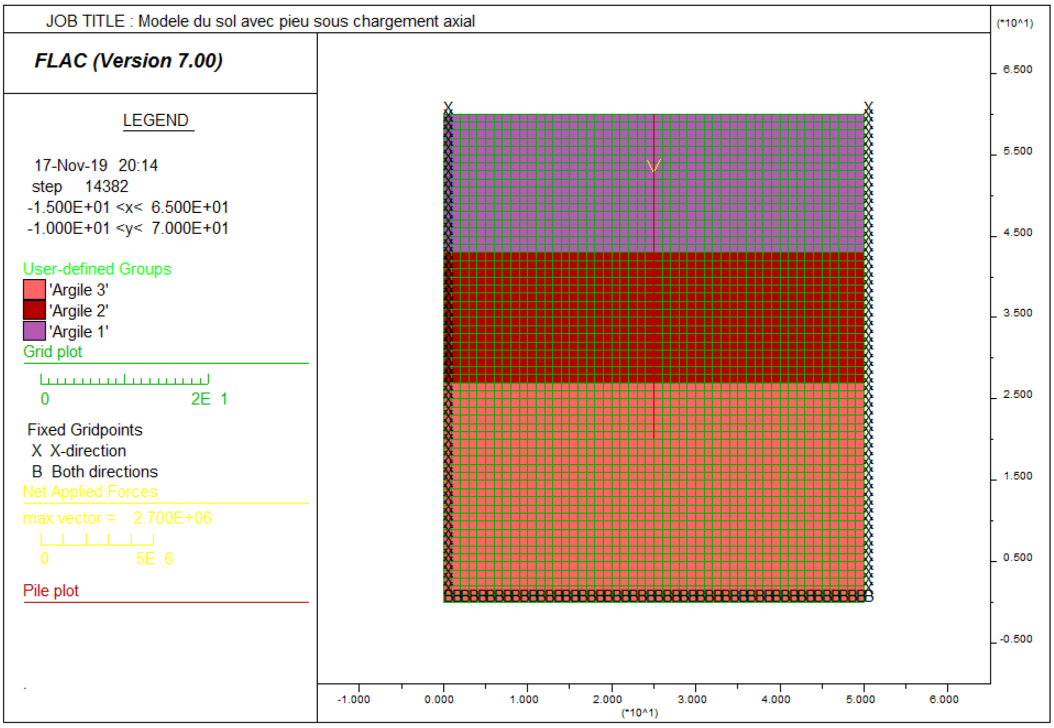

FIGURE 4.15 – Géométrie du profil.

TABLE 4.3 – Paramètres du sol et du pieu .

	Pieu	Argile 1	Argile 2	Argile 3
Modèle	Élastique	Mohr-coulomb	Mohr-coulomb	Mohr-coulomb
Profondeur (m)	–	$0 - 8.5$	$8.5 - 16.5$	$16.5 - 30$
Densité (kg/m^3)	2500	2000	2060	2040
Cohésion C (kPa)	–	119	327	350
Angle de frottement φ $(\circ)$	–	6.8	6.2	17
Module de Young E (Pa)	25×10^9	1.233×10^7	5.5827×10^7	5.99×10^8
Coefficient de Poisson ν	–	0.499	0.499	0.360

Le pieu est modélisé comme suit :

- Le pieu est situé au centre du massif.
- La tête du pieu est soumise à une charge verticale de 2700 kN.
- La pointe du pieu est ancrée dans une argile.

(b). Détermination des conditions initiales

$$\sigma_{yy} = 598606.2\, N/m^2 \qquad \text{et} \qquad \sigma_{xx} = \sigma_{zz} = 305924.85\, N/m^2$$

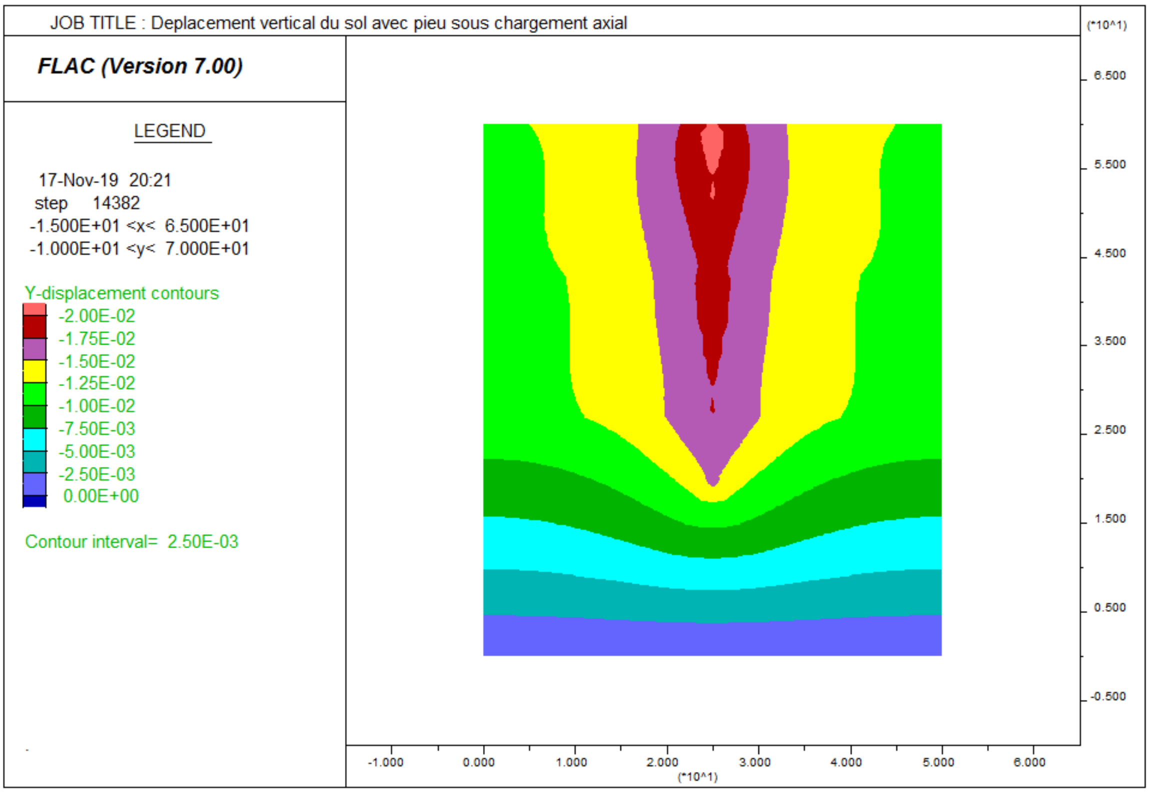

Figure 4.16 – Contours déplacements vertical du sol avec pieu sous chargement axial.

La figure 4.16 montre les contours du déplacement vertical du sol en fonction du nombre de pas de calcul, après chargement du pieu axialement en tête avec une charge 2700 kN, on voit que le déplacement du sol suit les déplacements du pieu, en effet, le tassement du sol se produit dans la zone en dessous de la surface de chargement, et varie de 1 cm à 2 cm aux alentours du pieu, tandis que le tassement en dehors de la zone de la surface de chargement varie de 2.5 mm à 7 mm.

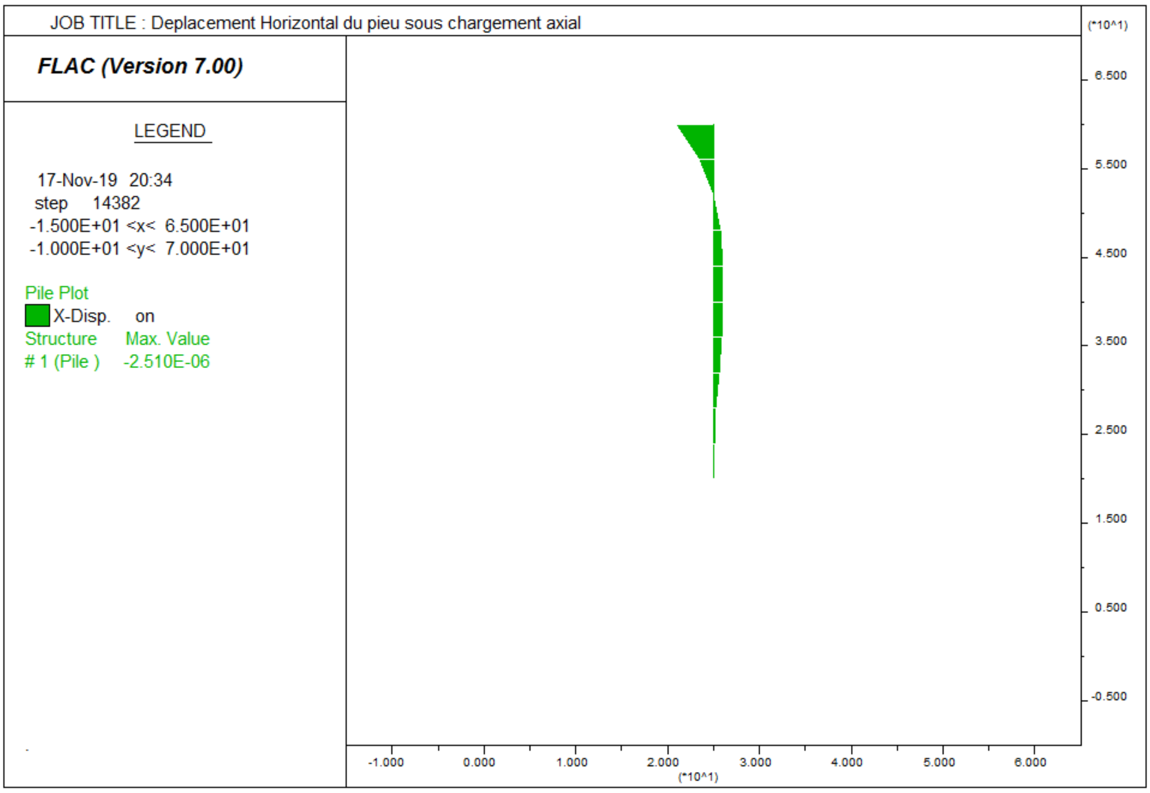

FIGURE 4.17 – Déplacement horizontal du pieu sous chargement axial.

La figure 4.17 montre l'allure du déplacement horizontal du pieu en fonction du nombre de pas de calcul, ce déplacement s'explique par le flambement du pieu, sous l'action d'une charge axiale en tête, la tête du pieu s'est inclinée tandis que la pointe est restée immobile, car elle est ancrée dans une couche d'argile dont les caractéristiques mécaniques sont meilleures que les couches en surface.

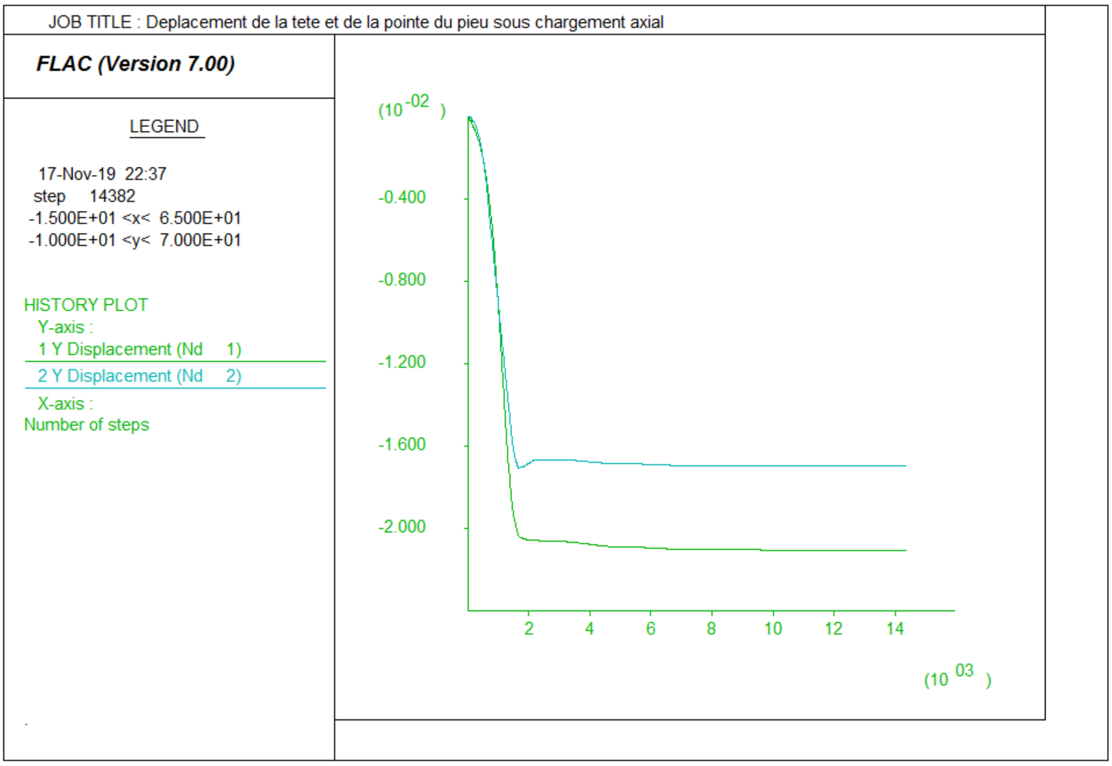

FIGURE 4.18 – Courbes déplacements vertical de la tête (Nd 1) et de la pointe (Nd 2) du pieu sous chargement axial.

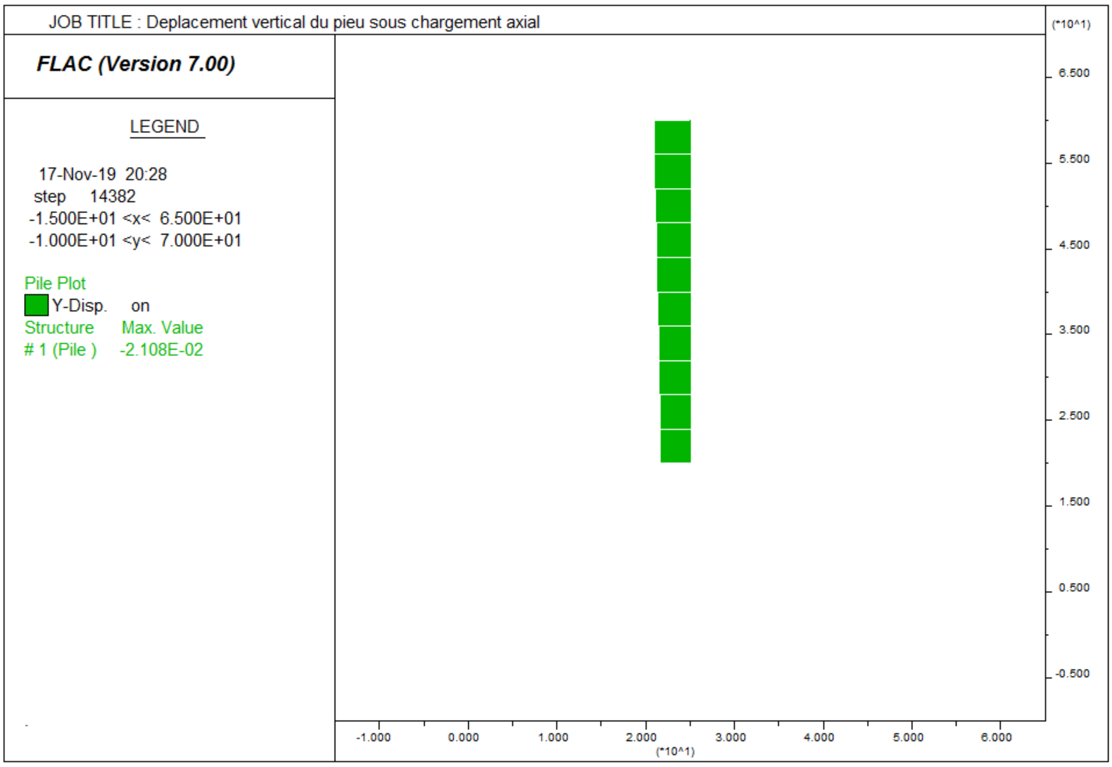

FIGURE 4.19 – Déplacement vertical du pieu sous chargement axial.

La figure 4.18 représente les courbes du déplacement vertical de la tête et de la pointe du pieu en fonction du nombre de pas de calcul, on observe que les déplacements ont la même allure en tête et en pointe, avec un déplacement maximal de 2.1 cm en tête du pieu.

la figure 4.19 représente la variation du déplacement vertical le long du fût du pieu, après chargement du pieu, la tête s'enfonce de 2.108 cm et la pointe s'enfonce de 1.7 cm.

4.4.4 Conclusion

En comparant les deux essais pieu encastré en pointe et pieu libre en pointe ancrée dans la marne, les déplacements en tête sont respectivement de 4.88 mm et 4.068 mm et les déplacements en pointe sont nuls pour les deux essais. Donc on peut conclure qu'il faut juste écourter le pieu et l'ancré directement dans la marne.

On comparant les essais du pieu libre en pointe, l'exemple 3 la pointe du pieu est ancrée dans une argile le tassement maximal du sol est plus important et atteint 2 cm, la pointe du pieu de l'exemple 2 est ancrée dans une marne, le tassement maximal du sol est de 4 mm, la différence de tassement s'explique par la faible portance des couches argileuses.

4.5 Simulation de l'essai dynamique

Cette section présente une modélisation numérique du comportement d'un pieu isolé sous un chargement dynamique (excitation sismique). Cette simulation se fera en considérant les mêmes profils de sols traités pour la modélisation sous charges statiques (charge verticale), en utilisant le code de calcul $Flac^{2D}$, avec la prise en compte d'un accélérogramme enregistré lors du séisme du 21 mai 2003 à *Boumerdes*. On a considéré les mêmes cas de calcul précédent :

- Pieu encastré en pointe ;
- Pieu libre en pointe ;

4.5.1 Le maillage

Le sol a été modélisé en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb, et représenté par un massif de 30 m par 30 m avec un maillage carré contenant 3600 éléments. Les côtés latéraux du modèle sont fixés suivant la direction x, et la base est fixée suivant les deux directions x et y.

4.5.2 Réponse du sol à une excitation sismique

Pour notre étude, on a soumis le système sol-pieu à une excitation sismique enregistrée lors du séisme du 23 mai 2003 à Boumerdes, on a appliqué le signal à la base du modèle.

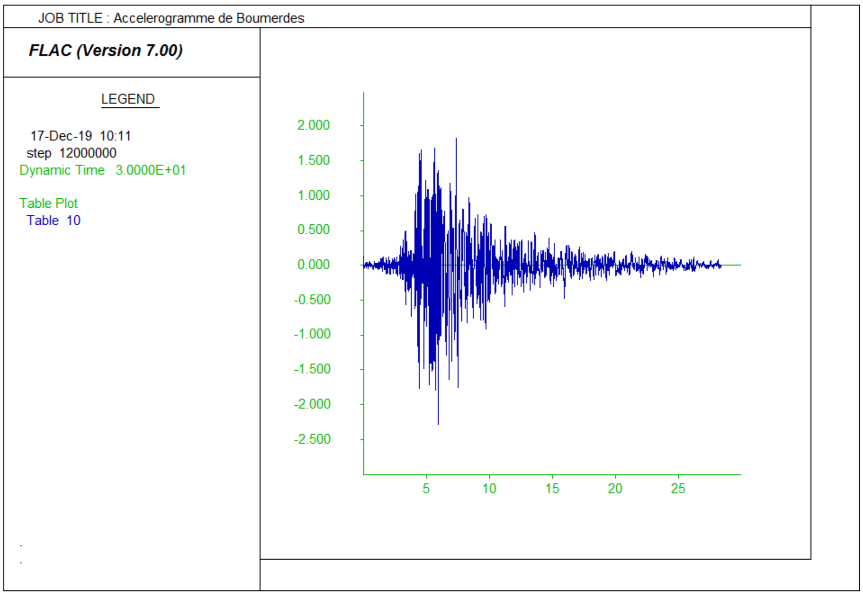

FIGURE 4.20 – Histoire de l'accélération d'entrée en fonction du temps.

4.5.3 Choix des paramètres dynamiques

4.5.3.1 Frontières absorbantes

Dans l'idéal, il faut représenter un modèle sans frontières, mais cela nécessite de grandes dimensions pour le modèle et donc un temps de calcul important. En conditions statiques de petits modèles peuvent se satisfaire de frontières élastiques.

Dans ce modèle les frontières absorbantes sont utilisées afin d'empêcher la réflexion d'ondes. Ces frontières simulent l'absorption des ondes dans un médium de sol infini. La base du pieu est libre de se déplacer avec le mouvement du sol causé par le séisme.

4.5.3.2 Paramètres d'amortissements

Dans le cas d'une analyse dynamique d'une fondation profonde, l'amortissement doit reproduire l'effet réel de l'énergie perdue dans un système normal.

Un amortissement de Rayleigh de 5 % proportionnel à la rigidité du système est ajouté à cette étude, il est utilisé dans ce modèle afin de contrôler la réponse du sol pour les hautes fréquences.

4.5.4 Premier cas : Pieu encastré en pointe

4.5.4.1 Essai $n°1$: Pieu encastré en pointe traversant trois couches molles

Le pieu étudié est cylindrique de section circulaire de diamètre égale à $1.2\,m$ et d'une longueur totale de $30\,m$, la pointe du pieu est fixée à la base du modèle.

Le modèle étudié est constitué de trois couches molles dont les caractéristiques ont été données dans la sous-section 3.5.3.1, celui-ci, est soumis à une excitation sismique (séisme de *Boumerdes* 2003) à la base.

Le profil est donné par la figure 4.21 :

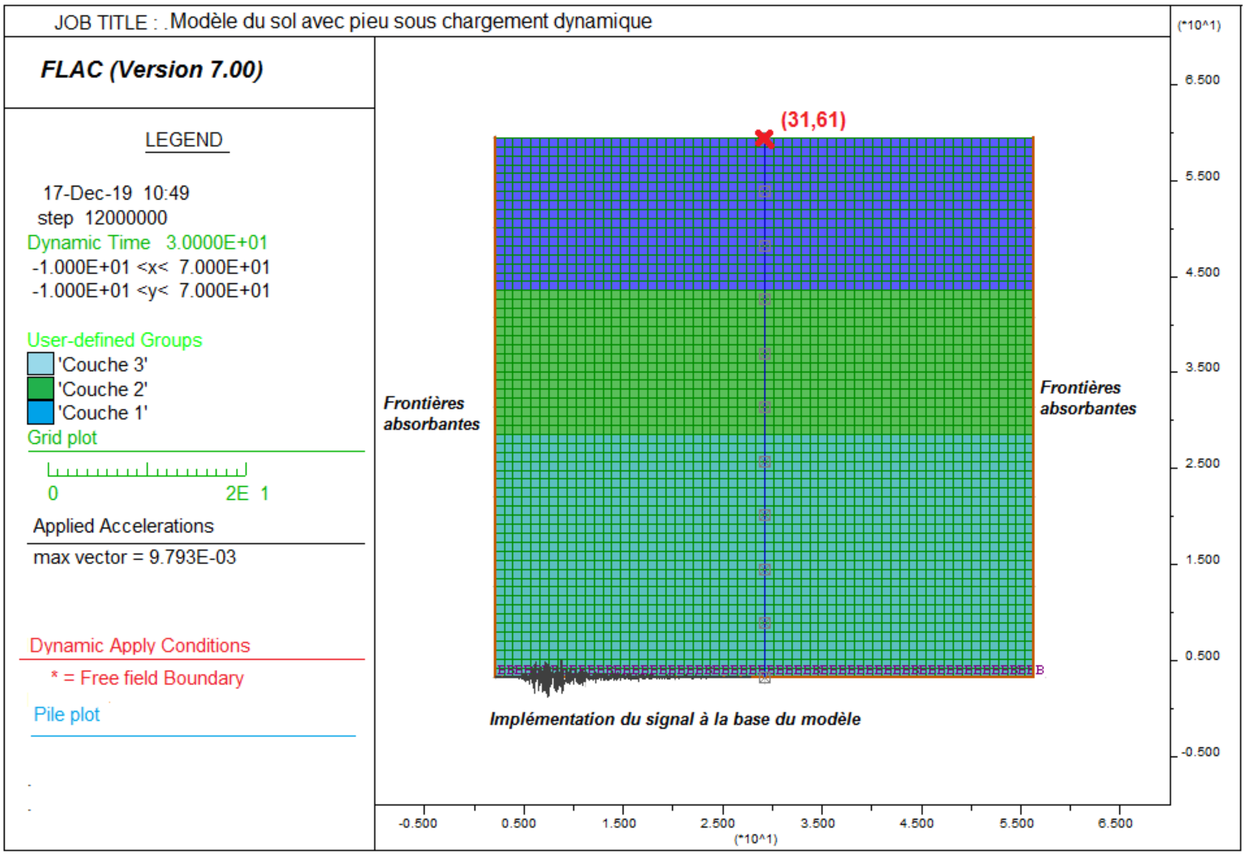

FIGURE 4.21 – Géométrie du profil.

Présentation et interprétation des résultats

La figure 4.22 représente les vecteurs déplacement du sol, ces vecteurs montrent qu'il y'a écartement du sol autour du pieu en suivant sa déformation. En effet, lorsqu'on a appliqué l'excitation sismique, le pieu s'est déformé sur la partie supérieur en entrainant le sol, tandis qu'à la base du modèle le déplacement du sol est nul autours de la pointe du pieu qui est considérée fixe.

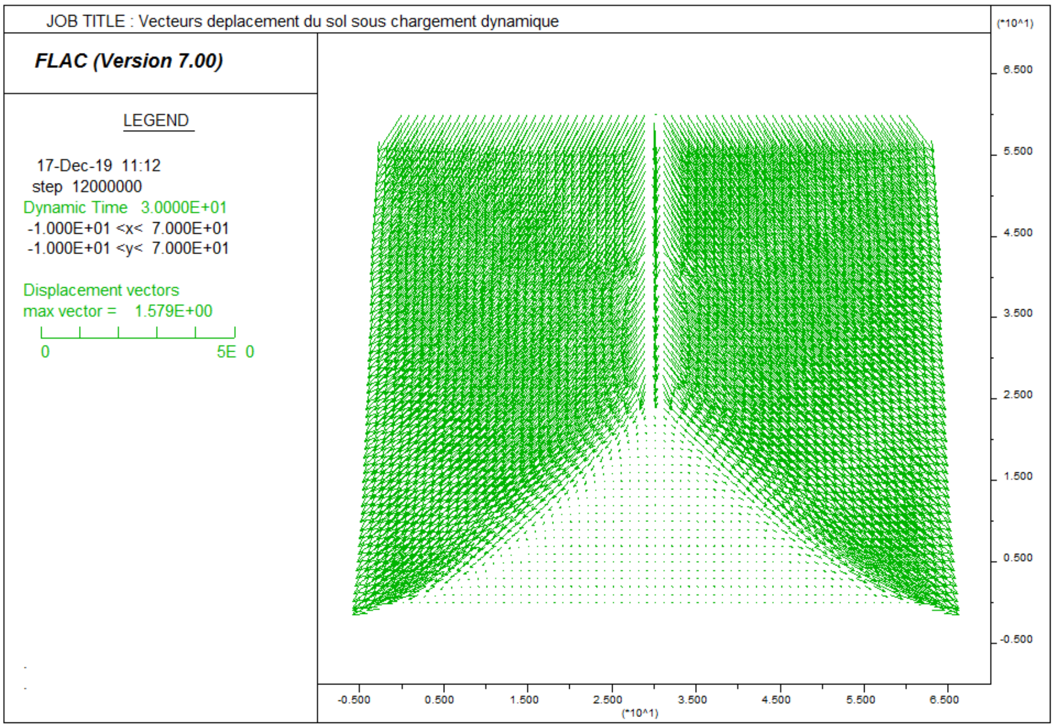

FIGURE 4.22 – Vecteurs déplacement du sol sous chargement dynamique.

La figure 4.23 représente les courbes déplacements horizontal de la tête et de la pointe du pieu durant le temps de l'excitation, on remarque que la tête du pieu suit le mouvement de l'excitation et définit un déplacement oscillatoire, les oscillations sont très importantes entre 5 et 15 secondes, au delà, les oscillations s'estompent résultant un déplacement résiduel en tête. La pointe du pieu étant fixée à la base du modèle ne subit aucune déformation.

La figure 4.24 montre la variation du déplacement horizontal le long du fut du pieu en montrant clairement le déplacement en tête de 6.089 cm, la pointe étant fixe son déplacement est nul.

L'allure du déplacement horizontal le long du fût du pieu justifie le déplacement résiduel en tête montré en figure 4.23 correspondant à un déplacement d'environ 6 cm

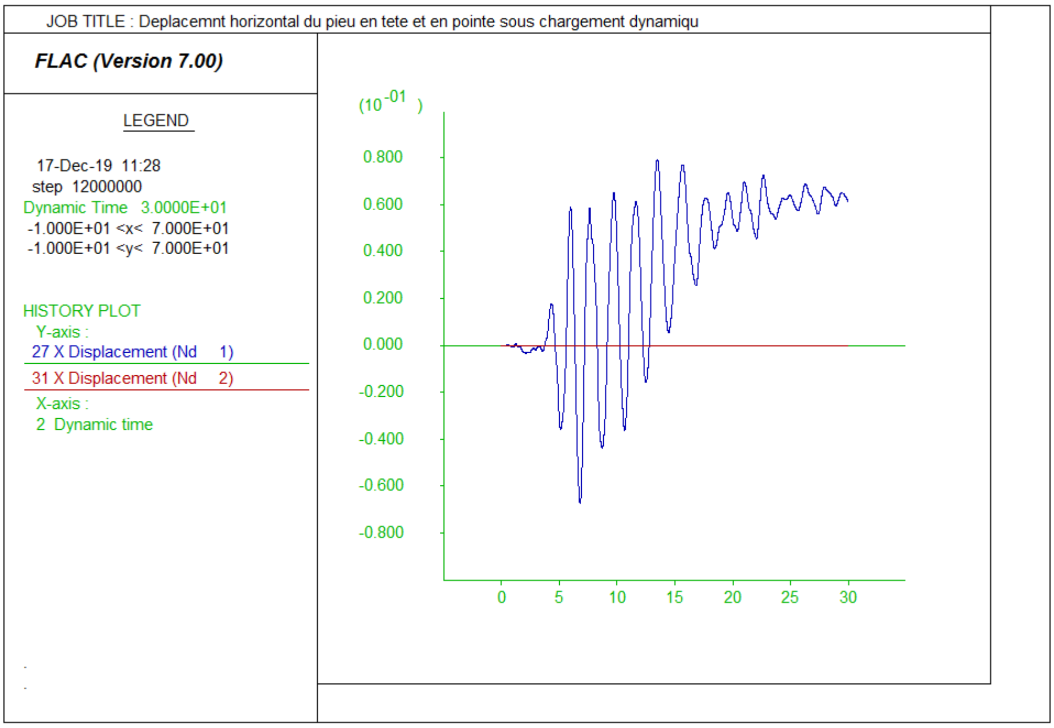

FIGURE 4.23 – Courbes déplacements horizontal de la tête (Nd 1) et de la pointe (Nd 2) du pieu en fonction du temps.

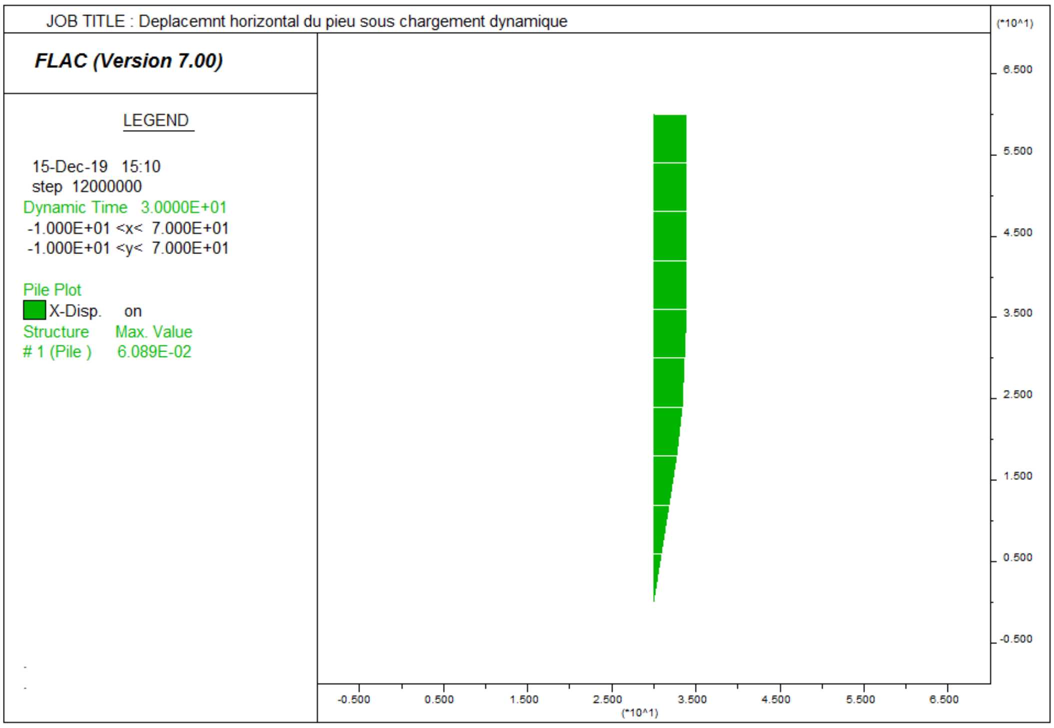

FIGURE 4.24 – Déplacement horizontal du pieu sous chargement dynamique.

La figure 4.25 représente les courbes déplacements vertical de la tête et de la pointe du pieu durant le temps de l'excitation, on voit que la tête s'est enfoncée brusquement dans les premières secondes de l'excitation et atteint un enfoncement maximal de 9.3 mm, après 5 secondes le déplacement de la tête suit toujours un mouvement vibratoire qui finit par s'atténuer avec l'atténuation de l'excitation.

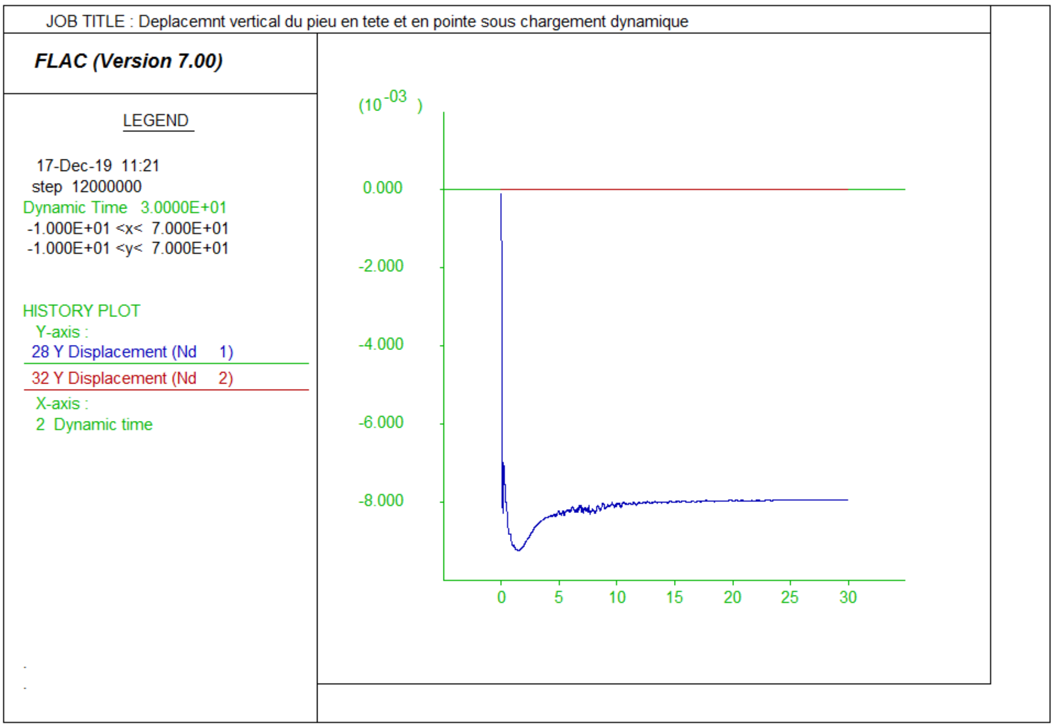

FIGURE 4.25 – Courbes déplacements vertical de la tête (Nd 1) ainsi que la pointe (Nd 2) du pieu en fonction du temps.

La figure 4.26 montre la variation du déplacement vertical le long du fût du pieu, on voit un enfoncement de 7.95 mm en tête du pieu, on peut l'expliquer par l'inclinaison du pieu sous l'effet du déplacement horizontal, autrement dit le pieu a flambé, et comme la pointe est fixée il ne s'enfonce pas d'avantage.

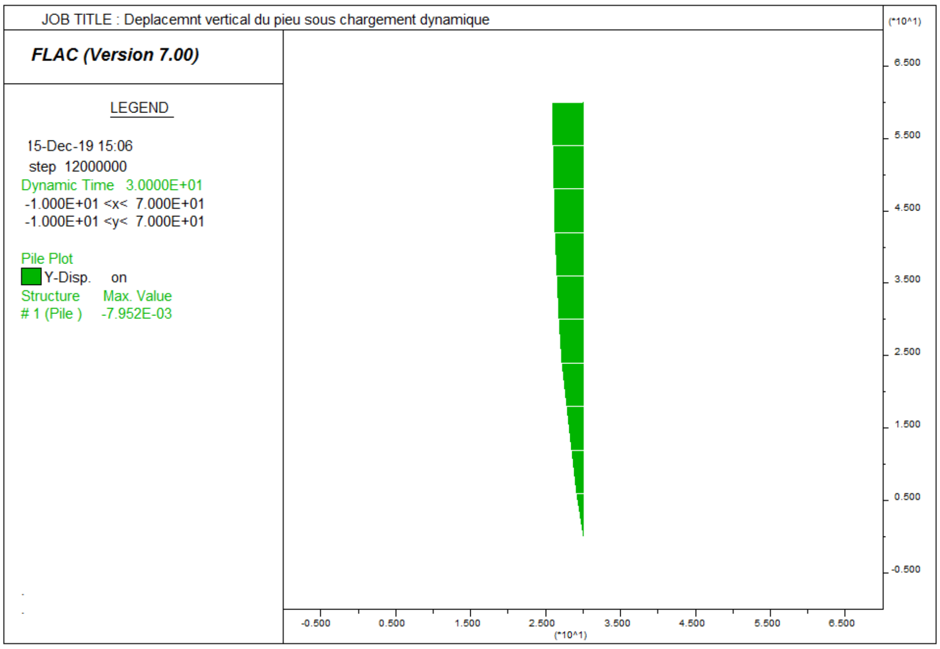

FIGURE 4.26 – Déplacement vertical du pieu sous chargement dynamique.

La figure 4.27 représente les courbes montrant le déplacement horizontal de la tête du pieu et du nœud $(31, 61)$ du sol correspondant à la tête du pieu durant le temps de l'excitation. On voit clairement que le sol se déplace de la même manière, les déplacements suivent le mouvement de l'excitation (Figure 4.20) et définissent un mouvement oscillatoire.

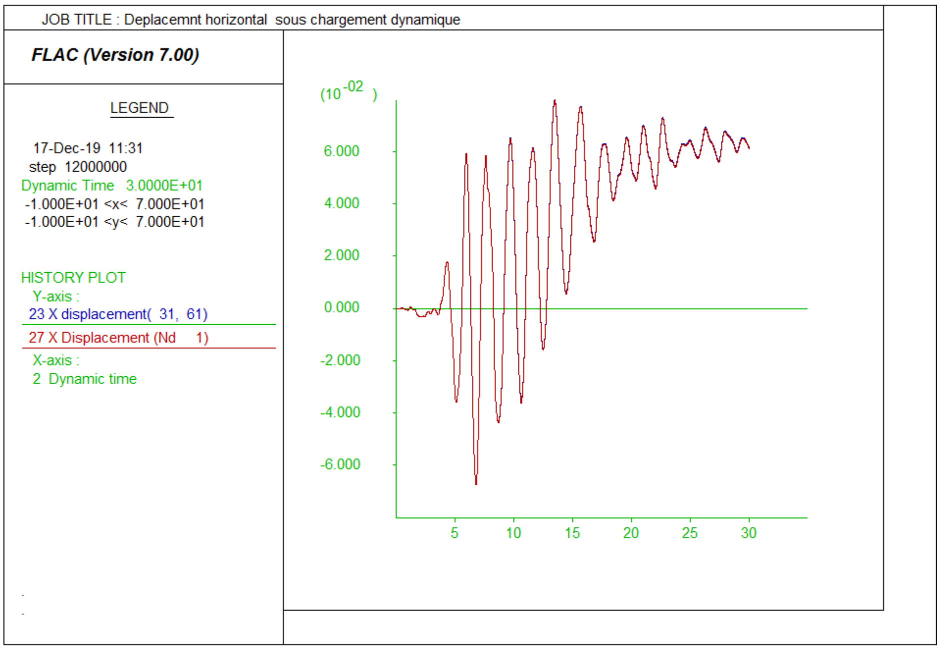

FIGURE 4.27 – Courbes montrant le déplacement horizontal de la tête (Nd 1) du pieu et du nœud (31.61) correspondant à la tête en fonction du temps.

4.5.5 Deuxième cas : Pieu libre en pointe

4.5.5.1 Essai $n°2$: Pieu libre en pointe traversant deux couches argileuses et une couche marneuse

Le pieu étudié est de diamètre égale à $1.2\,m$ et d'une longueur totale de $20\,m$, le modèle est composé de deux couches argileuses en surface et une couche de marne (les caractéristiques du sol ont été données dans la sous-section 3.5.4.1), le profil étudié est soumis à une excitation sismique à la base, il est donné par la figure 4.28

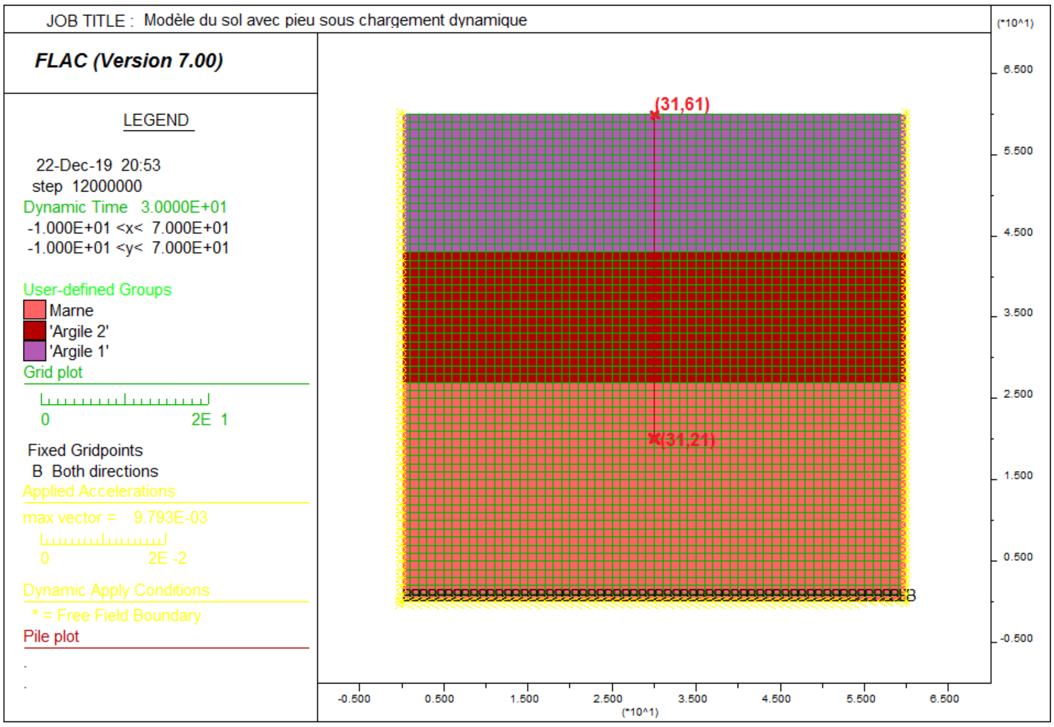

FIGURE 4.28 – Géométrie du profil.

Présentation et interprétation des résultats

La figure 4.29 représente les vecteurs déplacement du sol, après l'application de la sollicitation sismique à la base du modèle, on voit que les vecteurs se déplacent suivant le déplacement du pieu, en effet, la déformation du pieu entraine un écartement du sol surtout sur la partie supérieure, parceque la tête du pieu a subi beaucoup plus de déformations qu'en pointe qui est ancré dans un bon sol.

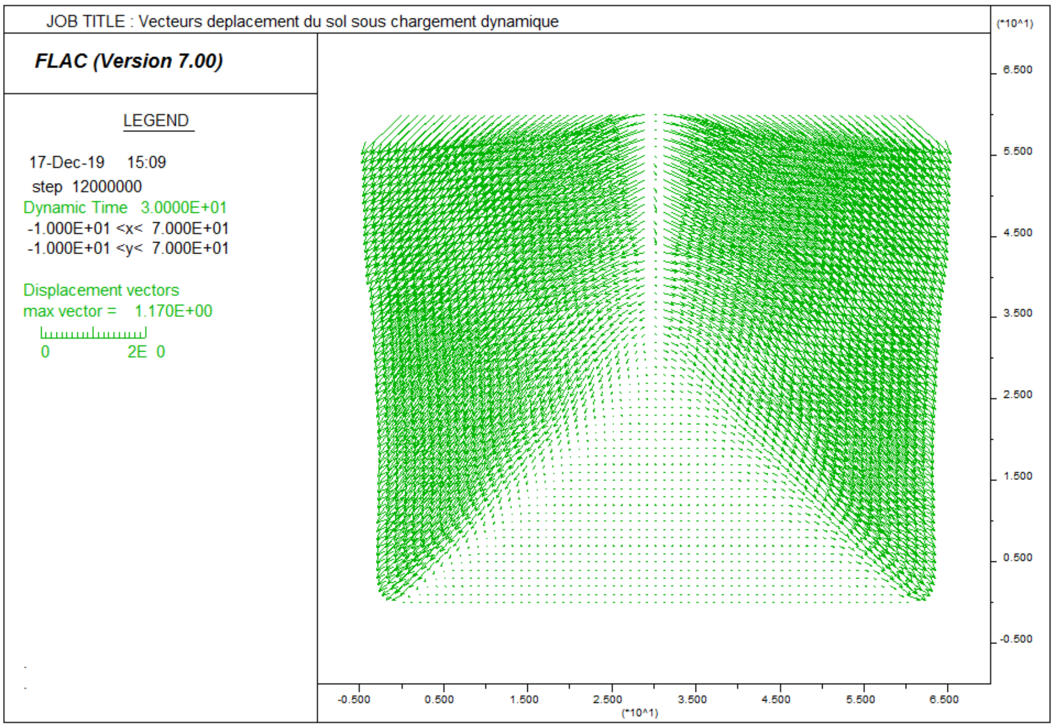

FIGURE 4.29 – Vecteurs déplacement du sol sous chargement dynamique.

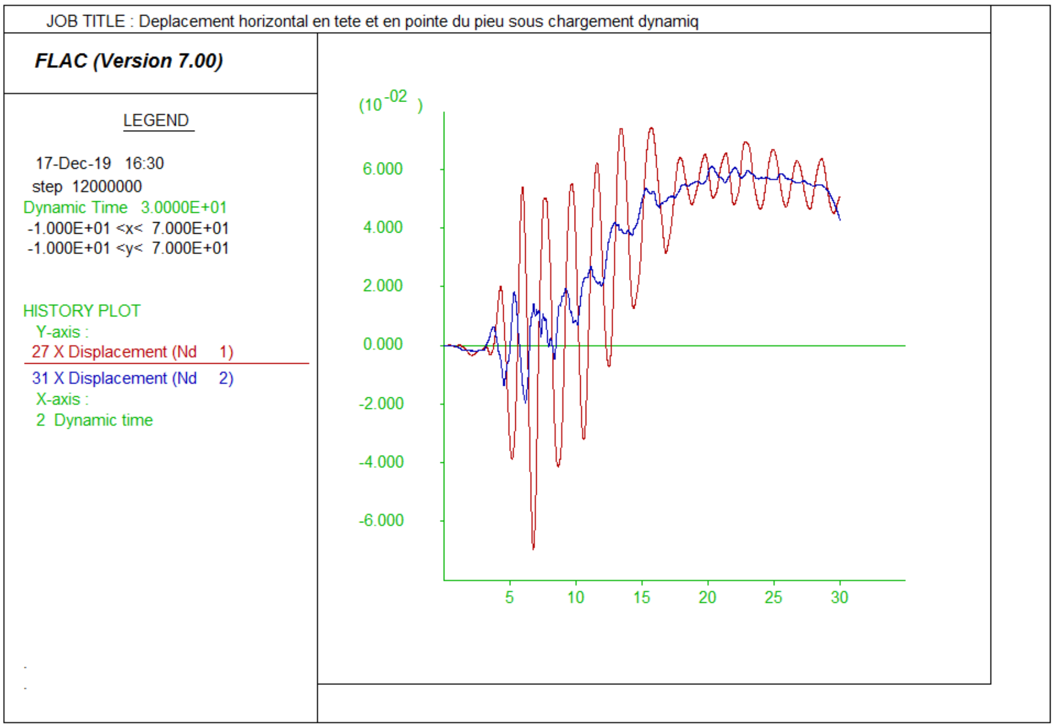

FIGURE 4.30 – Courbes déplacements horizontal de la tête (Nd 1) et de la pointe (Nd 2) du pieu en fonction du temps.

La figure 4.30 représente les courbes du déplacement horizontal de la tête et de la pointe du pieu durant le temps de l'excitation, on voit le même déplacement en tête du pieu que l'essai précédent, en effet, la tête se déplace en suivant le mouvement de l'excitation, et définit des oscillations qui sont très importantes dans les premières secondes, à la fin de l'excitation il en résulte un déplacement résiduel en tête.

Le déplacement du pieu en pointe suit aussi une trajectoire oscillatoire, sauf que les oscillations sont peu amplifiées puisque la pointe est ancrée dans une couche de marne considérée de bonnes caractéristiques mécaniques elle amortit une partie du signal de l'excitation, le rendant moins important comparé à la tête du pieu.

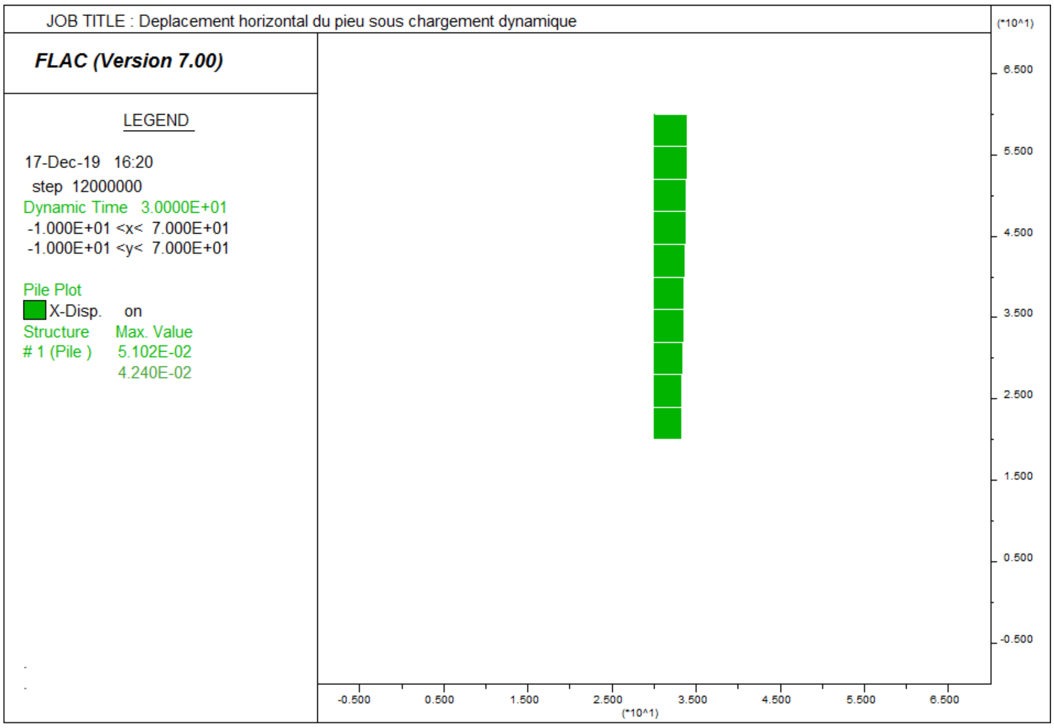

FIGURE 4.31 – Déplacement horizontal du pieu sous chargement dynamique.

La figure 4.31 représente la variation du déplacement horizontal le long du fût du pieu, à la fin de l'excitation le déplacement horizontal final en tête est de 5.102 cm, et 4.24 cm en pointe.

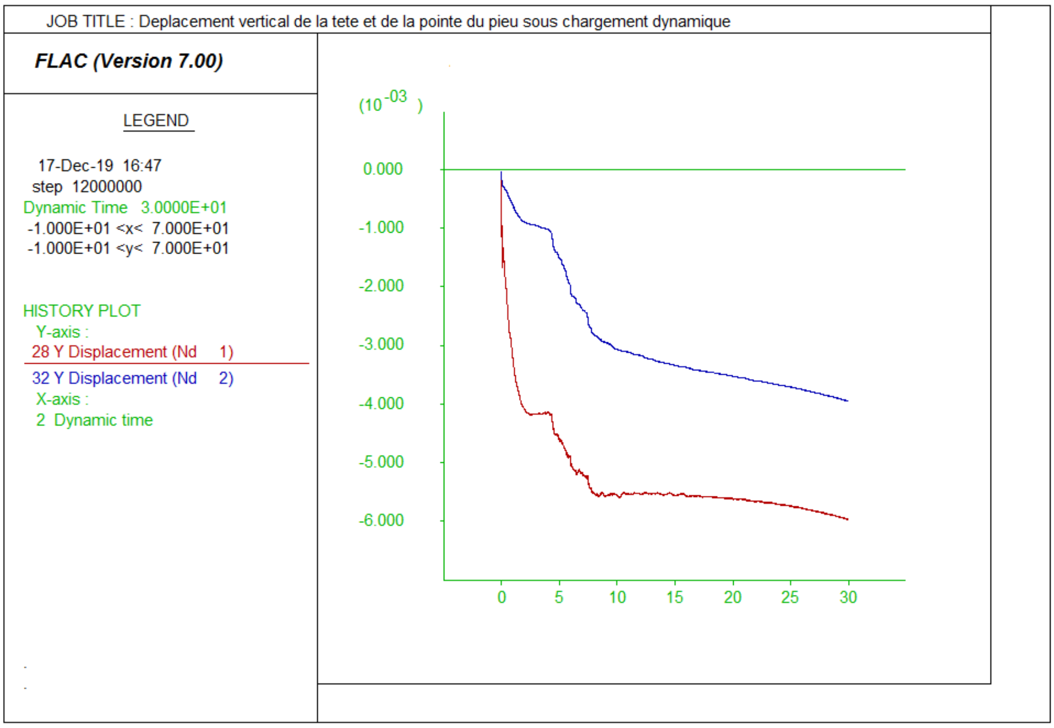

FIGURE 4.32 – Courbes déplacements vertical de la tête (Nd 1) ainsi que la pointe (Nd 2) du pieu en fonction du temps.

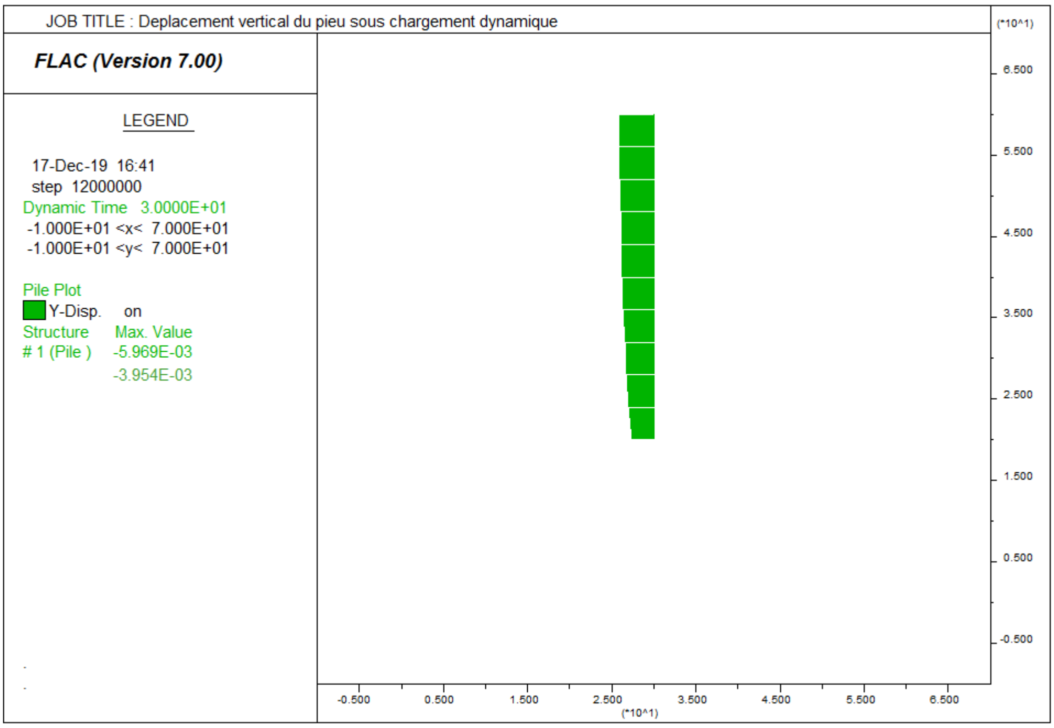

FIGURE 4.33 – Déplacement vertical du pieu sous chargement dynamique.

La figure 4.32 représente les courbes du déplacement vertical de la tête et de la pointe du pieu durant le temps de l'excitation, la tête et la pointe du pieu se déplacent de la même manière.

La figure 4.33 représente la variation du déplacement vertical le long du fût du pieu, à la fin de l'excitation le déplacement vertical final en tête est de 5.96 mm et de 3.95 mm en pointe, cette petite différence est justifiée par la variation du déplacement horizontal le long du fût du pieu.

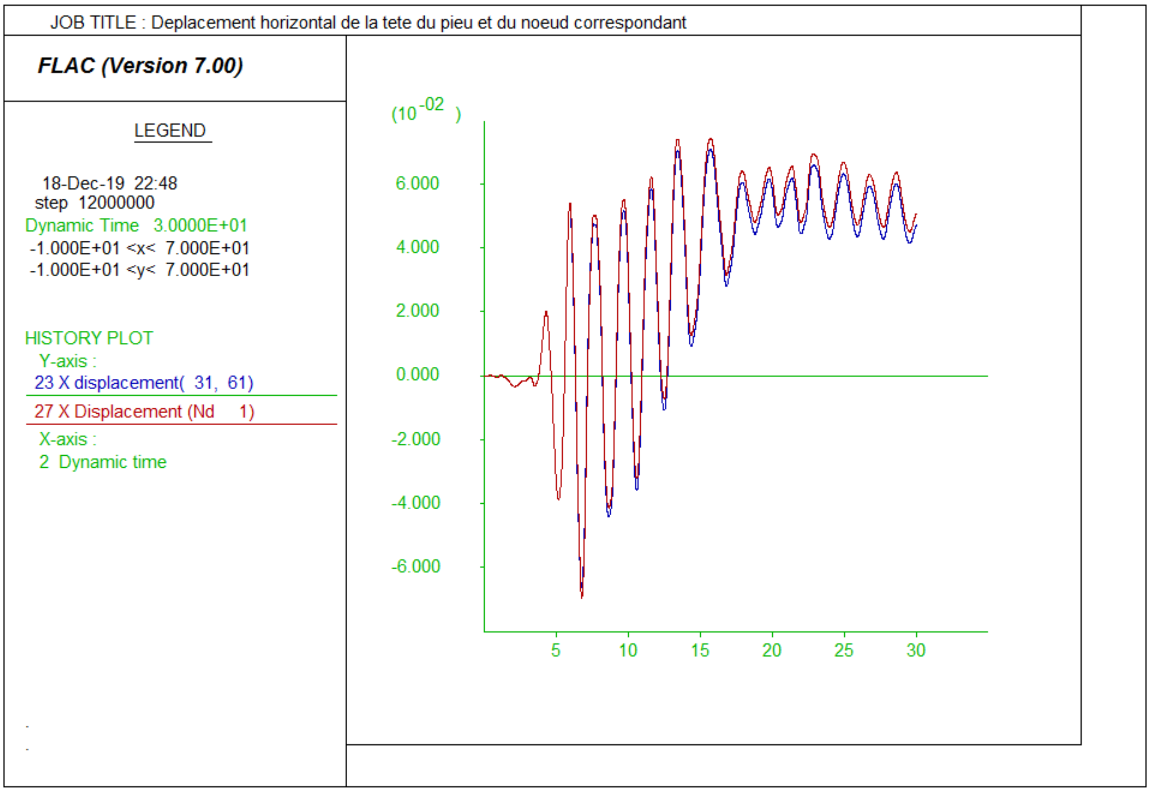

FIGURE 4.34 – Courbes déplacements horizontal de la tête (Nd 1) du pieu et du nœud (31.61) correspondant à la tête en fonction du temps.

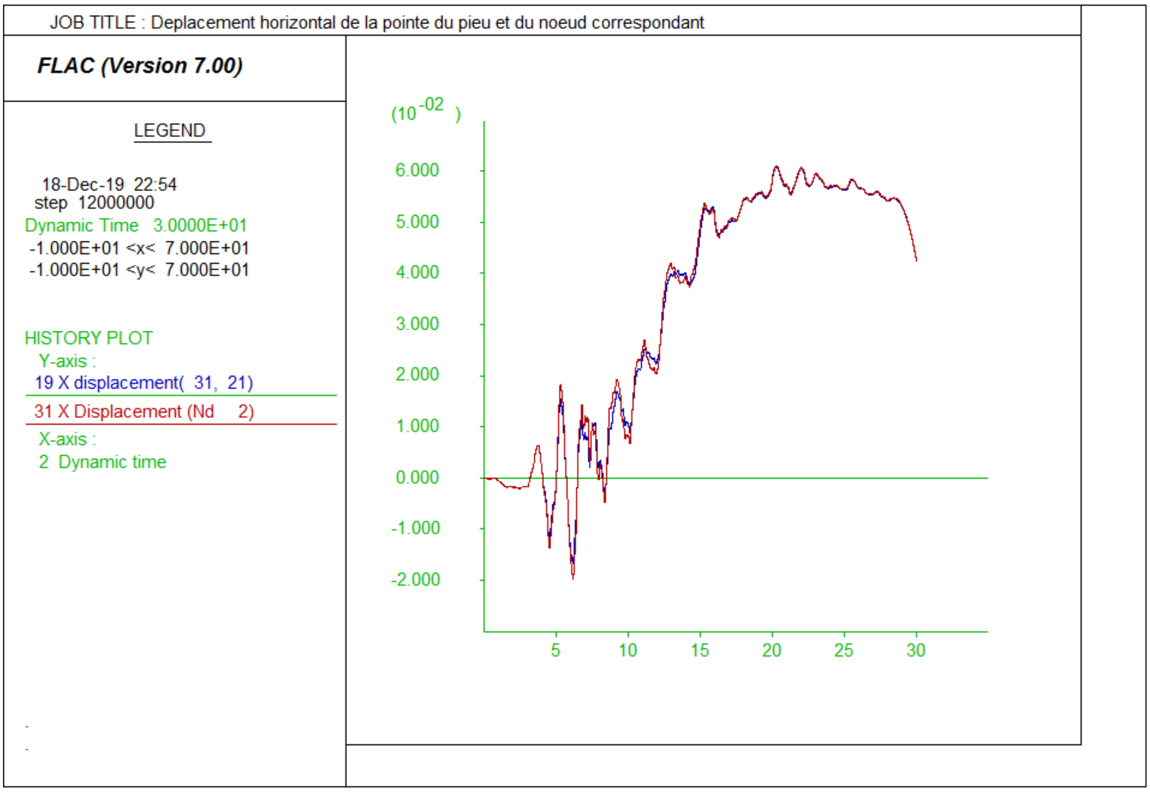

FIGURE 4.35 – Courbes déplacements horizontal de la pointe (Nd 2) du pieu et du nœud (31.21) correspondant à la pointe en fonction du temps.

Les figures 4.34 et 4.35 représentent respectivement les courbes du déplacement horizontal de la tête du pieu et du nœud $(31, 61)$ appartenant au sol correspondant à la tête, et le déplacement horizontal de la pointe du pieu et du nœud $(31, 21)$ appartenant au sol correspondant à la pointe.

On voit clairement que le déplacement du sol suit les mouvements du pieu, dans les premières secondes de l'excitation sismique les courbes sont confondues.

À la fin de l'excitation le nœud $(31, 61)$ s'est légèrement détaché de la tête du pieu, tandis que le nœud $(31, 21)$ a suivi parfaitement le déplacement de la pointe du pieu.

4.5.5.2 Essai $n°3$: Pieu libre en pointe traversant trois couches argileuses

Dans cet essai on reprend les même caractéristiques du pieu que l'essai précédent, le modèle est composé de trois couches argileuses dont les deux premières sont les mêmes que l'essai précédent (les caractéristiques du sol ont été données dans la sous-section 3.5.4.2), le modèle est soumis à une excitation sismique à la base.

Le profil du sol est donné par la figure 4.36.

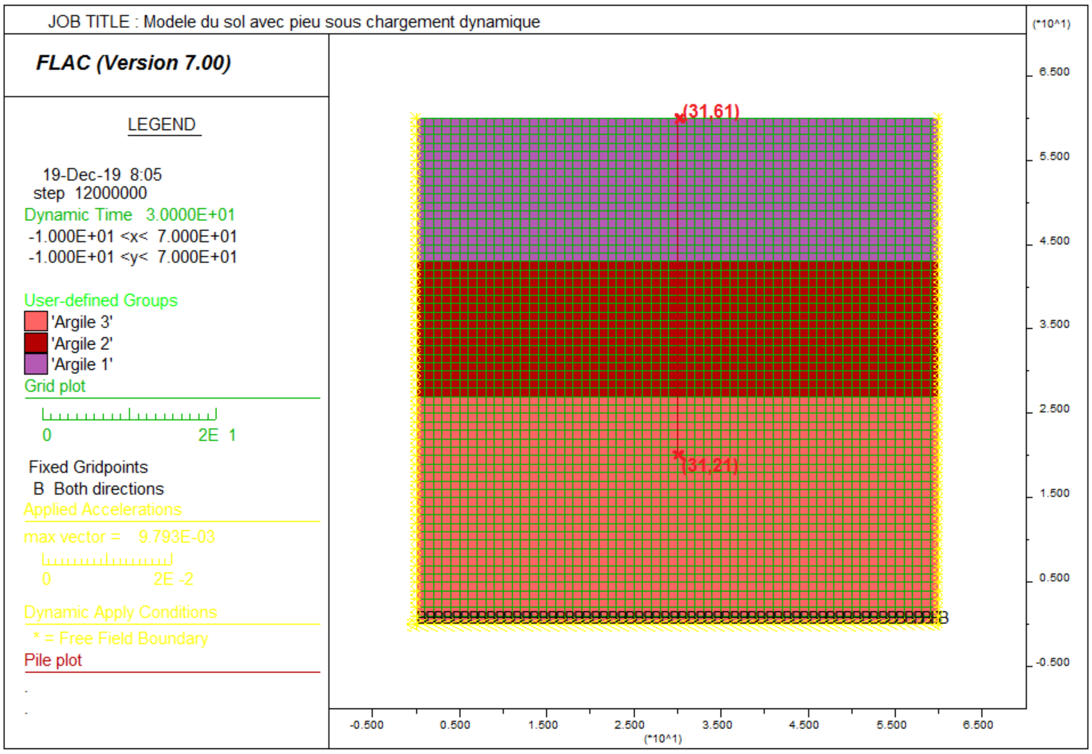

FIGURE 4.36 – Géométrie du profil.

Présentation et interprétation des résultats

La figure 4.37 représente les vecteurs déplacement du sol, on observe que les vecteurs s'écartent autours de la tête du pieu et se déplacent vers l'extérieur, c'est à dire que lorsqu'on applique la sollicitation sismique le pieu subit des déformations et entraine le sol.

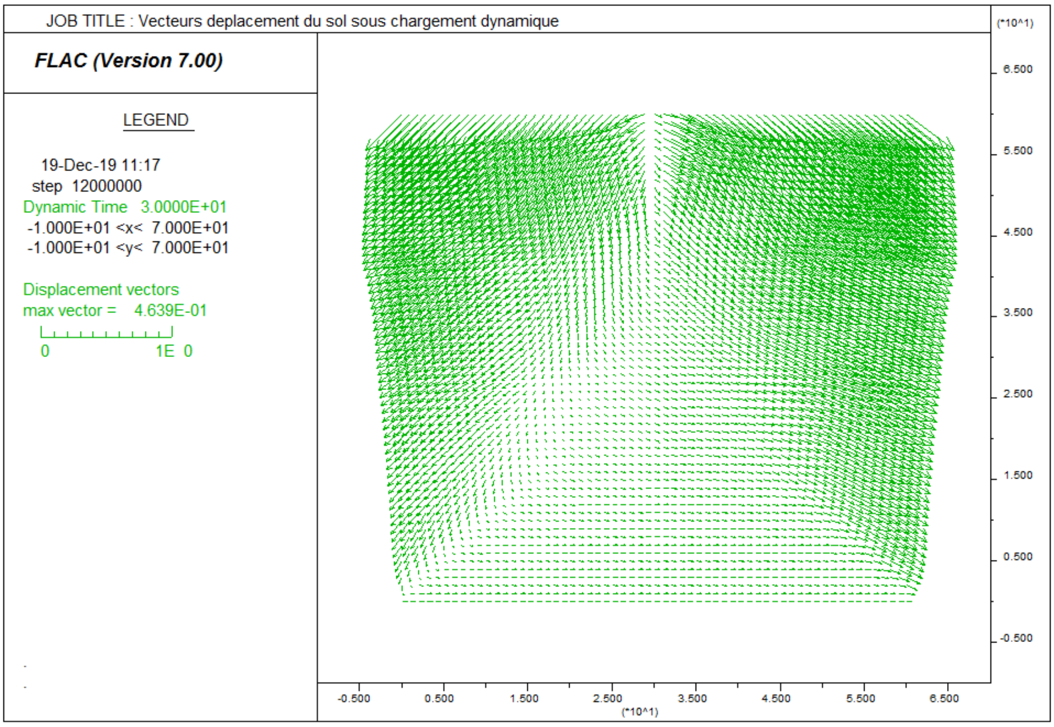

FIGURE 4.37 – Vecteurs déplacement du sol sous chargement dynamique.

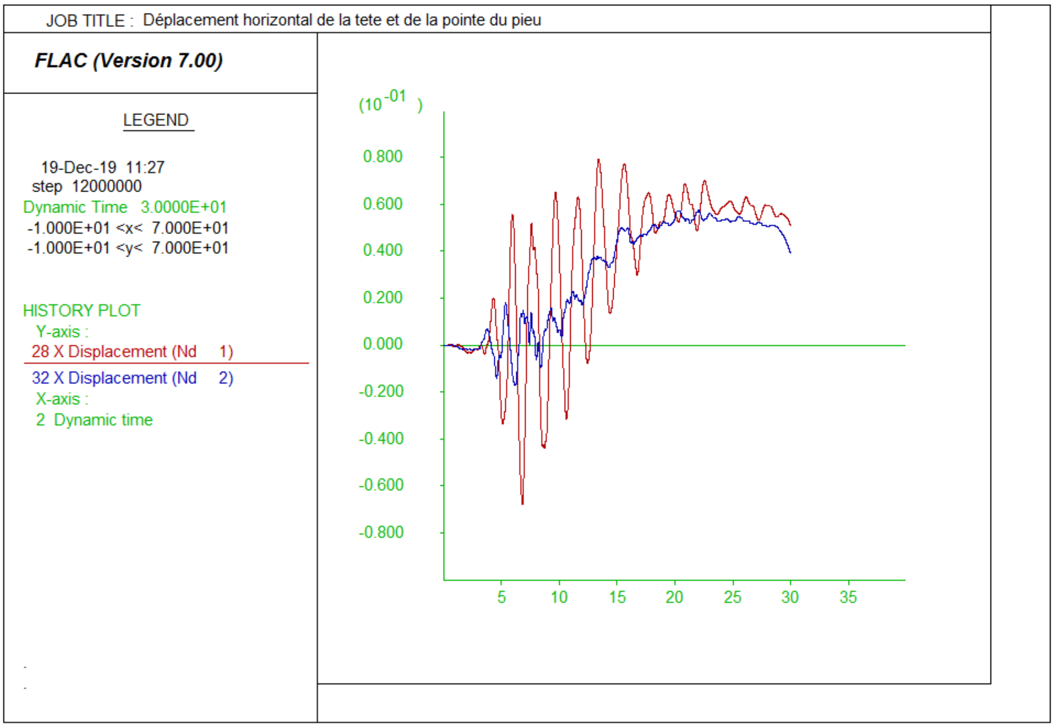

FIGURE 4.38 – Courbes déplacements horizontal de la tête ($Nd\ 1$) et de la pointe ($Nd\ 2$) du pieu en fonction du temps.

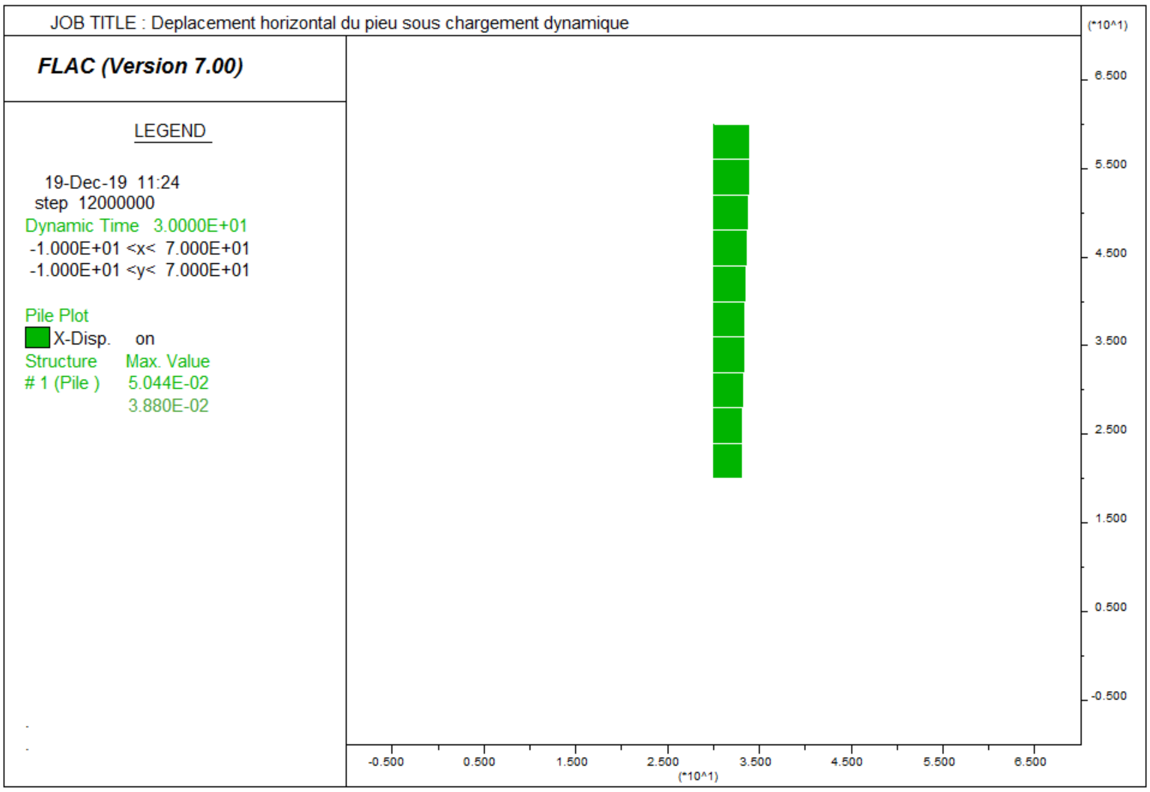

FIGURE 4.39 – Déplacement horizontal du pieu sous chargement dynamique.

La figure 4.38 représente les courbes de déplacements horizontal de la tête et de la pointe du pieu en fonction du temps de l'excitation, on observe que la tête du pieu se déplace en suivant le mouvement de l'excitation et définit des oscillations, qui sont très importante au début de l'excitation, le déplacement atteint 6.8 cm à 7 secondes.

Sachant que la pointe du pieu est ancrée dans une couche argileuse considérée de meilleures caractéristiques à celles se trouvant en surface, celle-ci, amortit une partie du signal de l'excitation donnant des déplacements moins importants qu'en tête du pieu.

Après 15 secondes d'excitation, on voit que le déplacement horizontal atteint près de 8 cm en tête et 5 cm en pointe, c'est à dire que le pieu a complètement changé d'axe.

La figure 4.39 montre la variation du déplacement horizontal en tête et en pointe du pieu, à la fin de l'excitation sismique le déplacement horizontal en tête est de 5.04 cm, et 3.88 cm en pointe.

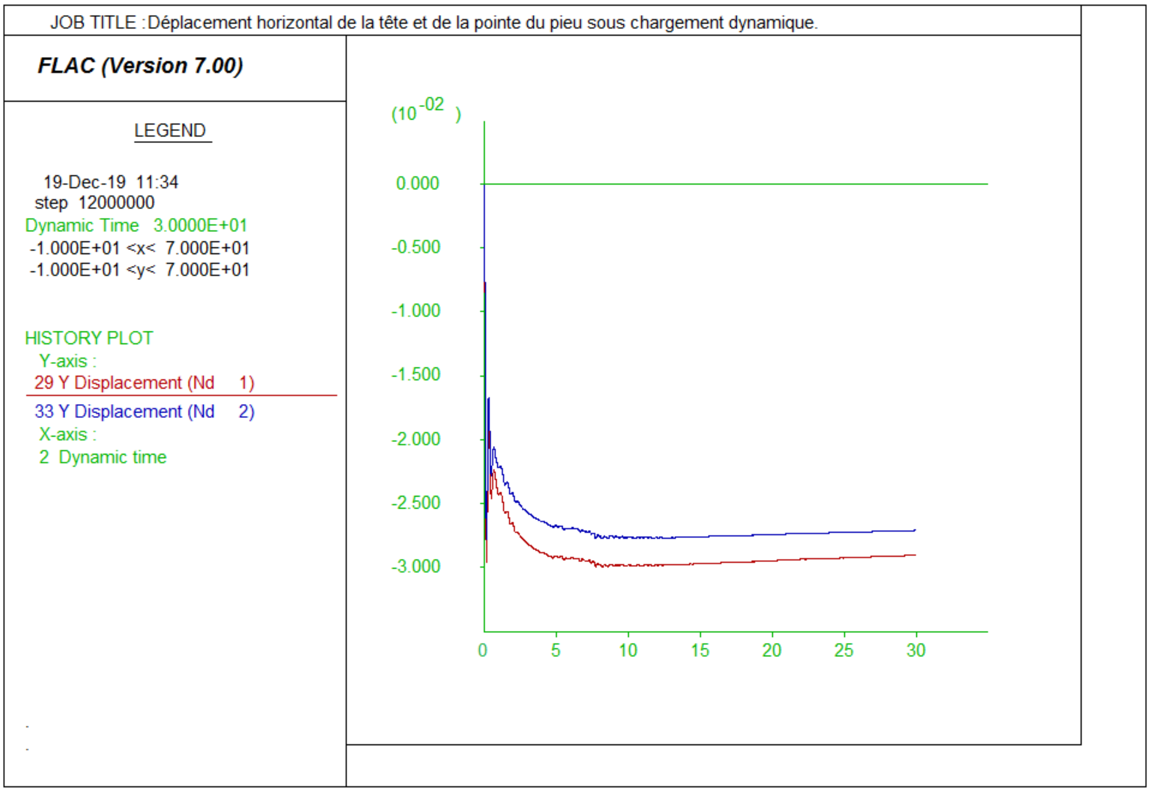

FIGURE 4.40 – Courbes déplacements vertical de la tête ($Nd\,1$) et de la pointe ($Nd\,2$) du pieu en fonction du temps.

La figure 4.40 représente les courbes du déplacement vertical de la tête et de la pointe du pieu en fonction du temps de l'excitation, les déplacements ont la même allure en tête et en pointe, au début de l'excitation le pieu subit un enfoncement brusque et atteint $3\,cm$ en tête et $2.8\,cm$ en pointe, ensuite le pieu subit de petits balancements jusqu'à stabilisation à la fin de l'excitation, donnant un déplacement moyen dépassant $2.5\,cm$.

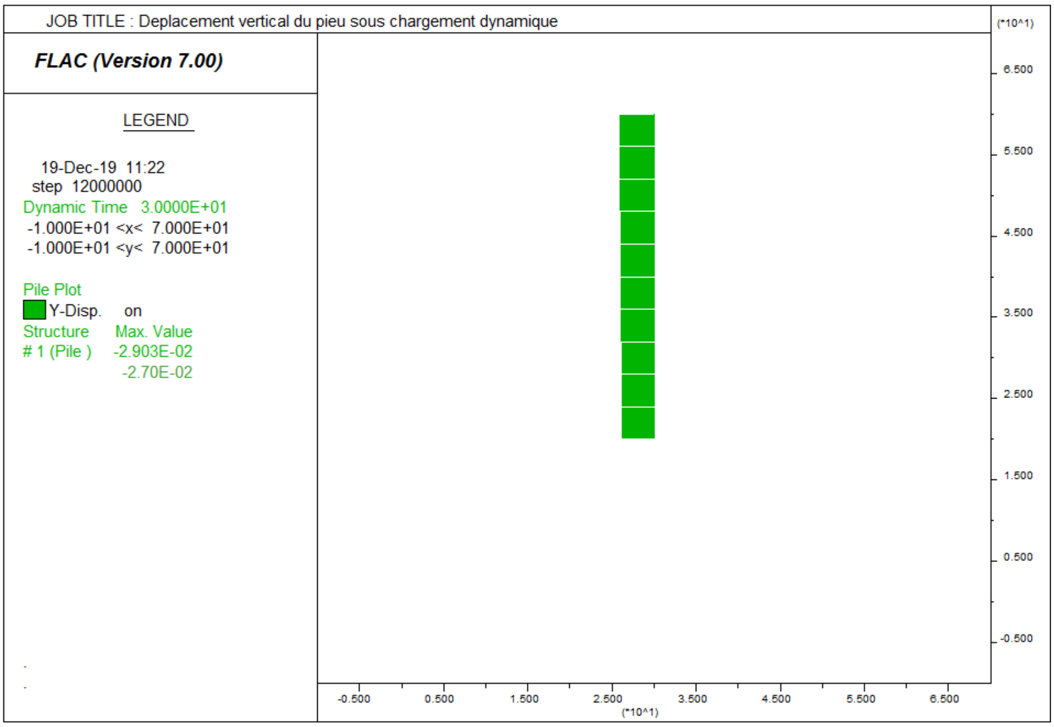

FIGURE 4.41 – Déplacement vertical du pieu sous chargement dynamique.

La figure 4.41 montre la variation du déplacement vertical du pieu, à la fin de l'excitation le déplacement final est de 2.903 cm en tête et de 2.7 cm en pointe.

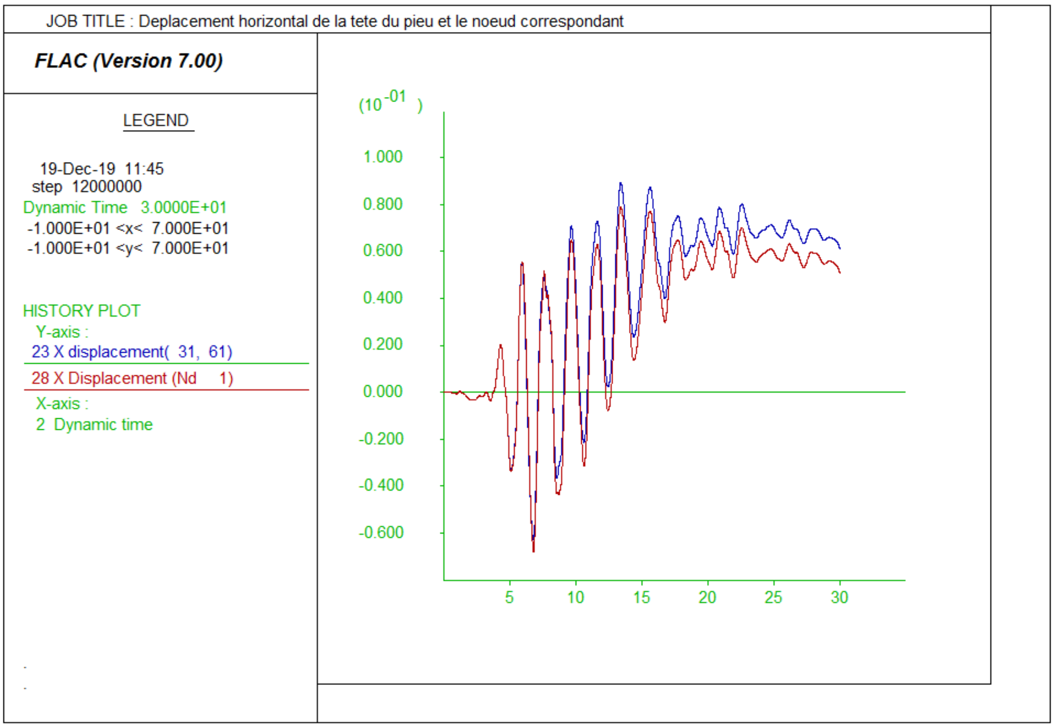

FIGURE 4.42 – Courbes déplacements horizontal de la tête (Nd 1) du pieu et du nœud (31.61) du sol correspondant à la tête en fonction du temps.

La figure 4.42 représente les courbes montrant le déplacement horizontal de la tête du pieu et du nœud $(31, 61)$ appartenant au sol correspondant à la tête, on observe que le déplacement du sol suit le déplacement du pieu dans les premières secondes de l'excitation, après 15 secondes de temps on voit le détachement du nœud (sol) de la pointe du pieu.

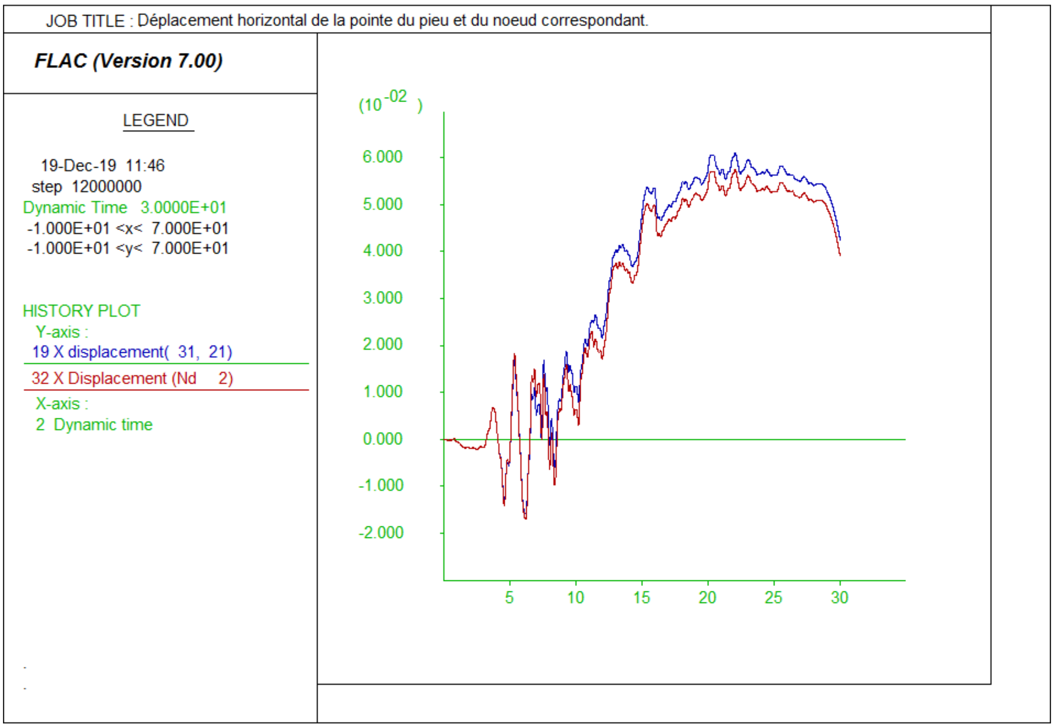

FIGURE 4.43 – Courbes déplacements horizontal de la pointe (Nd 2) du pieu et du nœud (31.21) du sol correspondant à la pointe en fonction du temps.

La figure 4.43 représente les courbes du déplacement horizontal de la pointe du pieu et du nœud $(31, 21)$ appartenant au sol correspondant à la pointe, on voit que dans les premières secondes de l'excitation le sol suit le mouvement de la pointe du pieu les courbes sont confondues, après 6 secondes d'excitation on voit que le sol s'est détaché de la pointe, et garde la même allure du déplacement de la pointe du pieu.

4.5.6 Conclusion

Après avoir étudier les résultats de cette simulation, on peut dire, que les déplacements du sol et du pieu suivent le signal de l'excitation sismique et définissent une trajectoire oscillatoire, avec des déplacements horizontaux importants pour les trois essais réalisés.

L'enfoncement du pieu dépend des caractéristiques des couches porteuses, en effet, pour l'essai 3 la pointe du pieu étant ancrée dans une argile le déplacement vertical du pieu est de $2.9\,cm$, par contre l'essai 2 où la pointe du pieu est ancrée dans une marne de bonnes caractéristiques le déplacement vertical est de $5.96\,mm$ en tête et $3.95\,mm$ en pointe du pieu.

Conclusion générale

Le développement des outils d'analyses numériques en mécanique des sols et l'un des nombreux sujets de recherches en cours, afin de permettre aux ingénieurs le dimensionnement et l'élaboration des ouvrages les plus complexes.

La recherche bibliographique qu'on a mené a permis de faire une synthèse générale sur les pieux, on a vu que le calcul de la capacité portante d'un pieu se fait par deux méthodes, la première c'est à l'aide des formules statiques qui n'est plus utilisée aujourd'hui, car les hypothèses mise en jeu sont trop éloignées de la réalité, la deuxième se fait par les essais in situ, tels que, l'essai au pressiomètre et l'essai au pénétromètre.

Avant de passer à la modélisation numérique de notre étude on a passé en revue les différentes méthodes de calculs des pieux sous sollicitations axiales, latérales et sous sollicitations dynamiques. Le comportement des pieux sous sollicitations dynamiques reste à ce jour un domaine très vaste et complexe, malgré que ce sujet a fait l'objet de plusieurs recherches.

La partie numérique a été consacrée à la simulation du comportement d'un pieu isolé, qu'on a subdivisé en deux parties. On a modélisé un pieu isolé sous chargement statique (charge verticale) en premier, et sous sollicitation sismiques en second. Cette modélisation numérique à été faite à l'aide du logiciel en différence finis à savoir le code de calcul $Flac^{2D}$.

Pour la simulation statique on l'a réalisé en trois cas différents, le premier essai le pieu est encastré à la base du modèle, traversant trois couches molles, cet essai nous a permis de voir un enfoncement en tête du pieu de $4.83\,mm$, qui est justifié par le phénomène du flambement.

Le $2^{ème}$ et $3^{ème}$ essai nous ont montré que le tassement des pieux dépend principalement des caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage, en effet, dans l'essai 3 où la pointe du pieu est ancrée dans une argile on a observé un enfoncement de $2.1\,cm$, dans l'essai 2 où la pointe du pieu est ancrée dans une couche de marne l'enfoncement observé est de $4.06\,mm$.

Pour la simulation dynamique, on a repris les mêmes profils de sol des essais statiques, on a soumis les modèles à une excitation sismique à la base (Séisme de *Boumerdes* 2003). Ces essais ont montré que les déplacements des pieux et du sol avoisinant suivent le signal de l'excitation sismique.

Cette modélisation numérique nous a permis de prédire le comportement d'un pieu sous l'effet de différentes sollicitations, le pieu se déforme ou se déplace en fonction du sol avoisinant, ce dernier se déforme aussi sous l'effet de l'enfoncement du pieu.

Bibliographie

[1] Afnor (1992) *Fondations profondes pour le bâtiment*, Document Technique Unifié DTU-13.2, Recueils des Normes Françaises, 1995.

[2] D.T.R BC , *Méthode de calcul des fondations profondes,* Centre de recherche national et de la recherche appliquées en génie parasismique, 1994.

[3] Philiponnant, G & Hubert, B (1998) , Fondations et ouvrages en terre, Édition Eyrolles, Paris, 547 *p*.

[4] Caquot A et Kérisel J, *Traité de mécanique des sols*, Edition Gauthier-Villars 1966.

[5] Bouafia, A (2003) , *Introduction au calcul des fondations*, Éditions SAB Alger 144 *p*.

[6] Bouafia,A (2005) , *Calcul pratique des fondations et des soutènements*, Édition OPU, 246 *p*.

[7] Fascicule 62 V., (1993), *Règles technique de conception et de calcul des fondations d'ouvrages du génie civil*, Edition Eyrolles, février 1993.

[8] Olivier COMBARIEU, *Estimation du frottement latéral sol-pieu à partir du pressiomètre et des caractéristiques de cisaillement*, BULLETIN DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSÉES - 221 - MAI-JUIN 1999 - RÉF. 4255 - PP. 37 – 54.

[9] Julien HABERT , Benjamin LANDRY , Sébastien BURLON. *Effets du frottement négatif appréhendés par une méthode au coefficient de réaction T-Z* . Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG2014 – Beauvais 8 – 10 juillet 2014

[10] Fawzia Baidi, *Comportement statique et dynamique des fondations profondes*, Mémoire de Magister, Spécialité Génie Civil, option Géotechnique et Environnement, Université de Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, Algérie. 2007, 146 *p*.

[11] Bakour, Azzeddine, *Comportement des fondations profondes sous charges : Aspects structuraux et géotechniques*, Mémoire d'obtention de maitrise en Génie de la construction, École de technologie supérieur, Université du Québec, Canada. 2008, 197 *p*.

[12] Benzaria Omar, *Contribution à l'étude du comportement des pieux isolés sous chargements cycliques axiaux.* Thèse de Doctorat, Génie Civil, option Géotechnique, Université de Paris-Est, France. 2013, 342 *p*.

[13] LEHANE, B.M. & JARDINE, R. J. (1994), *Displacement–pile behaviour in a soft marine clay.* Can. Geotech. J. 31, $N°.2$, 181–191.

[14] TOMLINSON, M.J. (1994), "Pile Design and Construction Practice," 4th Edition, E & FN Spon, Chapman and Hall, London, 411 p.

[15] Shakirev, V., Magnan, J.P., Ejjaaouani, H. (1996) Etude expérimentale du comportement du sol lors du fonçage des pieux. Bull. Lab. Ponts et Chaussées, 206, pp : 95-116.

[16] Zineb ABCHIR, *Contribution à l'étude du comportement des pieux isolés soumis à des sollicitations axiales monotones et cycliques dans le sable*, Thèse de Doctorat, Génie Civil, option Géotechnique, Université Paris-Est, 2016, 287 *p.*

[17] BENZARIA O., LE KOUBY A., PUECH A., (2011), "*Étude expérimentale et numérique du comportement de deux pieux isolés sous chargement cyclique axial*", XV Congrès européen de mécanique des sols et de géotechnique Athènes, Sept.2011.

[18] MUHAMMED, RAWAZ DLAWAR, *Étude en chambre d'étalonnage du frottement sol-pieu sous grands nombres de cycles. Application au calcul des fondations profondes dans les sols fins saturés.* Thèse de Doctorat, Génie Civil, option Géotechnique, Université Pierre et Marie Curie, 2015, 219 *p.*

[19] MALEKI, KAMRAN, *Contribution à l'étude du comportement des micros pieux isolés et en groupe*, Thèse de Doctorat, Génie Civil, option Géotechnique, école nationale des ponts et chaussées, France. 1995, 367 *p.*

[20] LASSAAD HAZZAR, *Analyse numérique de la réponse des pieux sous sollicitations latérales*, Thèse de Doctorat, Génie Civil. Université de SHERBROOKE, 2014, 214 *p.*

[21] DAVID REMAUD, *Pieux sous charges latérales : étude expérimentale de l'effet de groupe.* Thèse de Doctorat, Sciences pour l'ingénieur, Génie Civil. Nantes : École Central de Nantes,1997, 343 *p.*

[22] ATA NASSER, *Étude du comportement des micropieux sous chargement latéral : construction numérique des courbes* $(P - y)$. Thèse de Doctorat, Génie Civil, Université des sciences et technologie de LILLE. 1998, 174 *p.*

[23] MOHANAD AL FACH, *Modélisation tridimensionnelle du comportement sismique du système sol-pieux-pont : prise en compte des no-linéarités du sol du béton.* Thèse de Doctorat, Mohanad Génie Civil, Université des Sciences et Technologies de Lille. 2009, 152 *p.*

[24] JESÚS PÉREZ-HERREROS, FAHD CUIRA, PANAGIOTIS KOTRONIS, SANDRA ESCOFFIER, *State of the art of pile foundations and pile groups design under seismic loading,* Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seoul 2017.

[25] Pierre-Olivier Maltais, *Simulations numériques du comportement de fondations profondes sous sollicitations dynamiques dans deux dépôts quaternaires de l'Est du Canada*, Mémoire de maitrise en Génie Civil, Université Laval, Canada. 2012 , 145 *p*.

[26] Itasca Consulting Group, INC. (2011) Manuel Fast Langrangian Analysis of Continua (*Flac* ^{2D}).

[27] Bertrand Galy, *Méthodes de conception et étude du comportement sismique des fondations superficielles sur un sol naturel et traité, considérant l'interaction sol-structure.* thèse de Doctorat en Génie Civil, École de technologie supérieure, université de Québec, Canada, 2013, 412 *p*.

[28] Kevin Simoneau, *Analyse non-linéaire du comportement dynamique des sols granulaire lâches*, Mémoire de maitrise en Génie Civil, Faculté des études supérieures et postdoctorales, Université Laval, Canada. 2012, 159 *p*.