



UNIVERSITE DE LIEGE – FACULTE DES SCIENCES APPLIQUEES
Année académique 2014 – 2015

Etudes du comportement de la fondation offshore du type mono-pieu

Travail de fin d'études réalisé par
Han XIAO
en vue de l'obtention du grade de MASTER INGENIEUR CIVIL DES CONSTRUCTIONS

Promoteur : Frédéric COLLIN

Jury : Robert CHARLIER

Philippe RIGO

Benjamin CERFONTAINE

Hendrik VERSTEELE (membre extérieur)

Etude du comportement de la fondation offshore du type mono-pieu

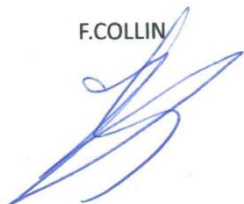
L'exploitation des sources d'énergie renouvelable est devenue un point très important dans le monde actuel. De plus, pour les pays de l'Union européenne, le taux de la consommation d'énergie renouvelable dans la consommation totale d'énergie est fixé à 20% d'ici à 2020. L'énergie éolienne est une source d'énergie verte pour produire de l'électricité grâce aux éoliennes onshore et offshore. Par rapport aux éoliennes onshore, les éoliennes offshore ont pour avantages que le vent en mer est plus régulier et plus important, que l'impact visuel est moins important et que les turbines sont plus facilement transportables en mer. Cependant, le prix de l'énergie offshore est moins compétitif à cause du coût important des fondations et des opérations maritimes. Dans le coût des fondations, la phase de dimensionnement a un impact non négligeable. L'objectif de ce travail de fin d'études sera donc de pouvoir simplifier les démarches de dimensionnement des fondations offshore en étudiant le comportement du système pieu-sol.

En raison du temps limité de ce travail de fin d'études, il sera impossible d'étudier tous les types de fondations offshore. Notre choix s'est porté sur la fondation en mono-pieu, car c'est le type de fondations offshore le plus utilisé dans le marché actuel.

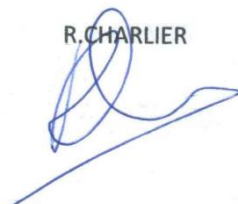
Dans ce but, ce travail sera divisé en deux grandes parties, dont la première sera une recherche bibliographique dans laquelle nous présentons les différentes méthodes de dimensionnement. La deuxième partie sera consacrée à modélisation du système pieu-sol avec la loi de comportement présentée dans la première partie. Ensuite, à l'aide des résultats obtenus par le modèle numérique, la courbe enveloppe de la rupture et la surface de plasticité pourront être établies et serviront de base au développement d'un macroélément.

Les membres du jury :

F. COLLIN



R. CHARLIER



P. RIGO



B. CERFONTAINE



H. VERSTEELE



Remerciement

La réalisation de ce travail a été possible grâce aux aides de plusieurs personnes.

Je voudrais d'abord remercier M.COLLIN pour sa patience et pour le temps qu'il m'a consacré à répondre toutes mes questions durant mon travail.

Je remercie également M.RIGO, M. Charlier, M.CERFONTAINE et M. VERSTEELE qui ont accepté de me rencontrer, de me conseiller et de me guider.

J'adresse mes remerciements à tous les professeurs, assistants et intervenants qui m'ont aidé durant mes recherches.

Finalement, je tiens aussi mes profonds remerciements à ma mère et à mes amis qui m'ont apporté leur support moral et intellectuel.

Han

Résumé

L'énergie éolienne est une source d'énergie verte pour produire de l'électricité grâce aux éoliennes onshore et offshore. Par rapport aux éoliennes onshore, les éoliennes offshore ont pour avantage que le vent en mer est plus régulier et plus fort, que l'impact visuel est moins important et que les turbines sont plus facilement transportables en mer. Cependant, le prix de l'énergie offshore est moins compétitif à cause du coût important des fondations et des opérations maritimes. Dans le coût des fondations, la phase de dimensionnement a un impact non négligeable. L'objectif de ce travail de fin d'études sera donc de pouvoir simplifier les démarches de dimensionnement des fondations d'offshore en étudiant le comportement du système pieu-sol.

En raison du temps limité de ce travail de fin d'études, il sera impossible d'étudier tous les types de fondations offshore. Notre choix s'est porté sur la fondation en mono-pieu, car c'est le type de fondations offshore le plus utilisé dans le marché actuel.

Dans ce but, ce travail sera divisé en deux grandes parties, dont la première sera une recherche bibliographique dans laquelle nous présenterons les différents types de fondations offshore avec les différents types de chargement, et les méthodes de dimensionnement.

La deuxième partie sera consacrée à modélisation du système pieu-sol avec la loi de comportement présentée dans la première partie. Ensuite, à l'aide des résultats obtenus par le modèle numérique, nous pourrons obtenir la surface de rupture et la surface de plasticité. Avec les expressions générales de ces surfaces, nous pourrons alors aborder le développement d'un macroélément.

Abstract

Wind power is a kind of green energy that we can extract from air flow to produce electrical power by onshore and offshore wind turbines. Compared to onshore wind turbines, offshore wind turbines have the advantage that sea wind is more powerful and more regular, there is less visual impact and machineries are easier to be transported on sea. However, the price of offshore wind power is less competitive than that of onshore wind power because of the important cost of the foundation and the maritime operations. The design of the foundation takes a no-negligible part in the cost. The objective of this thesis is therefore to try to make the demarche of foundation design simpler by studying the behavior of the foundation.

As we do not have enough time to study every kind of offshore foundation, we have chosen the mono-pile as research object, because this is the most used kind of offshore foundation on the actual market.

For this purpose, this thesis will be divided to two principal parts. The first one is about the literature review, in which we will present different kinds of offshore foundations, different forces that we can have on offshore foundations and design methods. The literature review part will give us enough knowledge to realize the numerical model.

In the second part of this thesis, we will study the behavior of the mono-pile system with the presence of the soil by using the numerical model. We will also determine a failure surface and a surface of plasticity through results given by the numerical model for each system pile-soil. General expressions of these surfaces will be established and will help us to do the macro-element development.

Table des matières

Remerciement	3
Résumé	4
Abstract	5
Introduction	12
1.1. Backgrounds	12
1.2. Objectifs de ce travail	14
Recherche bibliographique.....	16
2.1. Différents types de fondation Offshore	16
2.2. Charges appliquées sur les fondations offshore	19
2.3. Méthodes de dimensionnement.....	20
2.3.1. Résistance axiale	20
2.3.2. Résistance latérale	25
2.3.3. Autres expressions des courbes p-y.....	28
2.3.4. Comparaisons des différentes méthodes	33
Modélisation du système pieu-sol.....	35
3.1. Introduction.....	35
3.2. Démarches effectuées pour le modèle numérique	40
3.3. Comportement du système pieu-sol.....	42
3.4. Influences des différents paramètres	45
3.4.1. Influence du diamètre du pieu D.....	46
3.4.2. Influence de la longueur du pieu L.....	48
3.4.3. Influence de la résistance du sol s_u	50
3.5. Surface de rupture.....	52

3.5.1.	Influence du diamètre D sur la surface de rupture	54
3.5.2.	Influence de la longueur L sur la surface de rupture	56
3.5.3.	Influence de la résistance du sol s_u sur la surface de rupture.....	58
3.5.4.	Expressions générales de la surface de rupture.....	59
3.5.5.	Autres critères de dimensionnements	63
3.6.	Surface de plasticité	64
3.6.1.	Détermination de l'expression générale de la surface de plasticité	65
3.7.	Détermination des raideurs élastiques	68
3.8.	Macroélément.....	71
3.8.1.	Fonctionnement du macroélément	74
3.8.2.	Comparaison des résultats	83
Conclusion		84
Annexes		86
5.1.	Comparaisons des résultats analytique et numérique des raideurs élastiques	86
5.2.	Macroélément.....	88
Bibliographie.....		89

Table des figures

Figure 1 - Installations d'offshore annuelles et cumulatives en MW (EWEA, 2014)	12
Figure 2 - Les proportions de la capacité installée cumulative en différents pays (EWEA, 2014).....	13
Figure 3 - L'évolution de la capacité moyenne des turbines offshore (EWEA, 2014)	13
Figure 4 - La profondeur moyenne et la distance moyenne des champs offshore online (=installés), en construction et consentis (EWEA, 2014).....	14
Figure 5 - Structures monopodes avec les réactions du sol: (a) Fondation à base gravitaire ; (b) Fondation mono-pieu (monopile) ; (c) Fondation en caisson à succion (LeBlanc, 2004)	17
Figure 6 - Structures multipodes avec les réactions du sol : (a) Fondation à base gravitaire ; (b) Fondation sur pieux ; (c) Fondation en caisson à succion (LeBlanc, 2004).....	17
Figure 7 - Structure « jacket » : (a) sur pieux ; (b) sur caisson (Motorship, 2013)s à succion (LeBlanc, 2004)	17
Figure 8 - Ordre de grandeur des dimensions de différents types de fondations (Motorship, 2013).....	19
Figure 9 - Les valeurs de λ en fonction de la longueur du pieu (DNV, Design of Offshore Wind Turbine Structures, 2011)	22
Figure 10 - L'exemple des courbes t-z (DNV, 2001)	24
Figure 11 - Courbes p-y appliquées en chaque point nodal (DNV, Design of Offshore Wind Turbine Structures, 2011)	25
Figure 12 - Courbe p - y	26
Figure 13 - Valeurs de C1, C2 et C3 en fonction de l'angle de frottement du sol (DNV, Design of Offshore Wind Turbine Structures, 2011)	27

Figure 14 - Valeurs de k en fonction de l'angle de frottement du sol (DNV, Design of Offshore Wind Turbine Structures, 2011; Fellenius, 1991)	28
Figure 15 - Loi de mobilisation de la réaction frontale dans le cas d'une charge de courte durée en tête de pieu (ROSQUOET, 2004)	29
Figure 16 - Loi de mobilisation de la réaction frontale dans le cas d'une charge accidentelle en tête de pieu (ROSQUOET, 2004)	30
Figure 17 - Loi de mobilisation de la réaction tangentielle (ROSQUOET, 2004)	31
Figure 18 - Loi de réaction globale du système sol-pieu (ROSQUOET, 2004)	32
Figure 19 - Courbe $p - y$ (PHRI, 1980)	33
Figure 20 - Discrétisation du système pieu-sol	35
Figure 21 - Courbe $p/p_u - y/y_c$	37
Figure 22 - Courbes $p-y$ pour les différentes profondeurs	38
Figure 23 - Courbe $p-y$	39
Figure 24 - Changement de pente de la courbe $p-y$ autour de l'origine	39
Figure 25 - Variation de la raideur k en fonction de la profondeur pour un déplacement donné	40
Figure 26 - Organisation du modèle numérique	41
Figure 27 - Variation linéaire de la raideur du sol entre 2 nœuds	42
Figure 28 - Réponse du modèle avec $V=100$ kN	43
Figure 29 - Réponse du modèle avec $M=1000$ kNm	44
Figure 30 - Réponse du modèle avec $V=100$ kN et $M=1000$ kN	44
Figure 31 - Réponse du modèle avec $V=800$ kN et $M=9900$ kNm	45
Figure 32 - Déplacements du pieu pour différentes valeurs de diamètre D	46
Figure 33 - Influence de diamètre sur p et p_u	47
Figure 34 - Déplacements du pieu pour différentes valeurs de longueur L	48
Figure 35 - Schéma de rupture - influence de la rigidité relative (Ouvrages Géotechniques, 2013)	49

Figure 36 - Influence de la longueur du pieu sur p et p_u	49
Figure 37 - Déplacements du pieu pour différentes valeurs de la résistance non-drainée du sol s_u	50
Figure 38 - Allures de p et p_u pour $s_u=5$ kPa	51
Figure 39 - Allures de p et p_u pour $s_u=15$ kPa	51
Figure 40 - Moitié de la surface de rupture du cas de référence	53
Figure 41 - Surface de rupture du cas de référence	53
Figure 42 – Surfaces de rupture pour différents diamètres du pieu	54
Figure 43 – Surfaces de ruptures normalisées pour différentes valeurs de D	55
Figure 44 – Surface de rupture normalisée pour différentes valeurs de D et les courbes de tendance	55
Figure 45 - Surfaces de rupture pour différentes longueurs du pieu	56
Figure 46 - Surface de rupture normalisée pour différentes valeurs de L	57
Figure 47 - Surface de rupture normalisée pour différentes valeurs de L et les courbes de tendance	57
Figure 48 - Surfaces de rupture pour différentes résistances du sol	58
Figure 49 - Surface de rupture normalisée pour différentes valeurs de s_u et les courbes de tendance	59
Figure 50 - Surfaces de ruptures normalisées avec les courbes tracées par l'expression générale	60
Figure 51 - Schéma statique pour le calcul de V_u	61
Figure 52 - Schéma statique pour le calcul de M_u	62
Figure 53 - Surfaces de rupture de la plastification complète et d'ELS du cas de référence	63
Figure 54 - Surface de plasticité du cas de référence	64
Figure 55 - Comparaison de la surface de plasticité avec la surface de rupture du cas de référence	65

Figure 56 - Surfaces de plasticité normalisées des différentes configurations	66
Figure 57 - Comparaison des allures de p pour $L/D=5$ et $L/D=12,5$	67
Figure 58 - Comparaison des résultats analytique et numériques pour la raideur élastique V-y	69
Figure 59 - Comparaison des résultats analytique et numériques pour la raideur élastique V-y (zoom)	69
Figure 60 - Comparaison des résultats analytique et numériques pour la raideur élastique V-y avec k non constant (zoom)	70
Figure 61 - Idéalisation de la fondation avec le macroélément (S.Bhattacharya, 2011)	72
Figure 62 - Zones élastique et plastique	74
Figure 63 - Prédicteur élastique	75
Figure 64 - Schéma de fonctionnement du macroélément sans écrouissage	78
Figure 65 - Etats de chargements sans écrouissage	78
Figure 66 - Courbe de traction avec l'écrouissage (le principe de l'écrouissage) (Plasticité des métaux, s.d.)	79
Figure 67 - Schéma de fonctionnement du macroélément avec l'écrouissage	82
Figure 68 - Comparaisons des résultats du modèle éléments finis et du modèle macroélément	83
Figure 69- Comparaison des résultats analytique et numériques pour la raideur élastique M-y	86
Figure 70 - Comparaison des résultats analytique et numériques pour la raideur élastique M-y (zoom)	87
Figure 71 - Comparaison des résultats analytique et numériques pour la raideur élastique V- θ (zoom)	87

Chapitre 1

Introduction

1.1. Backgrounds

Comme nous le savons tous, l'exploitation des sources d'énergie renouvelable est un point très important partout au monde. Pour les pays de l'Union européenne, le taux de consommation d'énergie renouvelable dans la consommation totale d'énergie est fixé à 20% d'ici à 2020, contribuant ainsi à lutter contre le changement climatique. L'éolien offshore joue un rôle toujours important qui permet de transformer l'énergie du vent en énergie électrique. Par rapport aux éoliennes onshore, les éoliennes offshore ont des avantages : le vent en mer est plus régulier et plus important, l'impact visuel est moins important et les turbines sont plus faciles à transporter sur mer que sur terre. Cependant, le prix de l'énergie offshore est moins compétitif à cause du coût important des fondations et des opérations maritimes.

Depuis la première turbine offshore installée au Danemark en 1991, le marché du champ offshore s'est très rapidement développé. Selon le rapport de l'EWEA (The European Wind Energy Association), jusqu'à la fin de 2014, 2488 turbines offshore sont installées et raccordées au réseau dans les 74 champs d'offshore en Europe, dont 408 nouvelles turbines ont été installées en 2014. La Figure 1 montre les installations d'offshore annuelles et cumulatives jusqu'à la fin de 2014 où la capacité installée cumulée est de 8045,3 MW produisant 29,6 TWh dans une année normalement ventilée, ce qui fait 1% de la consommation totale de l'EU (EWEA, 2014).

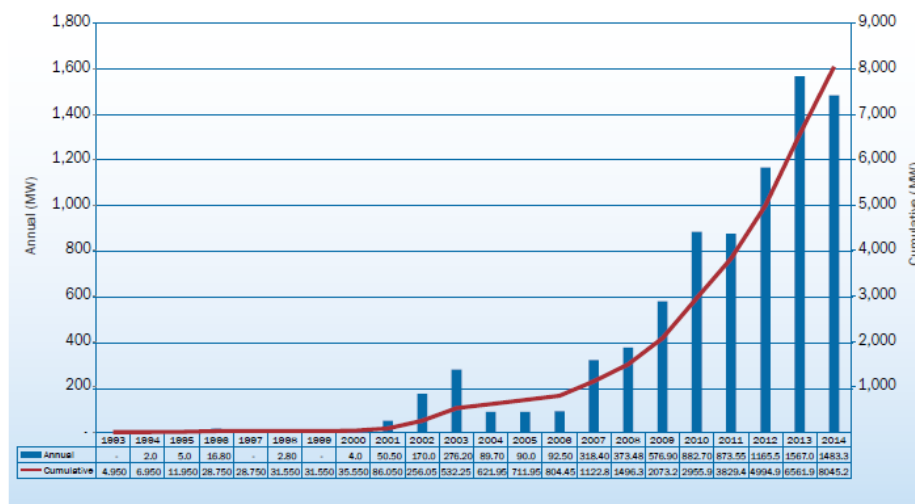


Figure 1 - Installations d'offshore annuelles et cumulatives en MW (EWEA, 2014)

Regardons maintenant les différents pays en Europe, le Royaume-Uni est le pays qui a installé le plus de turbines avec une capacité totale de 4494,4 MW. Le deuxième pays est le Danemark qui produit 1271 MW avec les turbines offshore. L'Allemagne est le troisième pays suivi par la Belgique.

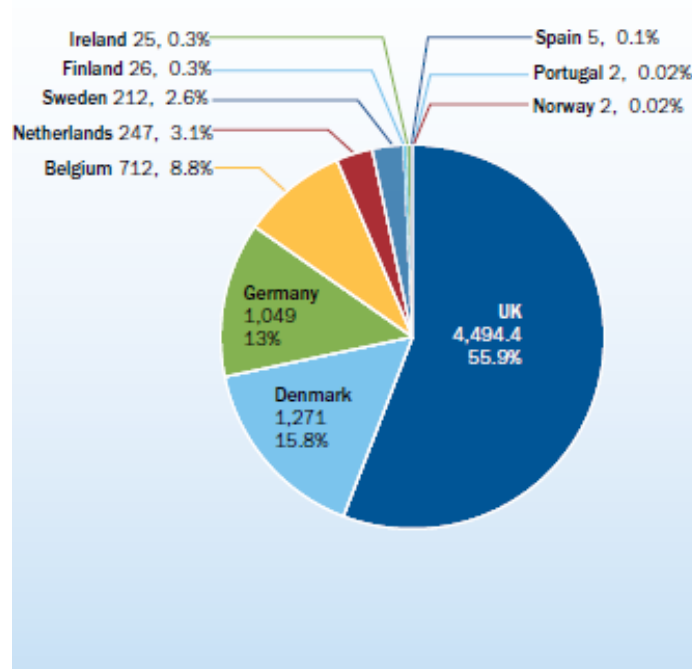


Figure 2 - Les proportions de la capacité installée cumulée en différents pays (EWEA, 2014)

Ce n'est pas seulement le nombre de turbines offshore qui a significativement augmenté depuis la première installation en 1991, mais aussi la taille moyenne des turbines ainsi que la capacité moyenne des turbines.

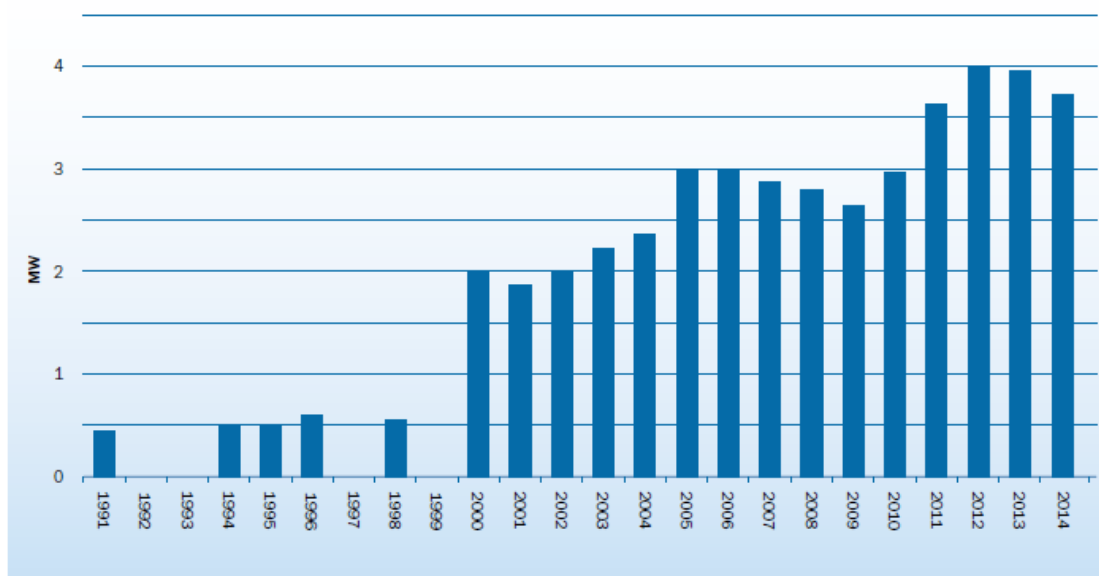


Figure 3 - L'évolution de la capacité moyenne des turbines offshore (EWEA, 2014)

Afin de bien profiter de l'énergie du vent, les turbines offshore sont installées dans des zones de plus en plus lointaines des côtes et dans des eaux de plus en plus profondes.

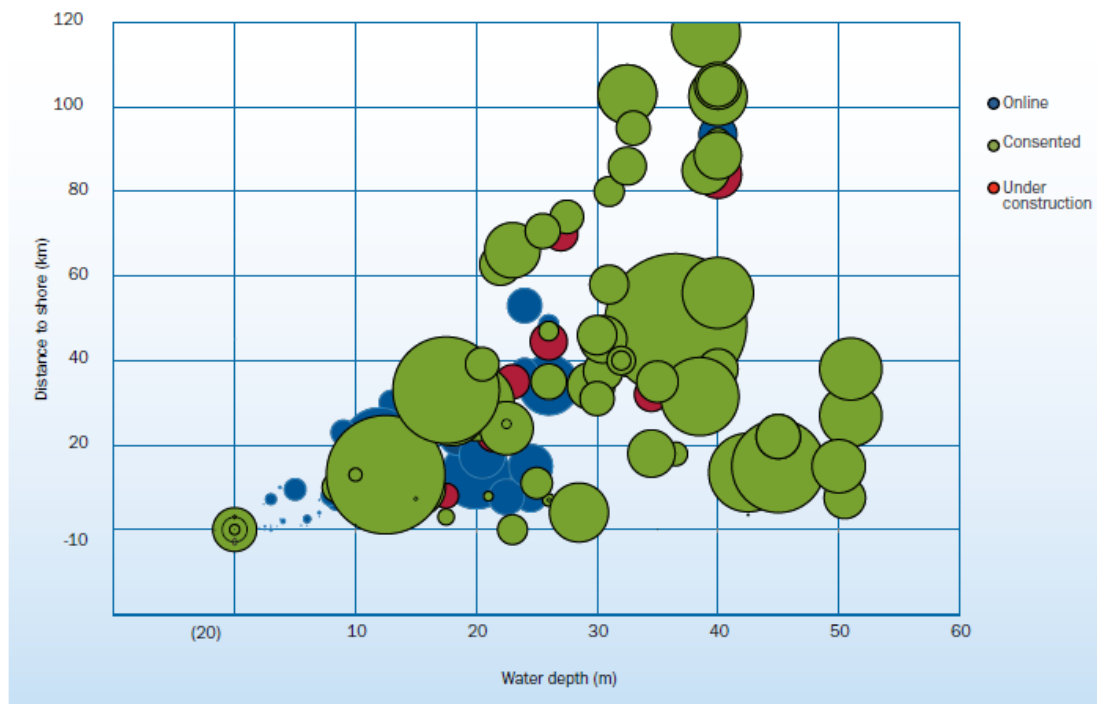


Figure 4 - La profondeur moyenne et la distance moyenne des champs offshore online (=installés), en construction et consentis (EWEA, 2014)

Les évolutions du système offshore donnent aux ingénieurs les challenges de concevoir et de dimensionner des superstructures, des structures de support et des fondations de plus en plus performantes.

1.2. Objectifs de ce travail

Comme il a été mentionné dans le premier chapitre de ce mémoire, le coût des éoliennes offshore est moins compétitif par rapport aux éoliennes onshore, et dans le coût lié aux fondations, la phase du dimensionnement a un impact non négligeable.

L'objectif de ce travail de fin d'études sera donc de trouver une méthode qui permet de simplifier les démarches de dimensionnement des fondations d'offshore en étudiant le comportement de la fondation. Le type de fondation étudié dans ce travail est le monopieu, qui est le type de fondation le plus utilisé dans le marché actuel.

Dans ce but, après une première partie qui porte sur la recherche bibliographique, la deuxième partie sera consacrée à la modélisation du système pieu-sol utilisant la loi de comportement choisie dans la première partie. Ensuite, à l'aide des résultats obtenus par le modèle numérique, la surface de rupture et la surface de plasticité pourront être établies et servir à faire des analyses de macroéléments.

Comme nous le savons, la fondation d'offshore est soumise à une charge normale et une combinaison de charge horizontale et un moment de flexion. De plus la charge horizontale peut être statique ou cyclique. Dans ce travail, nous n'allons traiter que le cas où le pieu est chargé par une force horizontale statique et un moment de flexion. Mais le modèle numérique pourra également servir à analyser les résultats d'autres types de chargements, après avoir subi quelques modifications.

Chapitre 2

Recherche bibliographique

2.1. Différents types de fondation Offshore

Initialement, les fondations offshore étaient constituées d'un groupe de pieux de diamètre moyen; pour des profondeurs plus grandes, on a utilisé des pieux de plus gros diamètre. Ensuite, avec les nouveaux systèmes développés, comme des caissons à succion, des engins de battage ou de forage utilisés pour l'installation, les fondations sur pieux ont pu être remplacées par des fondations en caisson utilisant un effet de succion.

Les fondations principales existantes sont donc les suivantes :

1. Fondation sur pieux
2. Fondation à base gravitaire
3. Fondation en caisson à succion
4. Fondation flottante

Sur ces différents types de fondations, les structures de support sont définies selon les différentes configurations :

1. Structure monopode (monopod structure)
2. Structure multipodes (multipods structure)

Les structures monopodes sont définies comme les structures de support qui possèdent une seule fondation au sol. Tandis que les structures multipodes possèdent 3 ou 4 unités de fondations (tripod or quadruped structure). L'avantage des structures multipodes est qu'elles permettent de transformer la majorité des moments en charges axiales dans les fondations individuelles. Une configuration particulière des structures multipodes est la structure de type « jacket ». C'est une structure de support en acier en forme de tour-treillis d'acier tubulaire reposant sur 4 pieds, comme illustrée à la figure 7, c'est une structure légère. (Hendrik, 2012)

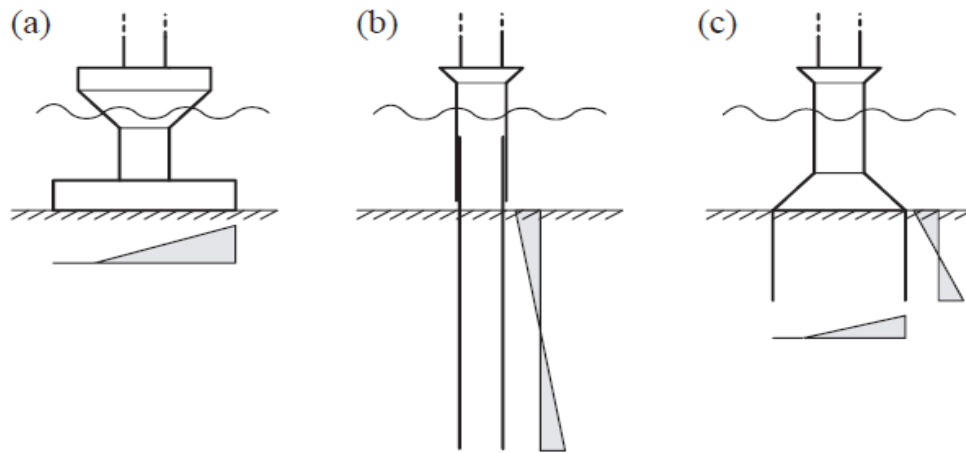


Figure 5 - Structures monopodes avec les réactions du sol: (a) Fondation à base gravitaire ; (b) Fondation mono-pieu (monopile) ; (c) Fondation en caisson à succion (LeBlanc, 2004)

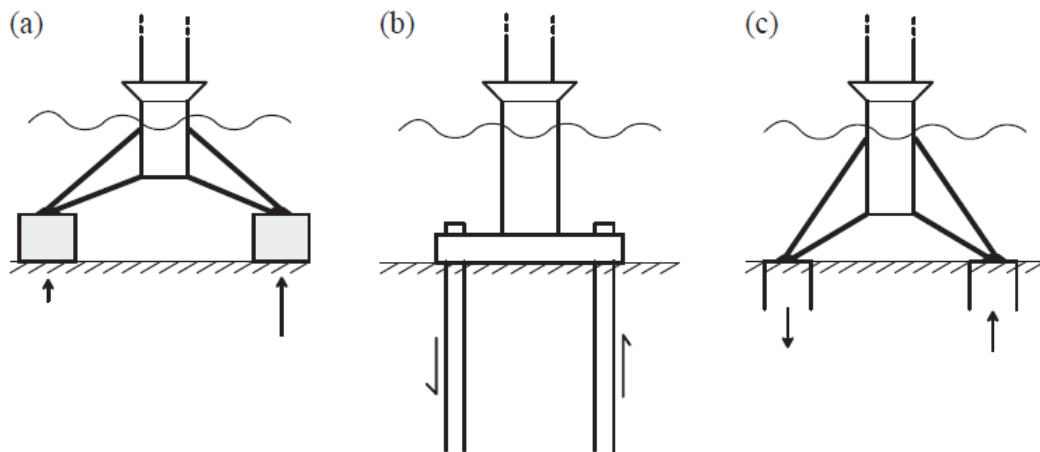


Figure 6 - Structures multipodes avec les réactions du sol : (a) Fondation à base gravitaire ; (b) Fondation sur pieux ; (c) Fondation en caisson à succion (LeBlanc, 2004)

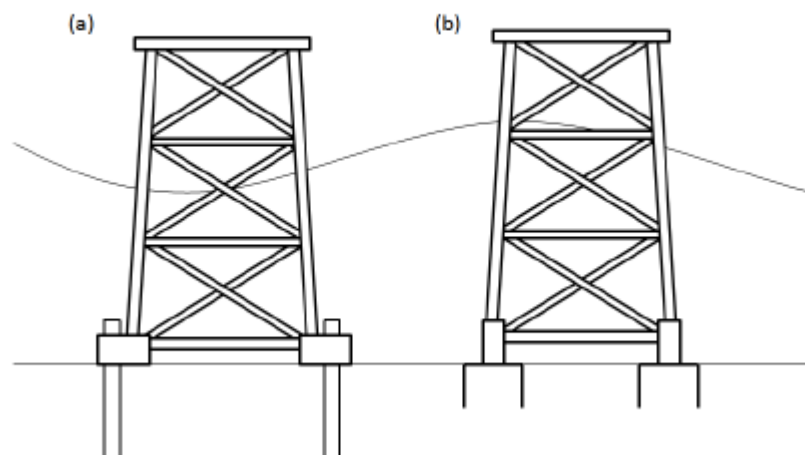


Figure 7 - Structure « jacket » : (a) sur pieux ; (b) sur caisson (Motorship, 2013)s à succion (LeBlanc, 2004)

a) Fondations sur pieux

Les fondations sur pieux sont souvent composées de 2 parties, l'une est le pieu qui est foré ou battu dans le fond de la mer jusqu'à la profondeur voulue ; l'autre est la pièce de transition qui a un diamètre légèrement plus grand (ou plus petit) que le pieu. La fondation mono-pieu est le type de fondation le plus couramment utilisé, car la technique est bien connue, les risques associés à l'installation sont ainsi relativement faibles, le poids du pieu est aussi faible par rapport aux fondations à base gravitaire et la durée de l'installation pour un pieu battu est courte. Les inconvénients de ce type de fondation sont que le prix de l'acier et de la fabrication est élevé, et s'il s'agit du pieu foré, l'installation est lente et chère.

b) Fondation à base gravitaire

Les fondations à base gravitaire sont des fondations massives, toutes les charges sont transférées par une large base au fond de la mer. La base gravitaire doit avoir suffisamment de poids pour lutter contre le problème de renversement. Généralement la pénétration de la fondation dans le sol se fait par son poids propre. Ce type de fondation est donc souvent construit en béton armé qui permet de donner assez de poids. Il y en a aussi qui sont construites en acier, en déchets métalliques ou en matériaux de densité élevée. Le coût de la fabrication est relativement faible et l'installation nécessite peu de temps, mais comme la fondation est lourde et transmet les charges directement au sol, le sol doit souvent subir une préparation pour avoir les caractéristiques mécaniques nécessaires. Cette préparation du sol peut être coûteuse à cause des moyens et du temps de mise en œuvre.

c) Fondation en caisson à succion

Les fondations en caisson à succion sont des fondations en base de caissons d'acier rigides pouvant comporter un ou plusieurs réseaux de jupes internes ou de raidisseurs. Le terme de succion fait référence au mode d'installation de ces fondations. Les jupes du caisson pénètrent dans le sol dans un premier temps sous le poids propre du caisson et éventuellement de la structure supportée par celui-ci. Le caisson est ensuite amené à sa pénétration finale en appliquant une sous pression (succion) interne. Cette méthode est donc une solution techniquement efficace et économiquement intéressante.

L'image suivante comprend un tableau dans lequel on peut trouver l'ordre de grandeur des dimensions des différents types de fondations.

Foundations

	Type	Typical Waterdepth	Typical Size	Typical Weight
1	Monopile	~ 35 m	~ 4 - 5 m Ø	600 - 700 t
2	Gravity	~ 20 m	~ 30 m Ø	1000 - 3000 t
3	Jacket	up to 70 m	~ 25 x 60 m	700 - 900 t
4	Tripod	~ 50 m	~ 35 x 60 m	1000 t

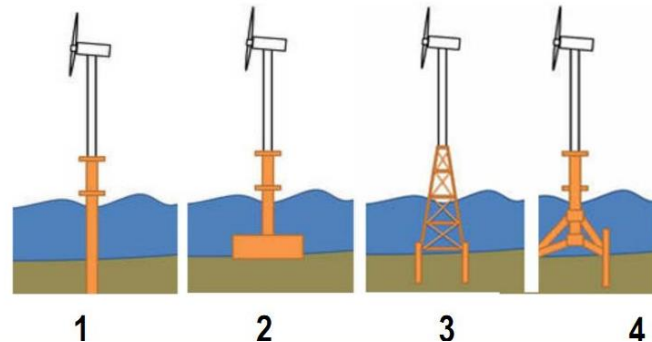


Figure 8 - Ordre de grandeur des dimensions de différents types de fondations
(Motorship, 2013)

2.2. Charges appliquées sur les fondations offshore

Avant de commencer à chercher les méthodes de dimensionnement, nous allons d'abord regarder les types de chargements appliqués sur les fondations.

Selon les normes (DNV, Design of Offshore Wind Turbine Structures, 2011) les charges appliquées sur les fondations offshore sont les suivantes :

1. Les charges permanentes :

Les charges permanentes sont les charges dont la magnitude, la position et la direction ne varient pas, comme par exemple le poids propre de la structure offshore, le ballast, les équipements et la pression hydrostatique de l'eau permanente.

2. Les charges variables

Les charges variables sont liées aux opérations et aux usages normaux de la turbine d'offshore, dont la magnitude, la position ou la direction peuvent varier. Les charges les plus importantes de ce type de chargement sont, par exemple, les charges de manœuvre, l'impact des bateaux, les charges opérationnelles des crues et les charges sur la plate-forme d'accès et les structures internes.

3. Les charges environnementales :

Les charges environnementales sont les charges créées par les effets du vent, des vagues, du courant d'eau, de la glace et des séismes.

4. Les charges accidentelles

Les charges accidentelles sont les charges liées aux opérations anormales ou à la défaillance technique comme l'explosion, le feu, l'impact de collision, la charge venant des grandes vagues déferlantes, l'impact des navires ou des hélicoptères, etc.

5. Les charges de déformation

Les charges de déformation sont dues aux déformations imposées liées aux températures et aux tassements de la structure de support et de la fondation. La structure doit être dimensionnée pour la différence des températures la plus critique : la température ambiante de l'air ou de la mer doit être calculée avec les valeurs extrêmes qui ont une période de retour de 50ans.

2.3. Méthodes de dimensionnement

2.3.1. Résistance axiale

Selon la norme DNV, la résistance axiale d'un pieu est composée de 2 parties (DNV, Design of Offshore Wind Turbine Structures, 2011) :

- ✓ La résistance du frottement latéral total du pieu
- ✓ La résistance en pointe du pieu

Pour un pieu disposé dans un sol décomposé en N couches, la résistance du pieu peut être exprimée comme suit :

$$R = R_S + R_T = \sum_{i=1}^N f_{Si} A_{Si} + q_T A_T \quad [1]$$

Où R_S est la résistance par frottement

R_T est la résistance à la pointe

f_{Si} est la résistance moyenne du frottement par unité de surface du pieu dans la couche i ;

A_{Si} est la surface latérale du pieu dans la couche i ;

q_T est la résistance en pointe par unité de surface ;

A_T est la section de la pointe du pieu.

Pour un sol cohésif, comme de l'argile, le terme q_T peut être calculé selon :

$$q_T = N_c s_u \quad [2]$$

Où

$$N_c = 9;$$

s_u est la résistance non-drainée du sol par unité de surface.

Le coefficient f_{si} dépend évidemment de l'interaction du pieu et du sol, ainsi que de la cohésion du sol.

Pour un sol cohésif f_{si} peut être calculé selon 3 méthodes :

- ✓ Méthode des contraintes totales
- ✓ Méthode des contraintes effectives
- ✓ Méthode semi-empirique

La méthode des contraintes totale est aussi appelée « α méthode » qui est exprimée comme :

$$f_{si} = \alpha s_u \quad [3]$$

Où

α est déterminé par

$$\alpha = \begin{cases} \frac{1}{2\sqrt{s_u/p'_0}} & \text{pour } \frac{s_u}{p'_0} \leq 1 \\ \frac{1}{2^4\sqrt{s_u/p'_0}} & \text{pour } \frac{s_u}{p'_0} > 1 \end{cases} \quad [4]$$

Avec p'_0 qui est la pression de surcharge au point étudié

La méthode des contraintes effectives est une méthode de β

$$f_{si} = \beta p'_0 \quad [5]$$

Les valeurs de β pour les différents types de sol sont présentées dans le tableau 1 :

Type de sol	β
Argile	0,23-0,40
Limon	0,27-0,50

Tableau 1 - Gammes de valeurs de N_p et de β (Fellenius, 1991)

Remarque : une valeur de β de 0,1-0,25 est suggérée pour un pieu qui dépasse 15m de long.

La méthode semi-empirique avec un coefficient λ détermine la résistance moyenne par frottement du pieu en considérant que le sol n'a qu'une seule couche.

$$f_s = \lambda(p'_{0m} + 2s_{um}) \quad [6]$$

Où

p'_{0m} est la valeur moyenne des contraintes effectives de surcharge ;

s_{um} est la valeur moyenne des résistances non-drainées ;

λ est un coefficient adimensionnel qui dépend de la longueur du pieu, comme montré à la figure 9.

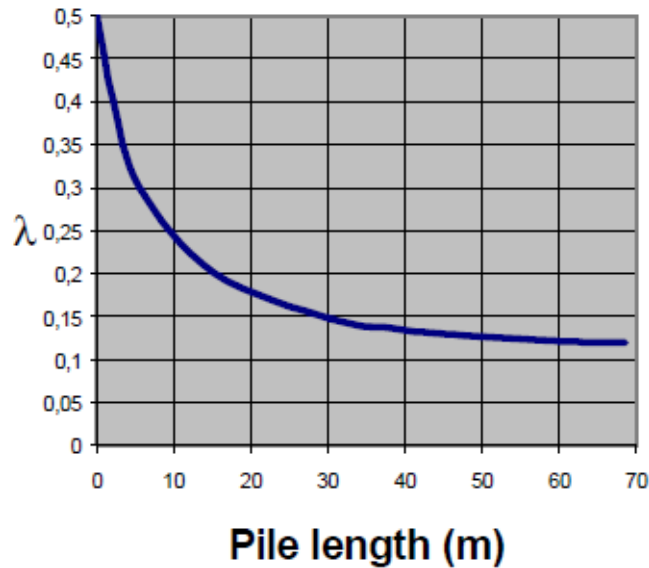


Figure 9 - Les valeurs de λ en fonction de la longueur du pieu (DNV, Design of Offshore Wind Turbine Structures, 2011)

Pour un sol non cohésif, la résistance moyenne par frottement peut être calculée selon :

$$f_s = Kp'_0 \tan \delta \leq f_l \quad [7]$$

Où

$K=0,8$ pour les pieux ouverts ; $1,0$ pour les pieux fermés ;

δ est l'angle de frottement du sol dont les valeurs sont données dans le Tableau 2 ;

f_l est la limite de la résistance du frottement dont les valeurs sont aussi représentées dans le Tableau 2.

Et

$$q_p = N_q p'_0 \leq q_l \quad [8]$$

avec les paramètres N_q et q_l qui sont montrés dans le Tableau 2.

Density	Soil description	δ (degrees)	f_1 (kPa)	N_q (—)	q_1 (MPa)
Very loose Loose Medium	Sand Sand-silt ²⁾ Silt	15	48	8	1.9
Loose Medium Dense	Sand Sand-silt ²⁾ Silt	20	67	12	2.9
Medium Dense	Sand Sand-silt ²⁾	25	81	20	4.8
Dense Very dense	Sand Sand-silt ²⁾	30	96	40	9.6
Dense Very dense	Gravel Sand	35	115	50	12.0
1) The parameters listed in this table are intended as guidelines only. Where detailed information such as in-situ cone penetrometer tests, strength tests on high quality soil samples, model tests or pile driving performance is available, other values may be justified. 2) Sand-silt includes those soils with significant fractions of both sand and silt. Strength values generally increase with increasing sand fractions and decrease with increasing silt fractions.					

Tableau 2 - Les paramètres de calcul pour la résistance axiale du pieu dans les sols non cohésifs (DNV, Design of Offshore Wind Turbine Structures, 2011)

Entre le point d'origine et le point où la résistance maximale par frottement est atteinte, la relation entre les résistances par frottement t et les déplacements z peut être établie par les courbes t - z :

$$z = t \frac{R}{G_0} \ln \frac{z_{IF} - r_f \frac{t}{t_{max}}}{1 - r_f \frac{t}{t_{max}}} \quad \text{pour } 0 \leq t \leq t_{max} \quad [9]$$

R est le rayon du pieu ;

G_0 est le module de cisaillement initial du sol ;

z_{IF} est défini comme le rapport entre le rayon de la zone d'influence autour du pieu et R ;

r_f est un facteur de l'ajustement de courbe

Pour les déplacements z qui dépassent le déplacement où t_{max} est atteinte, la résistance par frottement t diminue linéairement jusqu'à la résistance par frottement résiduelle t_{res} . Ensuite pour les déplacements qui dépassent ce point, la résistance du frottement reste constante. Un exemple de courbe t - z est illustré à la Figure 10.

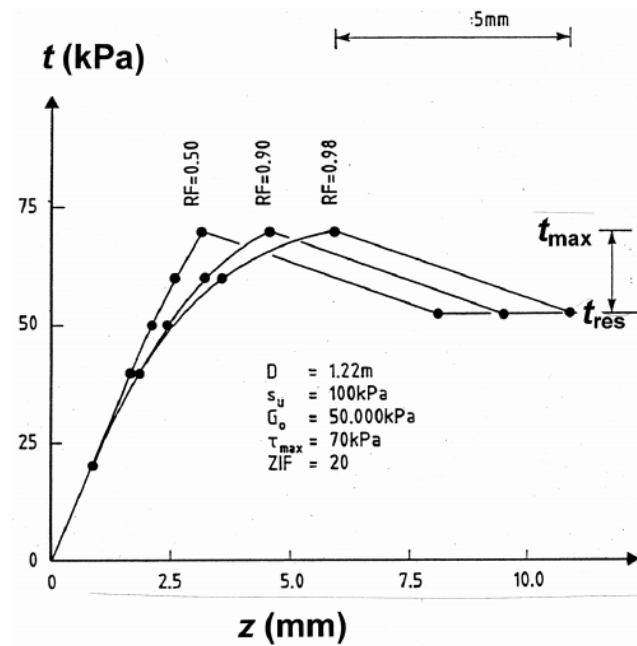


Figure 10 - L'exemple des courbes t-z (DNV, 2001)

Pour les argiles, le module de cisaillement initial du sol G_0 peut être obtenu par :

$$G_0 = \frac{300}{I_p} * S_u \quad [1]$$

Eide et Andersen (1984) ont proposé une autre formule :

$$G_0 = 600 * S_u - 170 * S_u \sqrt{OCR - 1} \quad [11]$$

où OCR est le degré de surconsolidation.

Pour les sables, le module de cisaillement initial est donné par

$$G_0 = \frac{m \sqrt{\sigma_a \sigma_v}}{2(1 + \nu)} \quad [1]$$

Avec $m = 1000 \tan \phi$

$\sigma_a = 100 \text{ kPa}$ qui est la pression de référence

σ_v qui est la contrainte effective verticale

ν le coefficient de Poisson du sol

ϕ l'angle du frottement du sol

2.3.2. Résistance latérale

Pour analyser les pieux chargés latéralement, la méthode la plus utilisée est celle qui est appelée 'courbes p-y'. Les courbes p-y donnent la relation entre la valeur p qui est l'intégrale de la résistance du sol mobilisée sous un déplacement latéral y du pieu. Le pieu est modélisé comme une série de tranches indépendantes et chaque tranche de sol est modélisée par un ressort horizontal sur lequel s'appuie le pieu. Les ressorts de support sont caractérisés par des courbes p-y en chaque point nodal, comme illustré à la Figure 11.

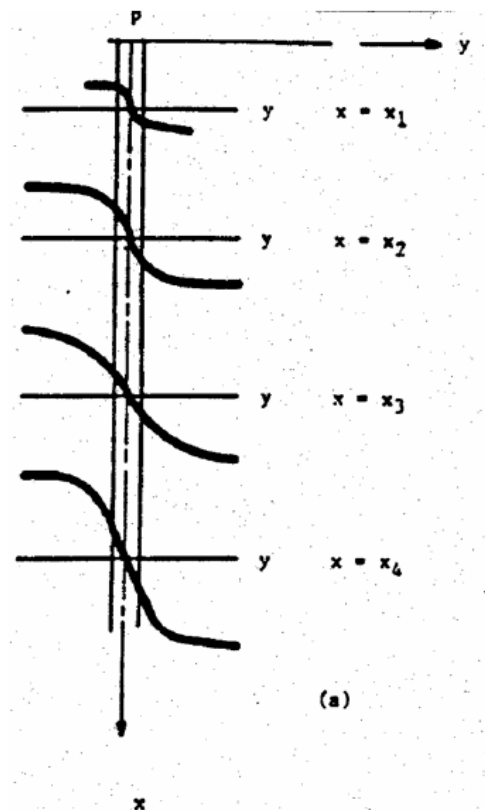


Figure 11 - Courbes p-y appliquées en chaque point nodal (DNV, Design of Offshore Wind Turbine Structures, 2011)

Pour construire ces courbes, nous devons tenir compte de différents paramètres, comme le type de sol, le type de chargement, le remoulage du sol dû à l'installation du pieu et l'effet d'affouillement.

Une méthode recommandée pour obtenir ces courbes p-y est la suivante. La résistance latérale par unité de longueur du pieu pour un déplacement latéral y est notée p. La résistance ultime latérale par unité de longueur est p_u qui est la valeur maximale que p peut avoir lorsque le pieu se déplace latéralement.

Pour des sols cohésifs, la résistance ultime latérale statique est calculée par

$$p_u = \begin{cases} ((3s_u + \gamma'X)D + Js_uX) & \text{pour } 0 < X < X_R \\ 9s_uD & \text{pour } X > X_R \end{cases} \quad [13]$$

Où X est la profondeur au-dessous du sol ;

X_R est la profondeur de transition, elle est la profondeur à laquelle les deux équation de p_u s'égalent ;

D est le diamètre du pieu ;

s_u est la résistance non-drainée ;

γ' est le poids déjaugé du sol ;

J est une constante empirique qui varie entre 0,25 et 0,50

Pour des charges statiques, la courbe p-y peut être générée par :

$$p = \begin{cases} \frac{p_u}{2} \left(\frac{y}{y_c} \right)^{\frac{1}{3}} & \text{pour } y \leq 8y_c \\ p_u & \text{pour } y > 8y_c \end{cases} \quad [14]$$

Cette courbe p-y en une certaine profondeur a une allure suivante :



Figure 12 - Courbe p - y

Pour des charges cycliques et $X > X_R$, la courbe p-y peut être décrite par :

$$p = \begin{cases} \frac{p_u}{2} \left(\frac{y}{y_c} \right)^{\frac{1}{3}} & \text{pour } y \leq 3y_c \\ 0,72 * p_u & \text{pour } y > 3y_c \end{cases} \quad [15]$$

Pour des charges cycliques et $X \leq X_R$, la courbe p-y peut être décrite selon :

$$p = \begin{cases} \frac{p_u}{2} \left(\frac{y}{y_c} \right)^{\frac{1}{3}} & \text{pour } y \leq 3y_c \\ 0,72p_u \left(1 - \frac{\left(1 - \frac{X}{X_R}\right)(y - 3y_c)}{12y_c} \right) & \text{pour } 3y_c < y \leq 15y_c \\ \frac{0,72p_u X}{X_R} & \text{pour } y > 15y_c \end{cases} \quad [16]$$

Où

$$y_c = 2,5\varepsilon_c D \quad [17]$$

ε_c est la déformation mesurée en labo du sol sous la moitié de la contrainte maximale
Pour des pieux qui se situent dans un sol non cohésif, la résistance ultime latérale statique peut être calculée par :

$$p_u = \begin{cases} (C_1 X + C_2 D) \gamma' X & \text{pour } 0 < X < X_R \\ C_3 D \gamma' X & \text{pour } X > X_R \end{cases} \quad [18]$$

Où les coefficients C_1 , C_2 , et C_3 dépendent de l'angle de frottement du sol ϕ comme montré dans la figure suivante :

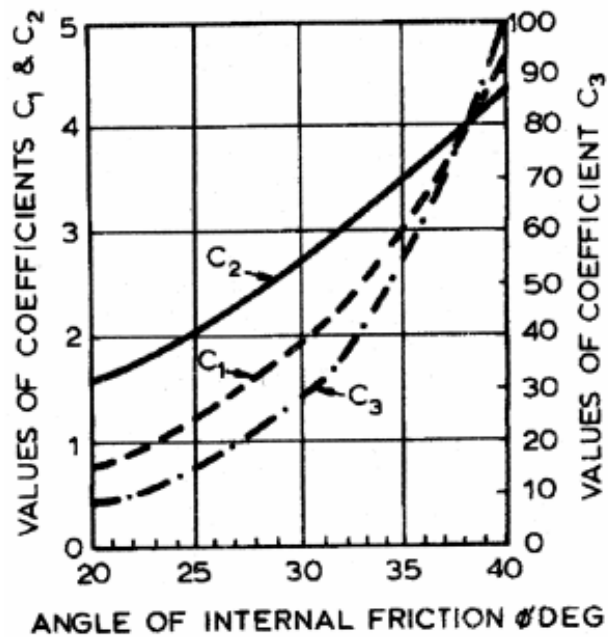


Figure 13 - Valeurs de C_1 , C_2 et C_3 en fonction de l'angle de frottement du sol (DNV, Design of Offshore Wind Turbine Structures, 2011)

La courbe p-y peut être décrite selon la formule suivante :

$$p = Ap_u \tanh\left(\frac{kX}{AP_u} y\right) \quad [19]$$

Avec k module de réaction initial du sol, qui dépend de l'angle de frottement ϕ , les valeurs de k sont montrées à la figure 13.

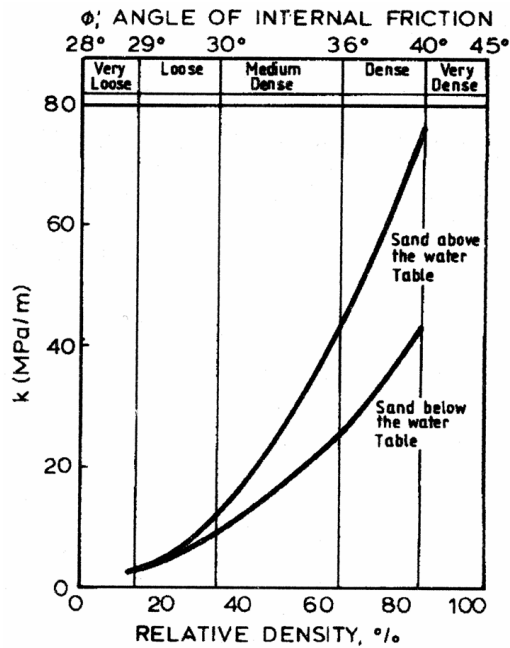


Figure 14 - Valeurs de k en fonction de l'angle de frottement du sol (DNV, Design of Offshore Wind Turbine Structures, 2011)

Et la valeur de A est calculée par (LeBlanc, 2004) :

$$A = \begin{cases} 0,9 & \text{pour les charges cycliques} \\ \left(3 - \frac{0,8X}{D}\right) \geq 0,9 & \text{pour les charges statiques} \end{cases} \quad [20]$$

2.3.3. Autres expressions des courbes p-y

Les formules précédentes qui permettent d'établir les courbes p-y proviennent des règlements norvégiens DNV (Det Norske Veritas) ; dans la suite de ce chapitre, on présente quelques autres expressions des courbes p-y formulées dans d'autres règlements.

a) MELT Fascicule 62 (MELT, 1993)

Les méthodes données par le code MELT Fascicule 62 sont établies sur base des essais in-situ réalisés par le pressiomètre de Ménard (Ménard et al (1969)). Ce code propose de faire une analogie entre l'expansion de la sonde pressiométrique et la loi d'interaction entre le sol et un élément de fondation chargé latéralement. La courbe p-y est définie par deux paramètres, le module K_f et le palier de pression P_f .

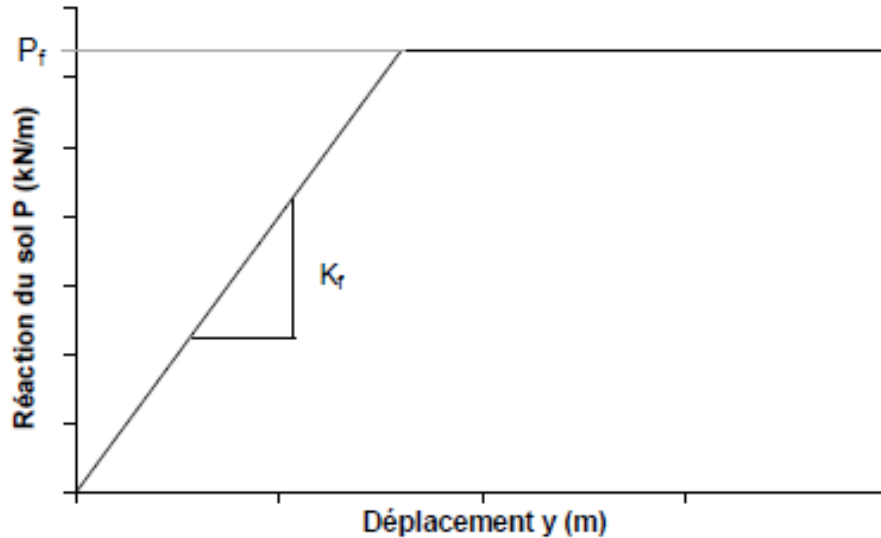


Figure 15 - Loi de mobilisation de la réaction frontale dans le cas d'une charge de courte durée en tête de pieu (ROSQUOET, 2004)

Selon la Figure 15, la pente K_f peut être calculée à partir de la formule du tassement vertical d'une fondation superficielle, le pieu étant assimilé à une semelle de largeur B , qui est le diamètre du pieu, et de longueur infinie. Le déplacement y correspond au déplacement horizontal de cette semelle. La pente K_f peut être calculée par :

$$K_f = \begin{cases} \frac{12E_M}{\frac{4}{3} \frac{B_0}{B} \left(\frac{2,65B}{B_0} \right)^\alpha + \alpha} & \text{pour } B > B_0 \\ \frac{12E_M}{\frac{4}{3} (2,65)^\alpha + \alpha} & \text{pour } B < B_0 \end{cases} \quad [21]$$

α est le coefficient rhéologique qui caractérise le sol, ses valeurs sont reprises dans le tableau suivant :

	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Grave	
Type	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α
Surconsolidé ou très serré	-	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche	-	7-9	1/3	5.8	1/2	5-7	1/3	-	-

Tableau 3 - Facteur rhéologique α pour divers types de sols (ROSQUOET, 2004)

La résistance limite du sol peut être plus élevée dans le cas des sollicitations accidentelles ou dans les sols cohérents. La courbe p-y dans ce cas est définie par une courbe comportant 2 droites de pentes K_f et $0,5K_f$, le palier de pression $P_l = 1,8 * P_f$. L'allure de la courbe p-y est présentée à la figure suivante :

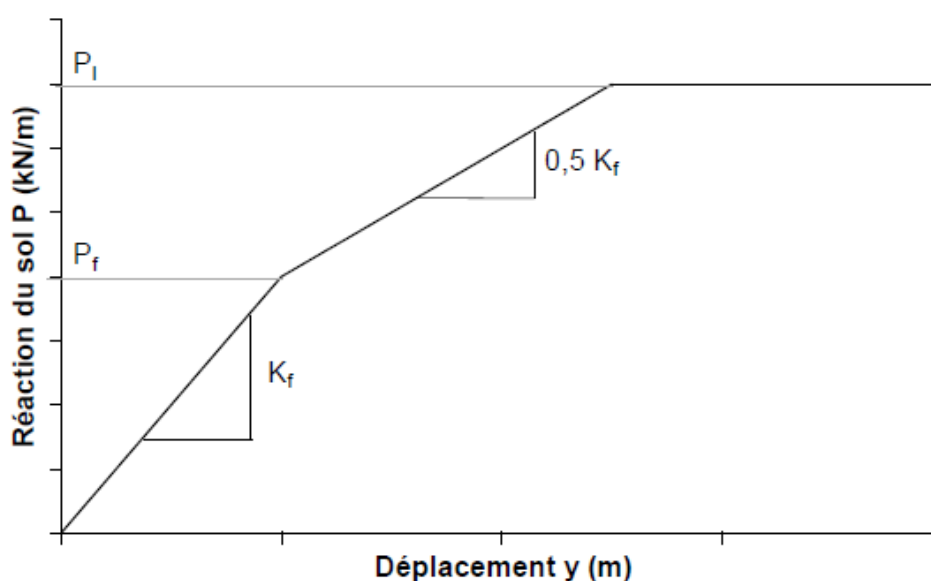


Figure 16 - Loi de mobilisation de la réaction frontale dans le cas d'une charge accidentelle en tête de pieu (ROSQUOET, 2004)

Le frottement qui se développe le long des surfaces latérales d'une fondation profonde allongée ou de type barrettes est aussi pris en compte. La loi de mobilisation de la réaction tangentielle est définie comme précédemment pour la loi de mobilisation frontale.

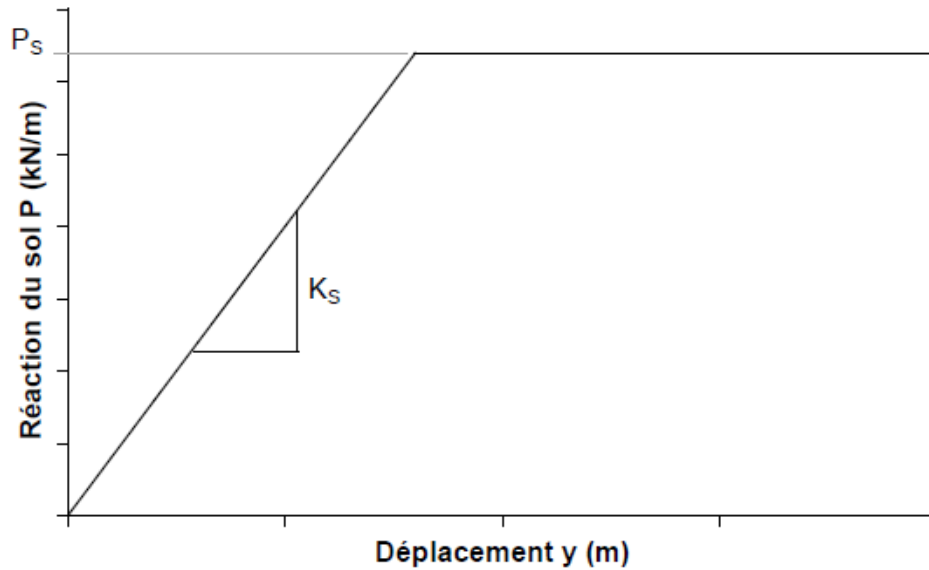


Figure 17 - Loi de mobilisation de la réaction tangentielle (ROSQUOET, 2004)

La pente K_s de la courbe est prise égale à la réaction frontale K_f , le palier de pression P_s est calculé par la formule suivante

$$P_s = 2 * L_s * q_s \quad [22]$$

Avec

L_s qui est la longueur sur laquelle le frottement latéral est calculée

q_s qui est le frottement initial limite dans le cas d'un chargement axial

Le module de réaction K_s et le palier de pression P_s sont minorés en surface jusqu'à une profondeur critique z_c égale à $2B$ pour un sol cohésif et $4B$ pour un sol non-cohésif. Pour une profondeur z inférieure à z_c , les lois effort-déplacement définies précédemment sont modifiées par une affinité d'axe y , de direction P et de rapport $0,5 * (1 + \frac{z}{z_c})$.

La loi de mobilisation de la réaction globale est la somme de la réaction frontale et de la réaction tangentielle. La courbe p - y se présente sous la forme suivante :

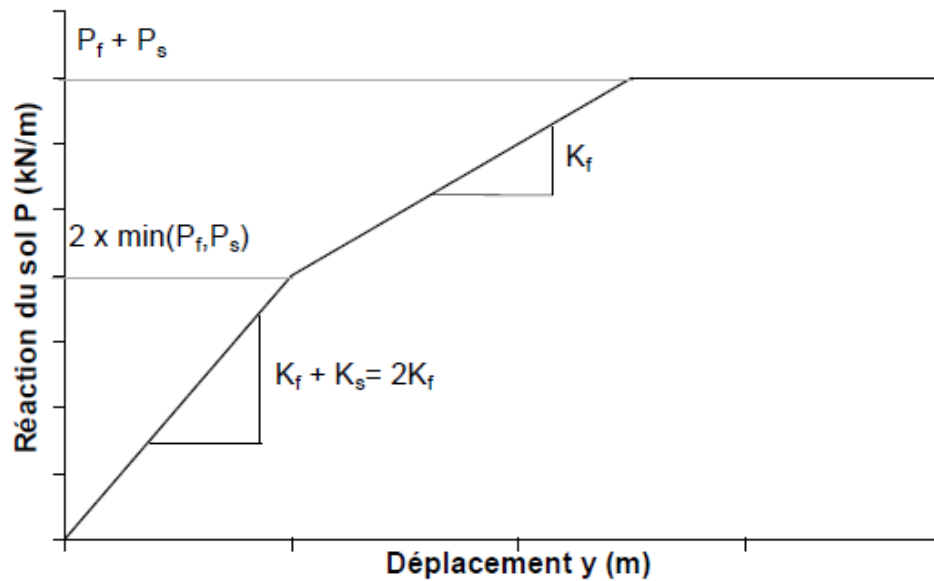


Figure 18 - Loi de réaction globale du système sol-pieu (ROSQUOET, 2004)

b) PHRI

La construction des courbes p-y, donnée par le règlement japonais (PHRI, 1980) est déduite d'essais in-situ de pieux chargés latéralement (Kubo, 1965) et confirmée par des essais effectués sur des modèles réduits centrifugés (Terashi, 1989)

$$P = k_s z y^{0,5} \quad [23]$$

Où

k_s est le module de réaction latérale

z est la profondeur

y est le déplacement latéral

Une loi simple est proposée pour le calcul du module de réaction, k_s est inversement proportionnelle à la racine carrée du diamètre du pieu B , pour un diamètre inférieur à 80 cm.

L'allure de courbe p-y en certaine profondeur tracée par cette formule est présentée par la figure suivante :

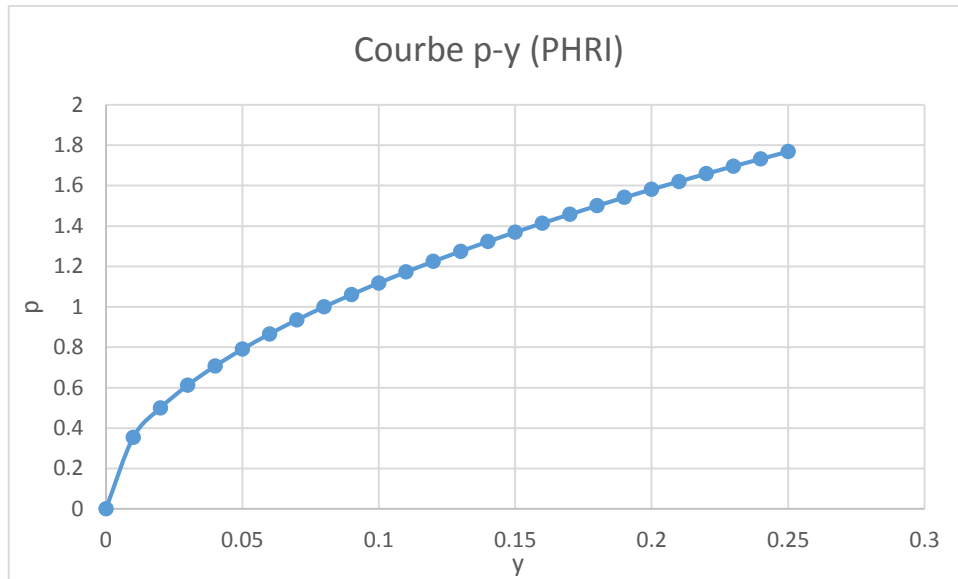


Figure 19 - Courbe p - y (PHRI, 1980)

2.3.4. Comparaisons des différentes méthodes

Nous pouvons voir que ces trois méthodes dépendent toutes du diamètre du pieu qui est le paramètre qui influence énormément l'inertie et la rigidité du pieu. La résistance du sol est aussi prise en compte dans ces trois méthodes par différents paramètres.

Etudions maintenant les différences entre ces trois méthodes en regardant les allures des courbes p-y.

La courbe donnée par la norme DNV (Figure 12) croît non linéairement en fonction de y jusqu'à un certain déplacement, et elle devient constante par après.

La courbe donnée par MELT (Figure 18) permet aussi de voir un palier constant de p après une certaine valeur de y, mais avant cette valeur, p croît de manière non-linéaire avec y. En réalité, le comportement du ressort, qui représente la présence du sol, est plutôt non-linéaire.

La courbe de PHRI (Figure 19) donne une augmentation non-linéaire de p en fonction de y, mais elle ne donne pas un palier de p, c'est-à-dire qu'il n'y a pas de limitation de la résistance y.

En conclusion, on peut estimer que c'est la méthode donnée par la norme DNV qui exprime le mieux le comportement réel ; c'est elle qui est choisie pour réaliser le modèle numérique développé dans ce travail.

Sur base des formules décrites ci-dessus, nous pouvons maintenant résoudre l'équation suivante pour connaître la réponse du pieu (DNV, Design of Offshore Wind Turbine Structures, 2011):

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + Q_A \frac{d^2 y}{dx^2} - p(y) + q = 0 \quad [24]$$

Avec

$$EI \frac{d^3 y}{dx^3} + Q_A \frac{dy}{dx} = Q_L$$

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = M$$

Q_A est la force axiale dans le pieu, Q_L est la force latérale de pieu, $p(y)$ est la réaction latérale du sol, q est la contrainte distribuée au long du pieu, M est le moment de flexion, x est la position étudiée, E est le module de Young du pieu et I est l'inertie du pieu.

Chapitre 3

Modélisation du système pieu-sol

3.1. Introduction

Dans cette partie, nous allons étudier les démarches effectuées pour modéliser le système pieu-sol, sous une charge horizontale et un moment de flexion, en utilisant les courbes p-y selon les formules de la norme DNV.

Dans le modèle numérique, le pieu est représenté par une série d'éléments et chaque élément possède deux nœuds. Pour tenir compte de la présence du sol, chaque nœud est appuyé sur un ressort dont le comportement est décrit par les courbes p-y.

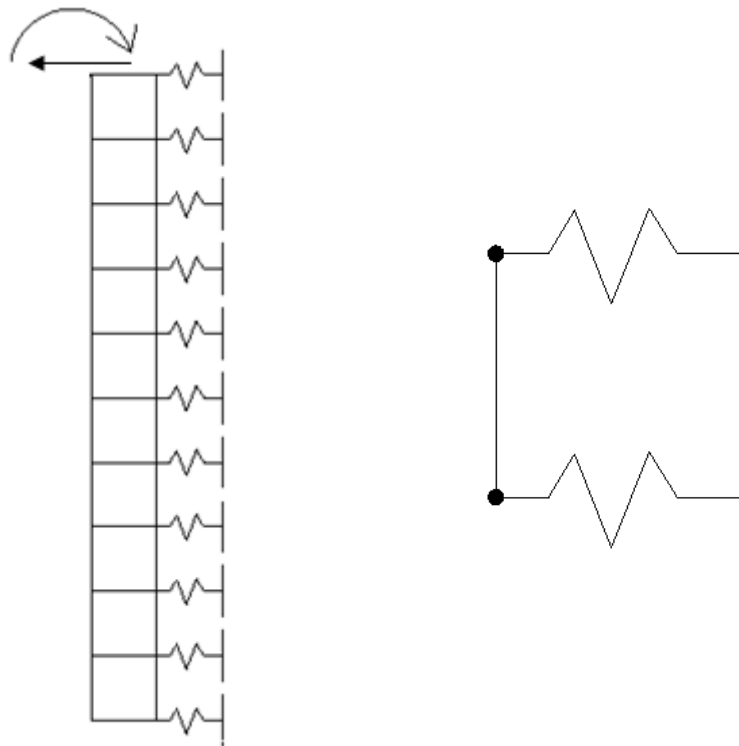


Figure 20 - Discretisation du système pieu-sol

Les conventions de signe sont imposées de la manière que la force latérale est positive vers la gauche et le moment de flexion est positif selon le sens horlogique.

Dans notre modèle numérique, les ressorts ne sont placés que d'un seul côté du pieu; si les efforts changent de direction, les mêmes ressorts seront placés de l'autre côté du pieu.

Autrement dit, si nous considérons que les ressorts ne changent de côté, ces ressorts travailleront de la même manière en compression qu'en traction.

Avant d'expliquer les démarches effectuées pour obtenir le modèle numérique, nous allons d'abord donner les hypothèses sur les paramètres nécessaires pour la construction des courbes p-y, en expliquant les formules nécessaires. Le type de sol choisi pour ce modèle est un sol cohésif, les formules sont ici :

La résistance ultime latérale statique est calculée par (DNV, Design of Offshore Wind Turbine Structures, 2011)

$$p_u = \begin{cases} (3s_u + \gamma'X)D + J s_u X & \text{pour } 0 < X < X_R \\ 9s_u D & \text{pour } X > X_R \end{cases} \quad [13]$$

Où X est la profondeur au-dessous de la surface du sol ;

X_R est la profondeur de transition ;

D est le diamètre du pieu ;

s_u est la résistance non-drainée ;

γ' est le poids déjaugé du sol ;

J est une constante empirique comprise entre 0,25 et 0,50

Nous pouvons déduire de cette formule que la résistance ultime latérale croît avec la profondeur X jusqu'à une certaine profondeur X_R , et qu'ensuite elle reste constante. En effet, lorsqu'on se situe dans une profondeur faible, il n'y a pas suffisamment de sol mobilisable pour supporter le pieu ; c'est la raison pour laquelle la résistance latérale n'atteint pas à sa valeur maximale.

Ensuite sous une charge statique, ce qui est notre cas d'étude, la courbe p-y peut être générée par (DNV, Design of Offshore Wind Turbine Structures, 2011):

$$p = \begin{cases} \frac{p_u}{2} \left(\frac{y}{y_c} \right)^{\frac{1}{3}} & \text{pour } y \leq 8y_c \\ p_u & \text{pour } y > 8y_c \end{cases} \quad [14]$$

Où

$$y_c = 2,5\epsilon_c D \quad [17]$$

ϵ_c est la déformation mesurée en labo du sol sous la moitié de la contrainte maximale

La résistance p n'atteint la résistance ultime qu'après une certaine valeur de déplacement y_c qui dépend des propriétés du sol et du diamètre du pieu. Pour pouvoir tracer les courbes p-y et faire des calculs par la suite, il y a quelques paramètres auxquels nous devons donner une valeur ; ces valeurs pourront évidemment être changées pour les cas d'études différents. C'est la même chose pour le type de sol : ici nous étudions un sol cohésif ; pour

le cas d'un sol non-cohésif, il faudrait changer les formules des courbes p-y pour celles d'un sol non-cohésif. Le pieu a été choisi d'avoir une section circulaire en béton possédant une paroi métallique.

Voici le tableau qui reprend les paramètres nécessaires pour faire des calculs et qui vont rester inchangés dans ce travail :

Module de Young du pieu [MPa]	Poids volumique du sol [N/m ³]	J [-]	ε_c [-]
20000	16000	0.5	0,01

Tableau 3 – Valeurs supposées des paramètres nécessaires

Si nous traçons l'évolution de p/p_u en fonction de y/y_c , nous trouvons la courbe suivante :

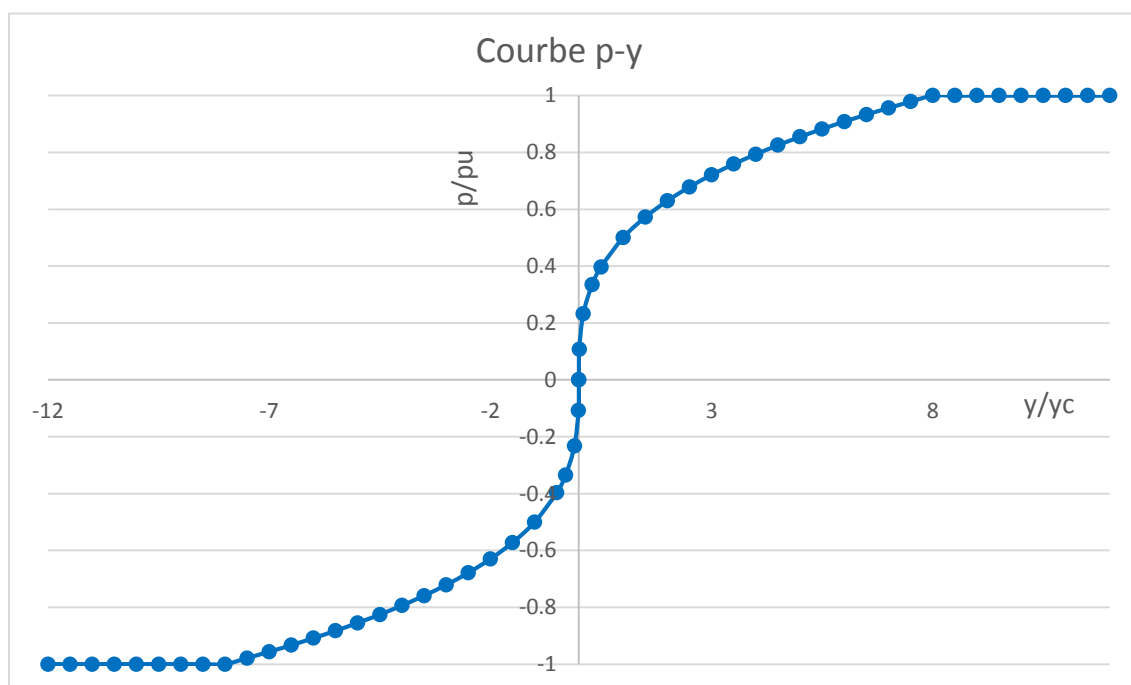


Figure 21 - Courbe p/p_u - y/y_c

La contrainte p est non-linéaire en fonction du déplacement y . Et lorsque le déplacement dépasse $8 y_c$, la contrainte p atteint un palier horizontal p_u .

Comme la résistance ultime p_u dépend de la profondeur, nous aurons donc des courbes p-y différentes si la profondeur est inférieure à X_R . Si la profondeur est supérieure à X_R , les courbes p-y à différentes profondeurs sont confondues.

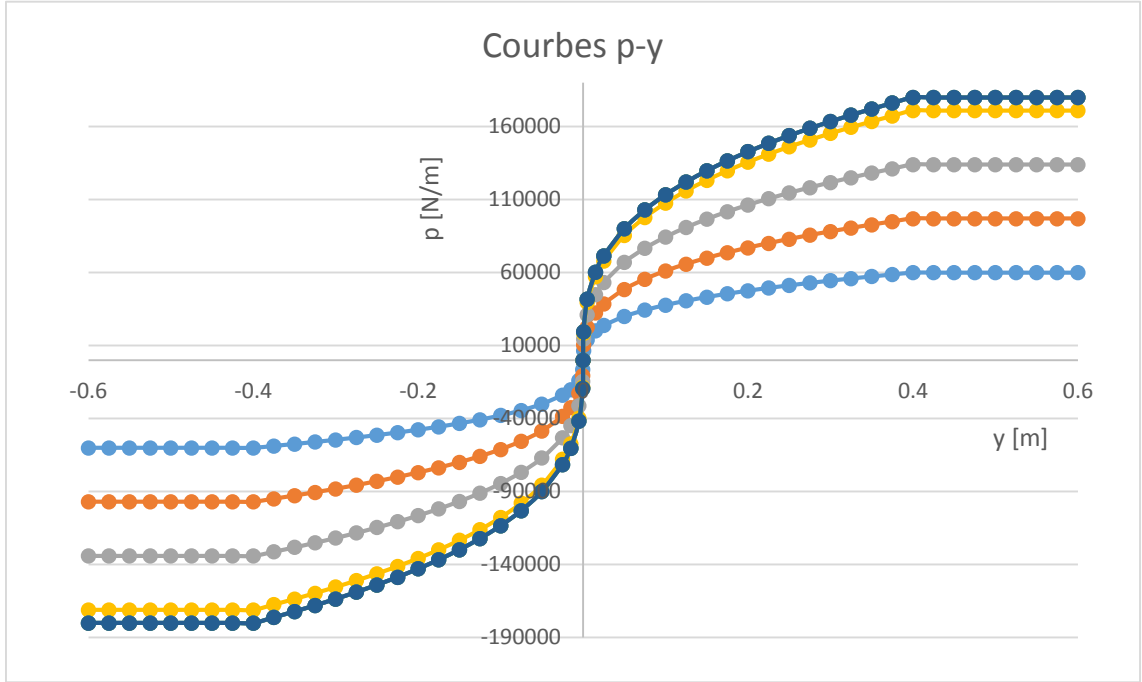


Figure 22 - Courbes p-y pour les différentes profondeurs

Nous pouvons comprendre ces courbes p-y de la manière suivante : le système n'atteint pas sa résistance ultime si le déplacement ne dépasse pas $8 y_c$; lorsque le déplacement dépasse cette valeur, le système atteint sa résistance ultime. Ceci peut aussi être traduit par la raideur du sol, qui est la dérivée de la courbe p-y pour un déplacement donné.

$$k_{sol} = \begin{cases} \frac{p_u}{6} \frac{y^{-\frac{2}{3}}}{y_c^{\frac{1}{3}}} & \text{pour } y \leq 8y_c \\ 0 & \text{pour } y > 8y_c \end{cases} \quad [25]$$

Nous avons ici la raideur du sol qui devient nul après $8 y_c$.

Regardons maintenant de nouveau les courbes p-y, les pentes de ces courbes sont égales à

l'infinie à l'origine, car $y^{-\frac{2}{3}} = \infty$ en $y=0$. Ceci sera impossible de le coder dans le modèle numérique. Nous pouvons donc remplacer la courbe non-linéaire dans la zone très proche de l'origine par une droite. Ce qui a été fait est de définir un déplacement limite très faible comme $y_{limit} = y_c/100$, quand le déplacement est inférieur à ce déplacement limite, la raideur k est donné par :

$$k = \frac{\left(\frac{p_u}{2} * \frac{y_{limit}}{y_c}\right)^{\frac{1}{3}}}{y_{limit}} \quad [26]$$

C'est-à-dire que sur base de la courbe p-y de la Figure 23, la partie non-linéaire entourée en rouge est remplacée par une droite comme cela est tracé à la Figure 24.

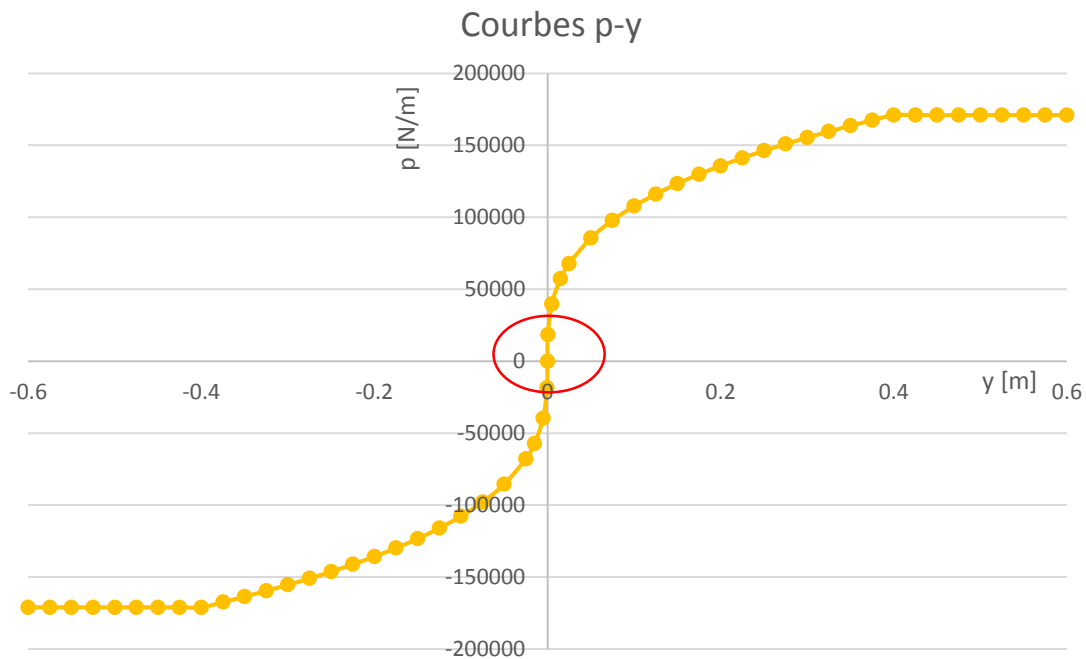


Figure 23 - Courbe p-y

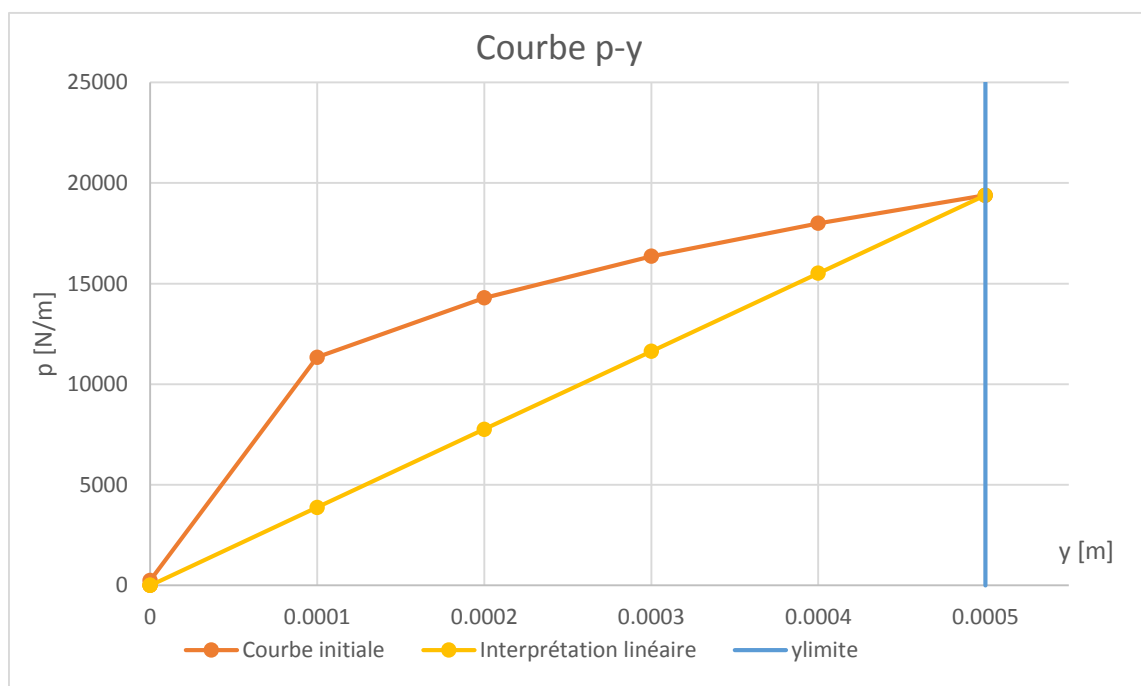


Figure 24 - Changement de pente de la courbe p-y autour de l'origine

Pour un déplacement donné, nous pouvons tracer la variation de la raideur k en fonction de la profondeur comme montré à la Figure 25 :

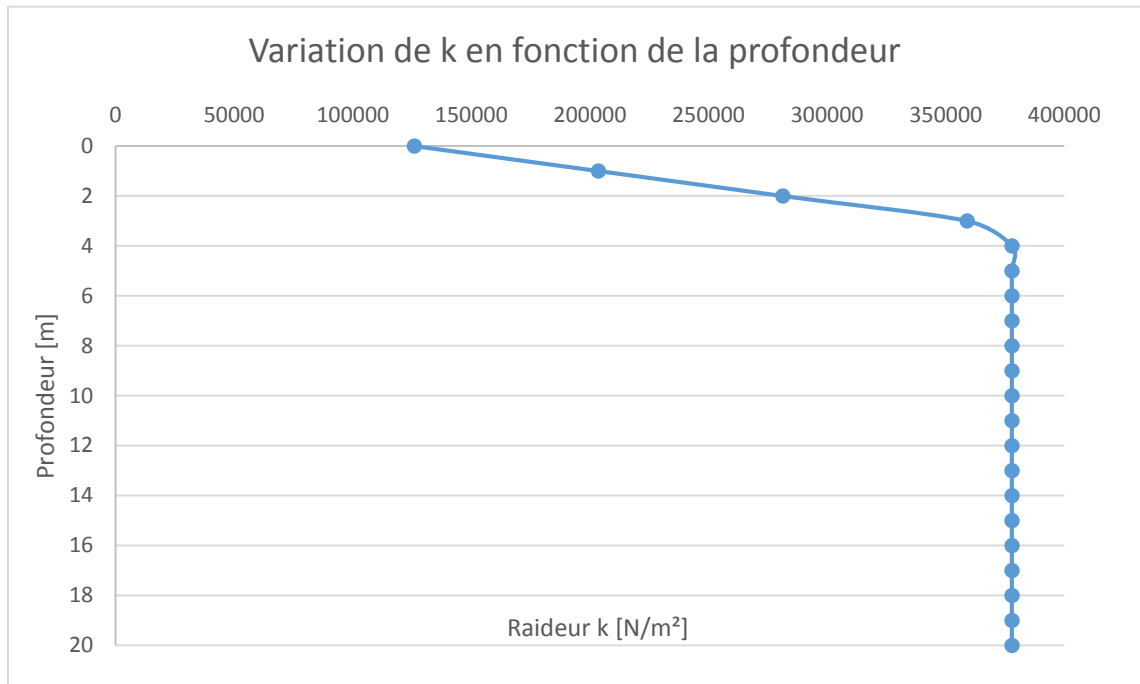


Figure 25 - Variation de la raideur k en fonction de la profondeur pour un déplacement donné

La raideur k varie linéairement jusqu'à la profondeur X_R , car la valeur de p_u augmente aussi linéairement avec la profondeur. Ensuite au-delà de X_R , la raideur k reste constante. Remarque : la raideur du sol calculée par la courbe p-y a l'unité de $[N/m^2]$ car elle tient en compte le diamètre du pieu.

3.2. Démarches effectuées pour le modèle numérique

Jusqu'à maintenant, nous avons défini la résistance latérale du système pieu-sol en traçant les courbes p-y pour chaque point nodal, ainsi que la raideur du sol pour un déplacement donné. Nous pouvons donc commencer à réaliser le modèle numérique qui permet d'étudier la réponse d'un pieu sous une combinaison de charge horizontale et de moment de flexion, en tenant compte de son interaction avec le sol.

Le schéma suivant montre les démarches effectuées pour réaliser le modèle numérique.

- i. Initialisation
- ii. Raideur du pieu : K_{pieu}
- iii. Loop :
 - a) Distribution de pressions : courbes p-y
 - b) Raideur du sol : K_{sol}
 - c) Raideur totale : $K_{\text{tot}} = K_{\text{pieu}} + K_{\text{sol}}$
 - d) Force interne : $Fl = K_{\text{pieu}} \cdot y$
 - e) Force hors d'équilibre : $\Delta g = g - Fl$
 - f) L'incrément du déplacement : $\Delta y = \Delta g / K_{\text{tot}}$
 - g) Nouvelle valeur du déplacement $y^* = y + \Delta y$
 - h) Norme $(\Delta g) \leq \text{résidus}$
- iv. End Loop

Figure 26 - Organisation du modèle numérique

Maintenant nous allons définir en détail les différentes étapes.

Initialement, le déplacement est imposé égal à 0. La raideur du pieu est calculée en fonction de sa géométrie et de son inertie sur toute sa longueur. Ensuite dans la boucle, nous commençons par tracer les courbes p-y en chaque point nodal. Connaissant le déplacement courant en chaque nœud, nous pouvons calculer la raideur du sol en ce nœud, qui est la dérivée de la courbe p-y pour ce déplacement. Pour pouvoir faire des calculs éléments finis, nous devons encore intégrer ces raideurs du sol sur toute la longueur du pieu. Comme nous ne connaissons que les valeurs des raideurs aux nœuds, nous avons dû faire l'hypothèse que la raideur varie linéairement entre deux nœuds. Ceci est schématisé à la Figure 27.

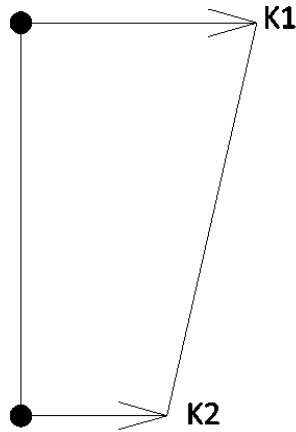


Figure 27 - Variation linéaire de la raideur du sol entre 2 nœuds

Nous obtenons ensuite la raideur totale en assemblant la raideur du pieu et la raideur du sol. La force interne est déterminée par le produit de la raideur du pieu et le déplacement associé ; la force hors d'équilibre, c'est-à-dire la force qui devra être reprise par le sol, est donc la différence entre la force appliquée et la force interne du pieu. Cette force nous donne ensuite l'incrément du déplacement qui est fonction de la raideur totale. Cet incrément va s'ajouter au déplacement courant, et nous obtenons un nouveau déplacement qui va changer la raideur du sol, ainsi que la raideur totale, etc. La boucle va s'arrêter lorsque la norme, qui est fonction de la force hors d'équilibre, devient inférieure ou égale au résidu défini.

3.3. Comportement du système pieu-sol

Avec le modèle numérique obtenu, nous pouvons étudier le comportement du système pieu-sol soumis aux différentes combinaisons de charge horizontale et de moment de flexion.

Dans un premier temps, nous allons regarder les différentes réponses du modèle sous une charge horizontale et sous un moment de flexion. Pour un pieu de 1,5m de diamètre et de 20m de long et une résistance du sol s_u de 10kPa, sous une charge horizontale de 100 kN, nous obtenons la réponse du système présentée dans la figure suivante :

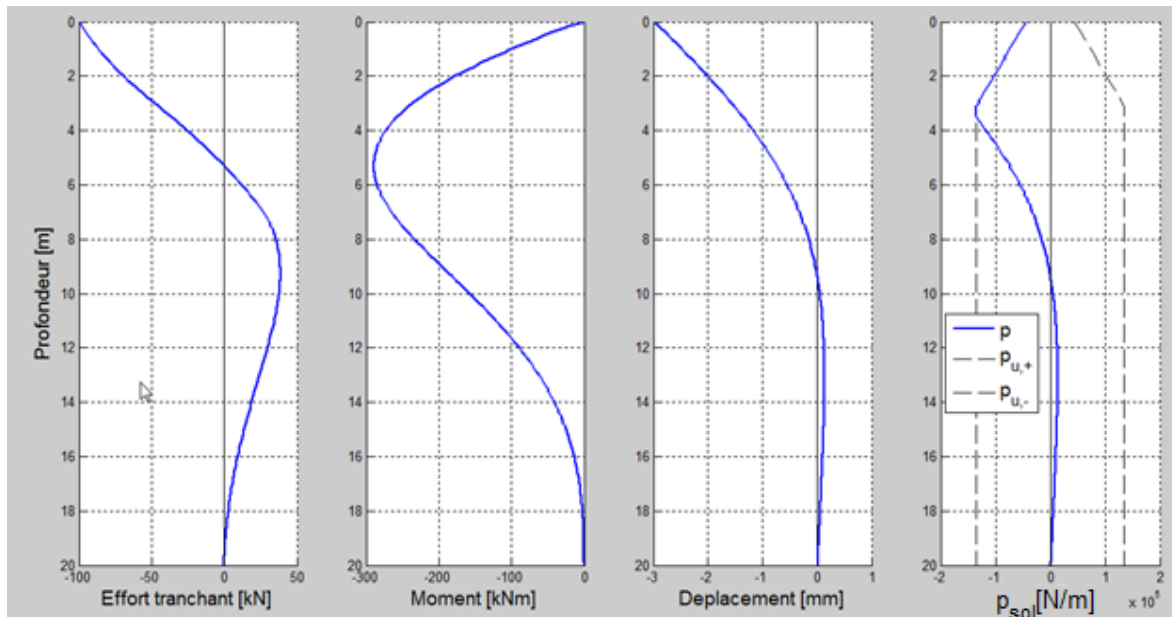


Figure 28 - Réponse du modèle avec $V=100$ kN

Dans cette Figure 28, les deux premiers graphiques à gauche montrent le diagramme des efforts tranchants et le diagramme des moments. Dans le troisième graphique, nous voyons que le déplacement est maximal en tête du pieu, diminue avec la profondeur et devient quasi nul au dernier point du pieu. Ceci peut être expliqué par le fait que sous une charge horizontale, qui n'est pas assez importante pour le système, les derniers points ne sont pas encore mobilisés pour reprendre la charge. Nous pouvons obtenir la même conclusion en regardant le dernier graphique qui montre l'évolution de la contrainte p en fonction de la profondeur et dans lequel nous voyons que la contrainte est nulle en dernier point. La contrainte p atteint la résistance ultime p_u à une profondeur d'environ 3,8m. Par ailleurs, le déplacement en tête est négatif ; il s'agit d'un déplacement vers la gauche ; ceci correspond bien aux conventions de signe que nous voyons à la Figure 20.

Ensuite, nous regardons la réponse du système sous un moment de flexion de 1000 kNm, en gardant la même dimension du pieu et la même résistance du sol.

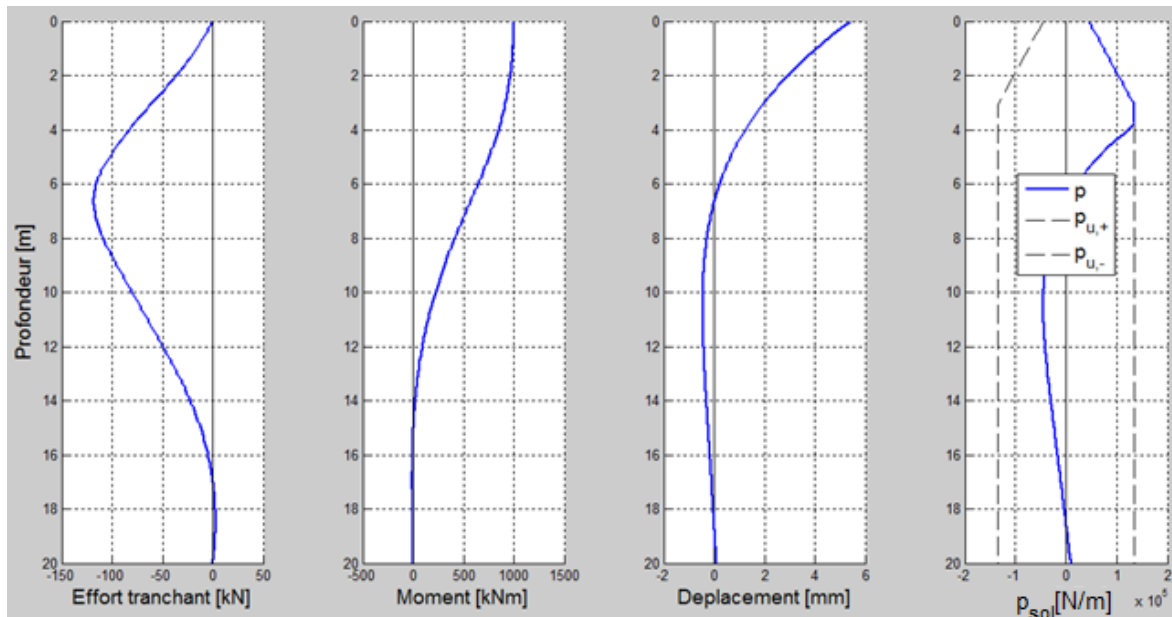


Figure 29 - Réponse du modèle avec $M=1000$ kNm

Nous voyons ici toujours le déplacement et la contrainte p qui diminuent avec la profondeur. Et le déplacement en tête est positif, ce qui correspond aux conventions de signe. Cette fois-ci la contrainte p atteint la résistance ultime p_u jusqu'à 4m.

Si nous appliquons en même temps la charge horizontale de 100 kN et le moment de flexion de 1000 kNm, nous devons obtenir un déplacement maximal plus petit que dans les deux cas précédents, puisqu'une charge horizontale positive et un moment de flexion positif créent des déplacements en tête de signes opposés. Et il devrait aussi y avoir moins de points où p atteint à p_u .

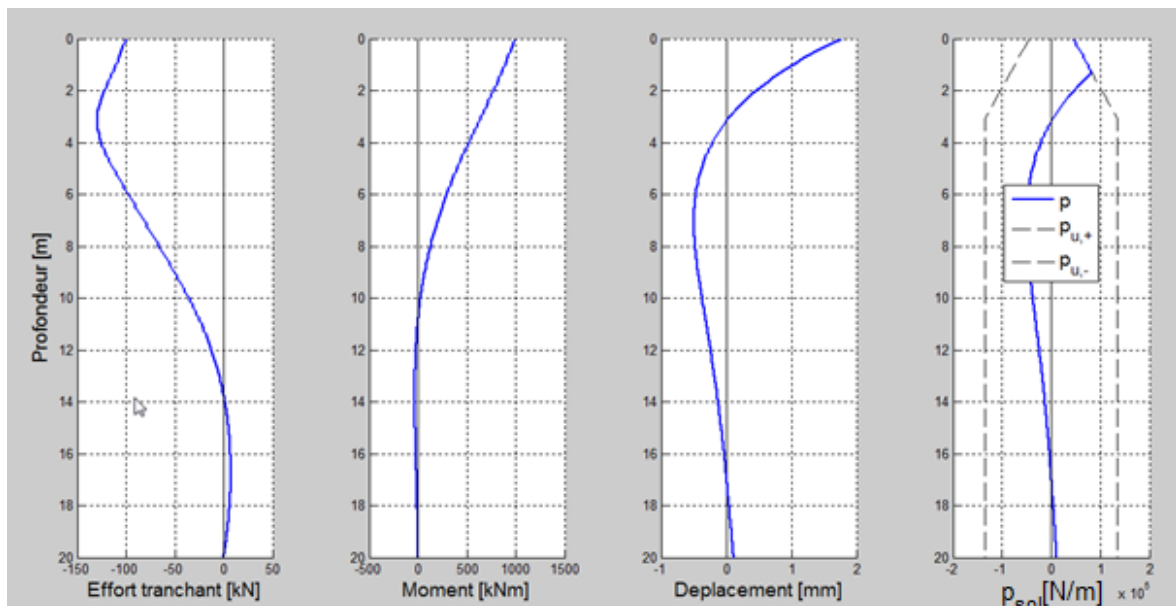


Figure 30 - Réponse du modèle avec $V=100$ kN et $M=1000$ kN

Nous voyons bien à la Figure 30 que le déplacement est plus petit que dans les deux résultats précédents et que la contrainte p atteint la résistance ultime p_u jusqu'à seulement 1,8m.

Dans les 3 cas que nous avons étudiés, la contrainte au pied du pieu n'est pas mobilisée car les efforts ne sont pas suffisamment importants. Essayons donc maintenant avec des efforts plus importants, par exemple avec $V=800$ kN et $M=9900$ kNm.

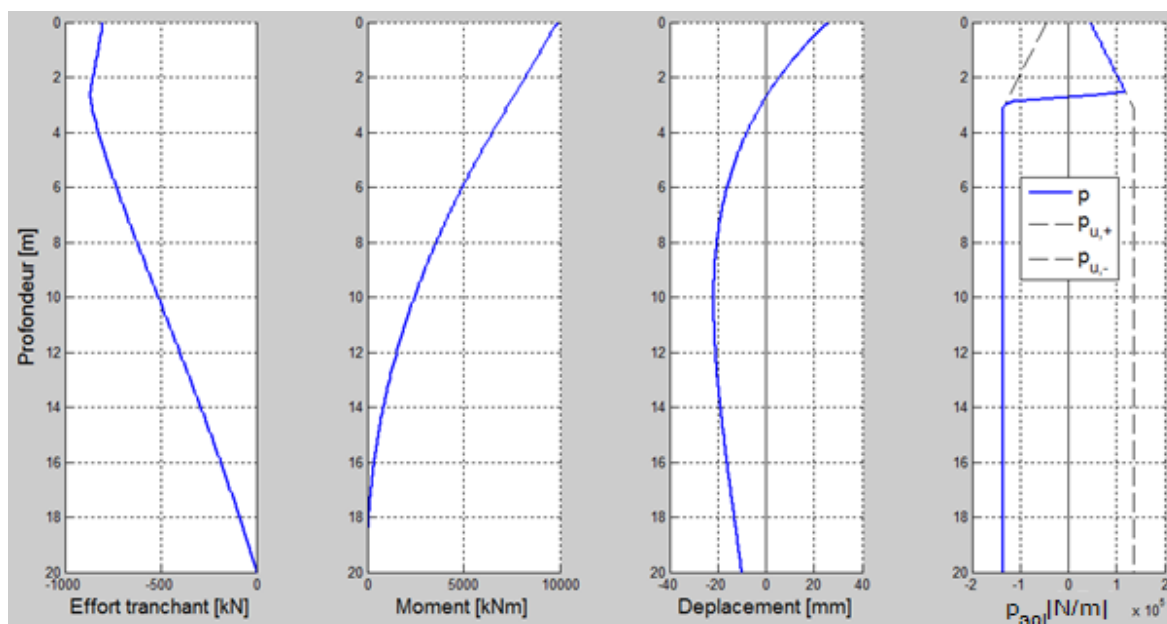


Figure 31 - Réponse du modèle avec $V=800$ kN et $M=9900$ kNm

Dans la Figure 31, nous voyons un déplacement maximal beaucoup plus grand et le déplacement au dernier point du pieu n'est plus nul. Et la contrainte p a atteint presque partout la résistance ultime p_u .

Lorsque les efforts sont trop importants, c'est-à-dire que même si on atteint la résistance p_u en tous les points l'intégrale de ces résistances n'est pas suffisante pour reprendre les efforts appliqués, alors le modèle numérique ne permet plus de continuer à calculer la réponse du système. En effet, dans ce cas, tous les points nodaux sont plastifiés et la matrice de la raideur du sol est devenue zéro partout, c'est-à-dire qu'il n'y a plus de restrictions horizontales pour le pieu. C'est donc un mécanisme de rupture où le pieu est chargé mais où il n'y a pas d'appuis.

3.4. Influences des différents paramètres

A l'aide du modèle numérique, nous pouvons nous intéresser à étudier les influences des différents paramètres. Avant cela, nous devons d'abord trouver ce qui sont les paramètres qui influencent le plus le résultat.

Reprenons la formule des courbes p - y :

$$p_u = \begin{cases} (3s_u + \gamma'X)D + J s_u X & \text{pour } 0 < X < X_R \\ 9s_u D & \text{pour } X > X_R \end{cases} \quad [13]$$

La résistance ultime p_u dépend surtout du diamètre du pieu et de la résistance non-drainée du sol. Ces deux paramètres doivent donc être étudiés pour voir leurs influences. Ensuite, comme p_u est la résistance ultime par unité de longueur, le troisième paramètre à prendre en compte est donc la longueur du pieu.

3.4.1. Influence du diamètre du pieu D

Afin d'étudier l'influence du diamètre du pieu, nous allons tracer les allures des déplacements au long du pieu pour les différentes valeurs de D, en gardant les autres paramètres constants ($L=20\text{m}$ et $s_u=10\text{ kPa}$). La combinaison des charges choisie est : $V=200\text{ kN}$ et $M=2000\text{ kN}$.

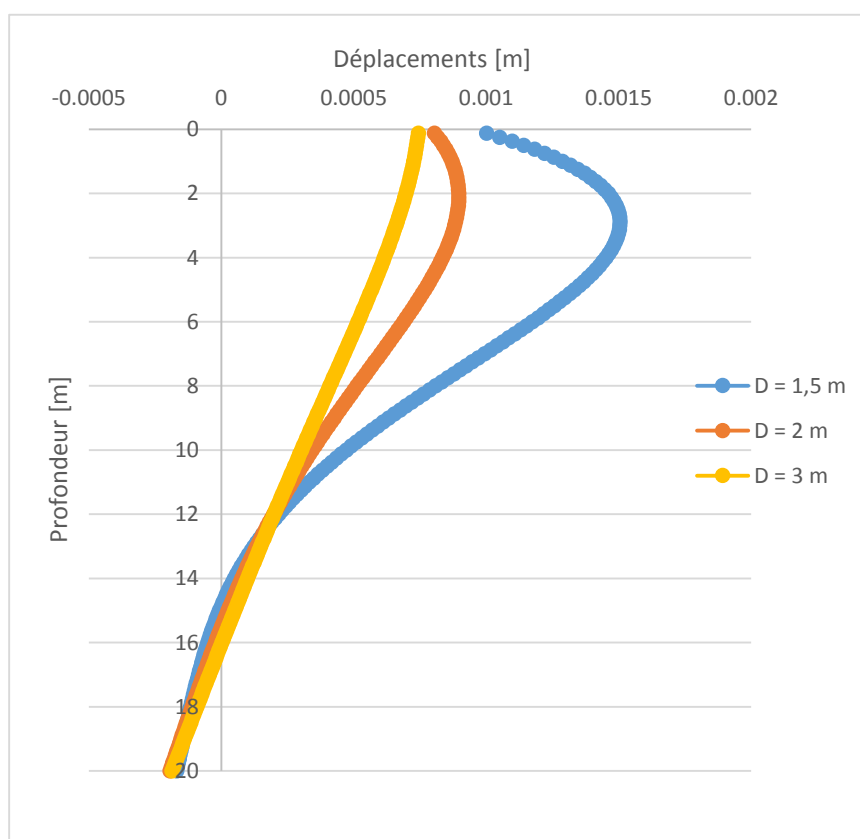


Figure 32 - Déplacements du pieu pour différentes valeurs de diamètre D

Tout d'abord, nous pouvons remarquer que le déplacement diminue avec le diamètre. Ceci est logique car un diamètre plus grand donne une inertie du pieu plus importante et la valeur de la résistance ultime p_u plus grande. Ensuite, nous pouvons voir qu'il n'y a pas que les valeurs de déplacement qui changent avec le diamètre du pieu, mais aussi la forme de ses

allures. Si nous comparons la courbe bleue et la courbe jaune de la Figure 32, nous voyons que le pieu de la courbe bleue est plus flexible que le pieu de la courbe jaune. Ceci est lié à la rigidité relative du pieu et du sol. En effet, la rupture du système pieu-sol peut être produite ou par le dépassement de résistance du sol avec tous les points nodaux ayant atteint la résistance ultime p_u , ou par la rupture en flexion du pieu. Ici, dans notre cas, avec un diamètre plus grand, la rigidité relative du pieu et du sol est plus importante, le pieu est donc moins flexible.

Comme nous pouvons le voir par la formule des courbes p-y, le diamètre D influence aussi la résistance ultime p_u , et nous allons donc maintenant étudier les allures des contraintes p et des résistances ultimes p_u pour D=1,5 m et pour D=3m.

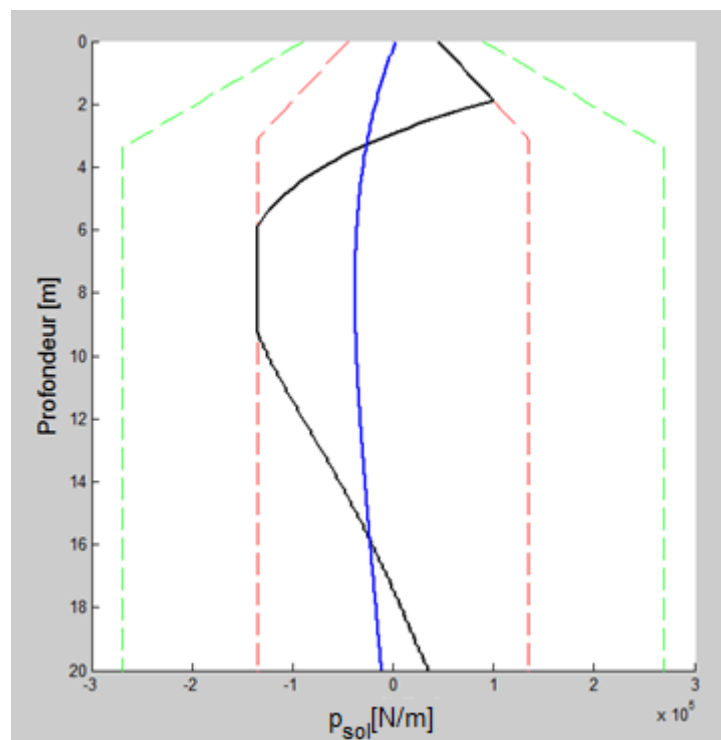


Figure 33 - Influence de diamètre sur p et p_u

Dans la Figure 33, les lignes pointées verte et rouge représentent respectivement la résistance ultime p_u pour D=3m et pour D=1,5m. Et les lignes continues en bleu et en noir représentent la contrainte p pour D=3m et pour D=1,5m. Nous voyons que la résistance ultime p_u est plus faible pour le diamètre plus petit. Et comme la raideur du pieu est plus petite pour un diamètre plus petit, il y a donc plus de points plastifiés pour le cas où le diamètre est de 1,5m ; dans le cas où D=3m, sous les mêmes charges, il n'y a pas de point plastifié.

3.4.2. Influence de la longueur du pieu L

Nous étudions maintenant l'influence de la longueur du pieu ; le diamètre du pieu est fixé à 3m et $s_u = 10$ kPa, $V=200$ kN, $M=1000$ kNm.

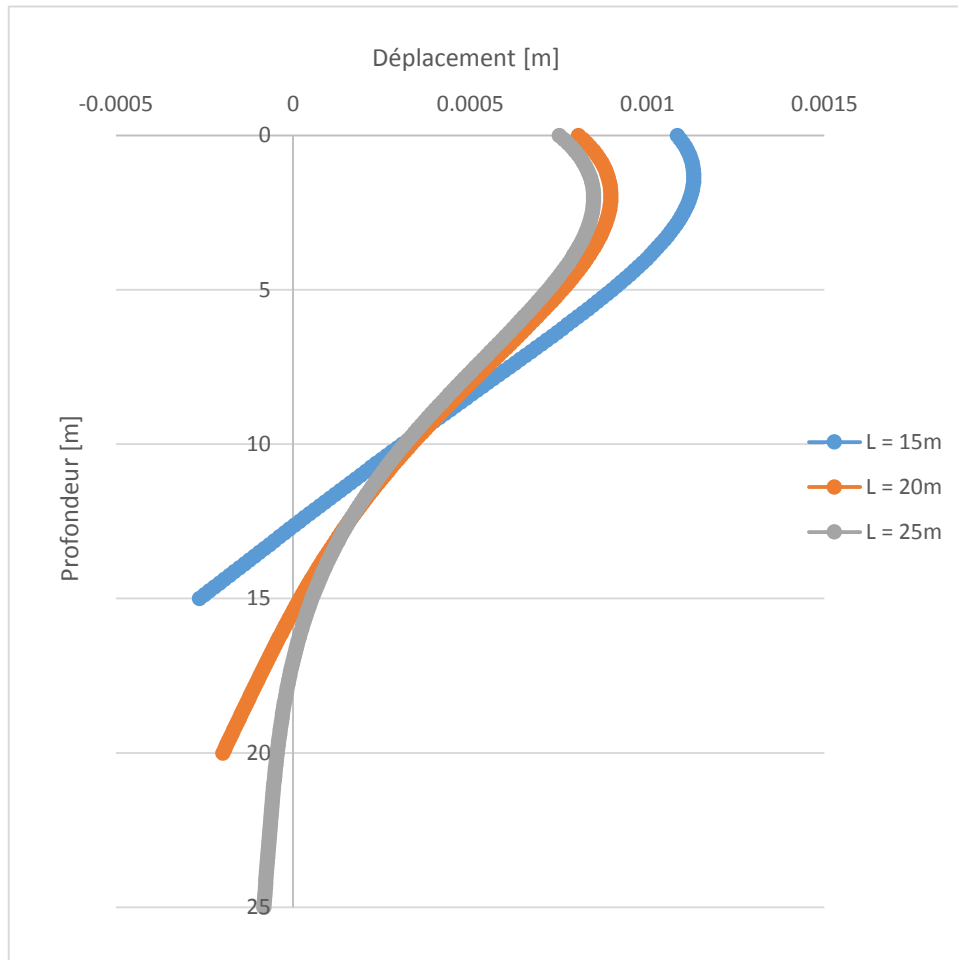


Figure 34 - Déplacements du pieu pour différentes valeurs de longueur L

Dans la Figure 34, nous présentons 3 courbes de déplacements en fonction de la profondeur pour des longueurs de pieu de 15m, 20m et 25m. Le déplacement est plus important pour un pieu plus court, car une longueur plus petite donne une inertie du pieu plus faible. Nous remarquons aussi, comme dans le cas des influences du diamètre du pieu, que les formes de déplacement sont différentes ; elles sont liées à la rigidité relative du pieu et du sol comme expliqué précédemment. En effet, pour un pieu plus court, la rupture se fait par une simple flexion de l'ensemble du pieu, tandis que pour un pieu plus long, la partie inférieure se comporte comme une partie encastree dans le sol et pour atteindre à la rupture, il faut donc développer une ou même deux rotules plastiques.

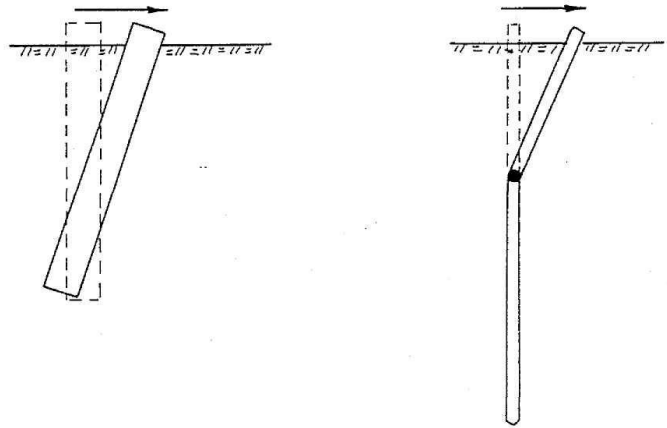


Figure 35 - Schéma de rupture - influence de la rigidité relative (Ouvrages Géotechniques, 2013)

La résistance ultime p_u ne dépend pas de la longueur du pieu, donc nous trouvons la même valeur de p_u pour les différentes valeurs de L . Mais comme la résistance totale est l'intégrale de p_u sur toute la longueur du pieu, la résistance est donc plus importante pour un pieu plus long. Pour reprendre les mêmes efforts, il faut mobiliser plus de résistances pour un pieu court qu'un pieu long. Sous une force horizontale $V=300$ kN et un moment de flexion $M = 2000$ kNm, nous trouvons :

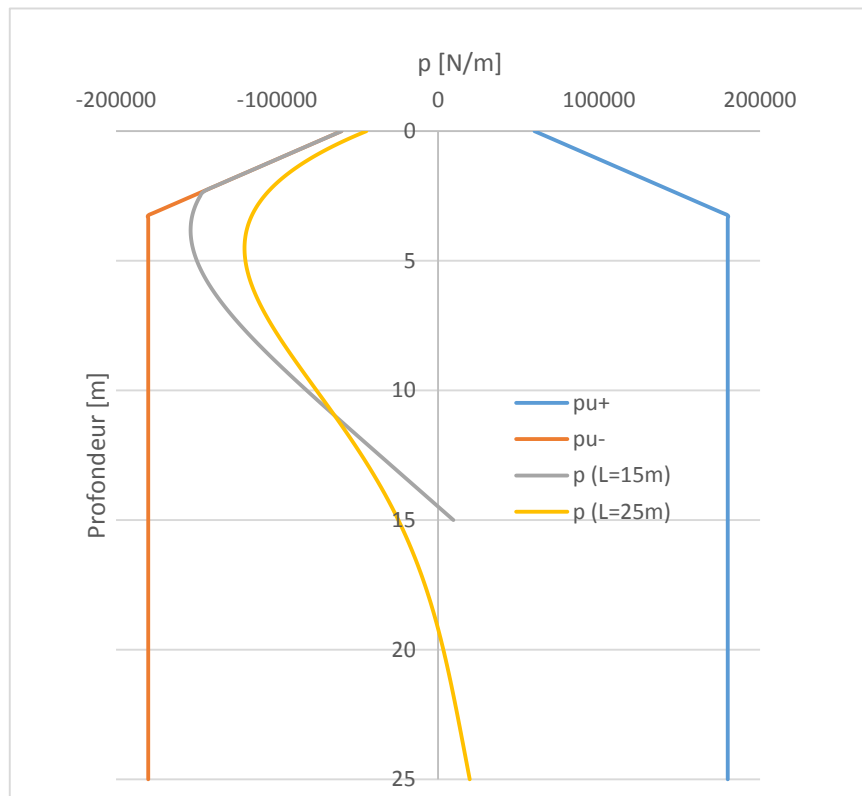


Figure 36 - Influence de la longueur du pieu sur p et p_u

Dans la Figure 36, les lignes de p_u^+ et p_u^- sont bien identiques pour $L=15\text{m}$ et $L=25\text{m}$, par contre les courbes de p sont bien différentes. Il y a plus de points qui sont plastifiés dans la courbe p de $L=15\text{m}$ que dans celle de $L=25\text{m}$; ceci correspond bien à ce que nous avons expliqué dans le paragraphe précédent.

3.4.3. Influence de la résistance du sol s_u

Le troisième paramètre que nous allons étudier est la résistance non-drainée du sol s_u . Le pieu a un diamètre de 3m et une longueur de 25m et il est soumis à $V=200\text{ kN}$ et $M=1000\text{kNm}$.

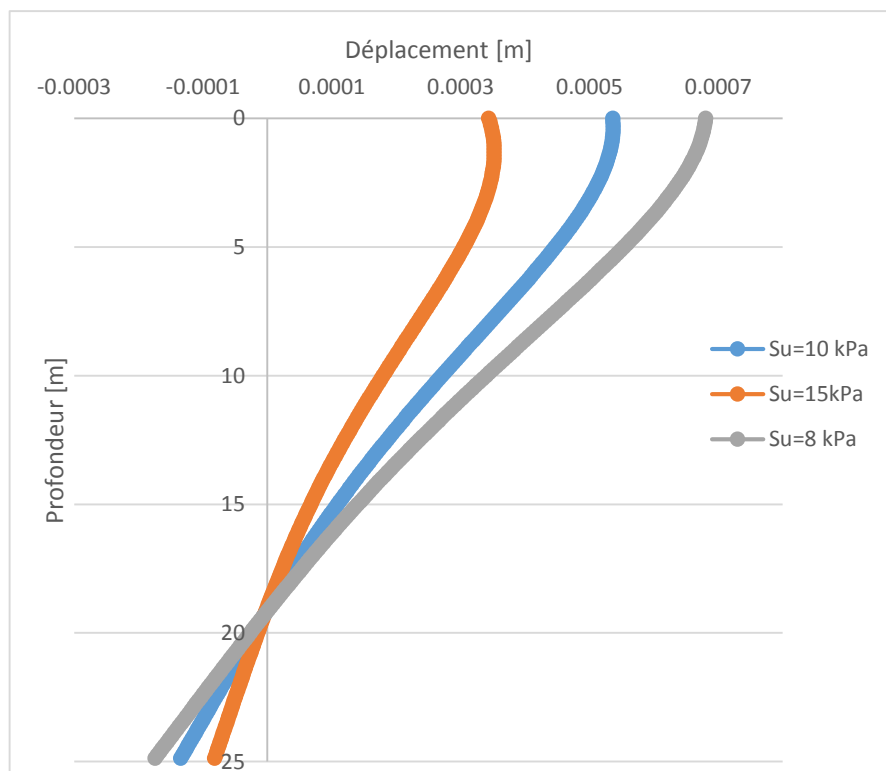


Figure 37 - Déplacements du pieu pour différentes valeurs de la résistance non-drainée du sol s_u

Si le sol a une résistance plus faible, la restrainte horizontale pour le pieu est aussi plus petite. Sous les mêmes efforts, le pieu subit donc un déplacement plus important comme nous pouvons le voir à la Figure 37.

La valeur de s_u influence directement la valeur de la résistance ultime p_u , ce qui donnera donc des allures de p différentes.

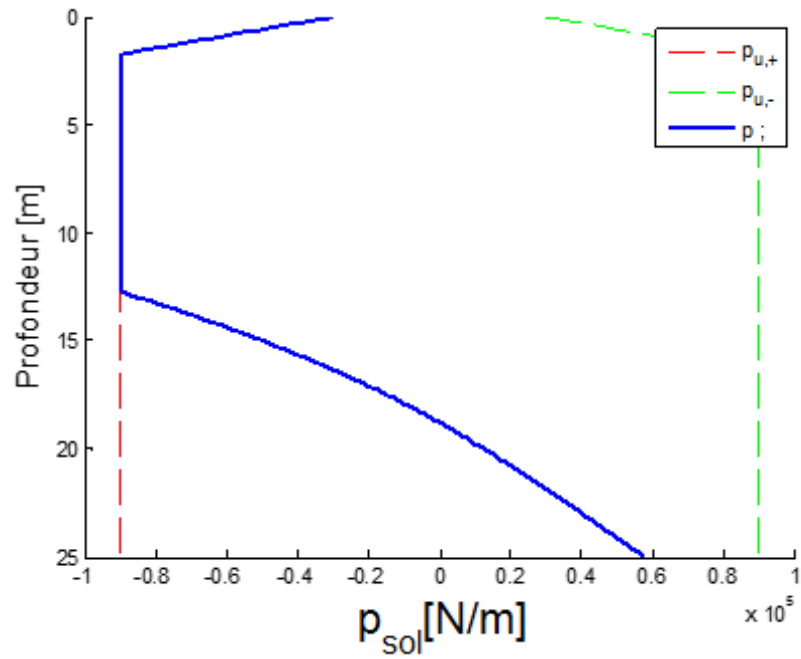


Figure 38 - Allures de p et p_u pour $s_u=5$ kPa

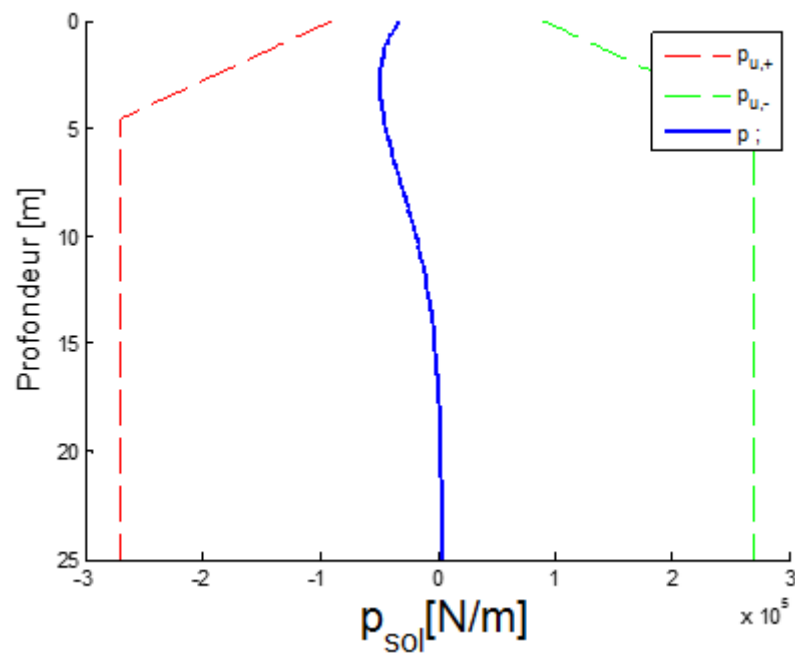


Figure 39 - Allures de p et p_u pour $s_u=15$ kPa

Nous voyons aux Figure 38 et 39 que p_u pour $s_u=15$ kPa est plus grand que pour $s_u=5$ kPa. Pour $s_u=5$ kPa, presque la moitié des points sont plastifiés, tandis que pour $s_u=15$ kPa, il n'y a aucun point plastifié.

3.5. Surface de rupture

Jusqu'à présent, nous avons réalisé un modèle numérique qui permet de calculer la réponse du système-pieu sous une combinaison de charges V et M en connaissant la géométrie du pieu et la résistance du sol. L'étape suivante est de permettre à ce modèle numérique de calculer directement la charge limite pour n'importe quelle situation. On va essayer de tracer des surfaces de rupture pour plusieurs systèmes pieu-sol et de trouver des expressions qui permettent de retracer ces surfaces pour d'autres systèmes.

Avant de commencer à tracer la surface de rupture, il faut d'abord définir ce que c'est la rupture. Comme mentionné précédemment, le modèle numérique ne permet plus de continuer à charger le système lorsque la matrice de la raideur du sol devient nulle partout, c'est-à-dire lorsque tous les points nodaux sont plastifiés. C'est donc ce critère que nous allons choisir comme le critère de rupture ; en pratique il y a d'autres critères, comme devons limiter la rotation en tête du pieu ; nous allons en discuter plus tard.

Commençons par chercher la surface de rupture d'un cas de référence :

Longueur du pieu L [m]	Diamètre du pieu [m]	Résistance non drainée du sol [kPa]
25	3	10

Tableau 4 - Cas de référence pour la recherche de la surface de rupture

Remarque : Les résultats trouvés ne sont pas seulement valables pour ce cas de référence, ce dernier est juste pour présenter les résultats et faire des comparaisons avec.

Le système est chargé par une force horizontale et un moment de flexion, la surface de rupture dépend donc des valeurs de ces deux efforts. Les chemins de chargement sont choisis de manière oblique, c'est-à-dire que nous gardons un certain rapport M/V ; en augmentant la valeur de V , nous cherchons la valeur de M qui donne la rupture ; puis on change le rapport M/V et on recommence. En variant le rapport M/V entre 0 à 80 et de -80 à 0, nous obtenons la surface de rupture suivante pour M positifs :

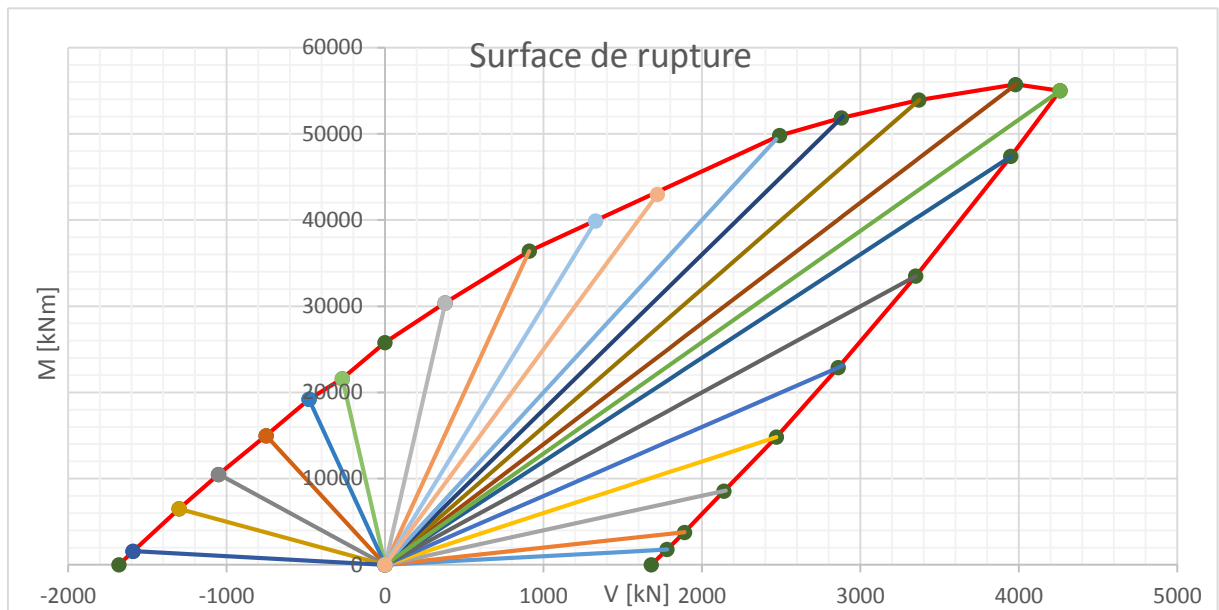


Figure 40 - Moitié de la surface de rupture du cas de référence

A la Figure 40, nous trouvons les droites qui sont les chemins de chargement et la courbe en rouge qui est la moitié de la surface de rupture. Lorsque les valeurs de V et M sont situées sur cette surface, il y a rupture ; on ne peut pas atteindre de points situés à l'extérieur de cette surface. La surface de rupture complète est montrée à la Figure 41 :

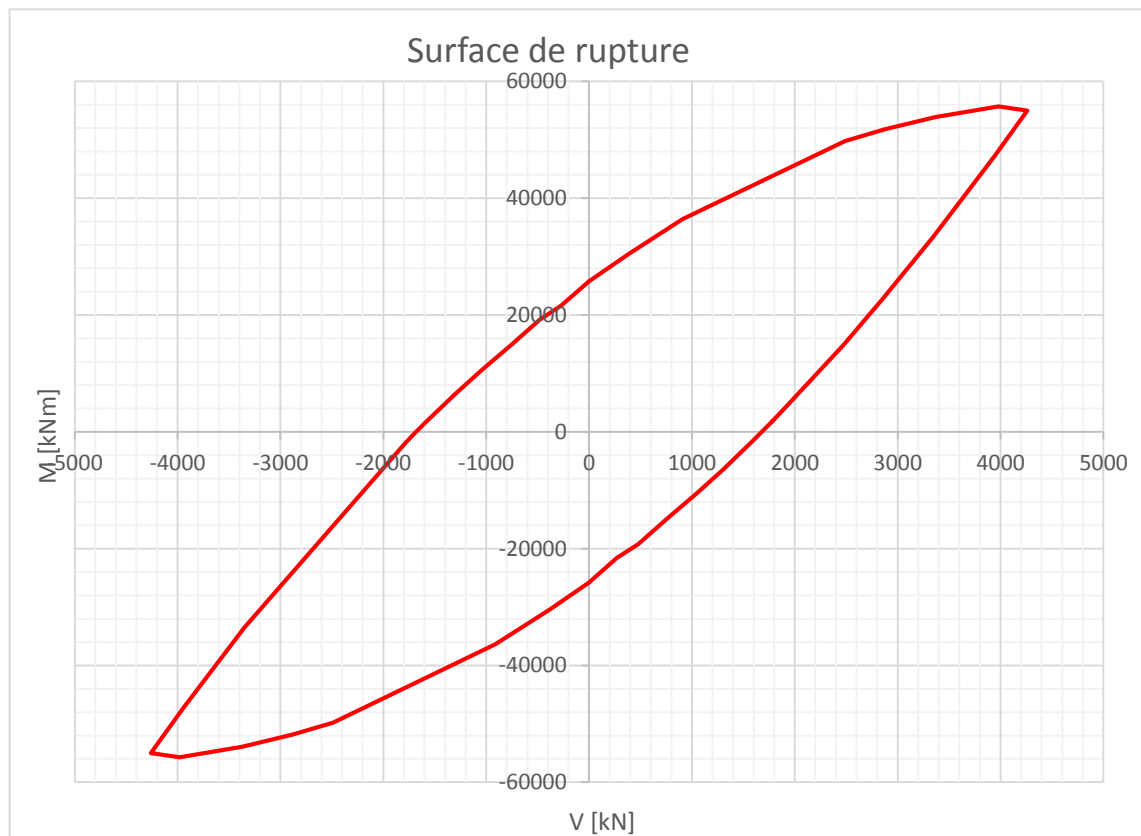


Figure 41 - Surface de rupture du cas de référence

Nous remarquons que cette surface de rupture est symétrique par rapport à l'origine, ce qui est logique puisque nous n'avons placé les ressorts latéraux du sol que d'un seul côté du pieu ; si les efforts changent de directions, les ressorts changent de côté.

Une seule surface de rupture ne permet évidemment pas d'établir une expression générale. Nous allons maintenant varier chacun des trois paramètres et tracer les surfaces de rupture. Nous regarderons ensuite s'il existe des cohérences entre ces surfaces.

3.5.1. Influence du diamètre D sur la surface de rupture

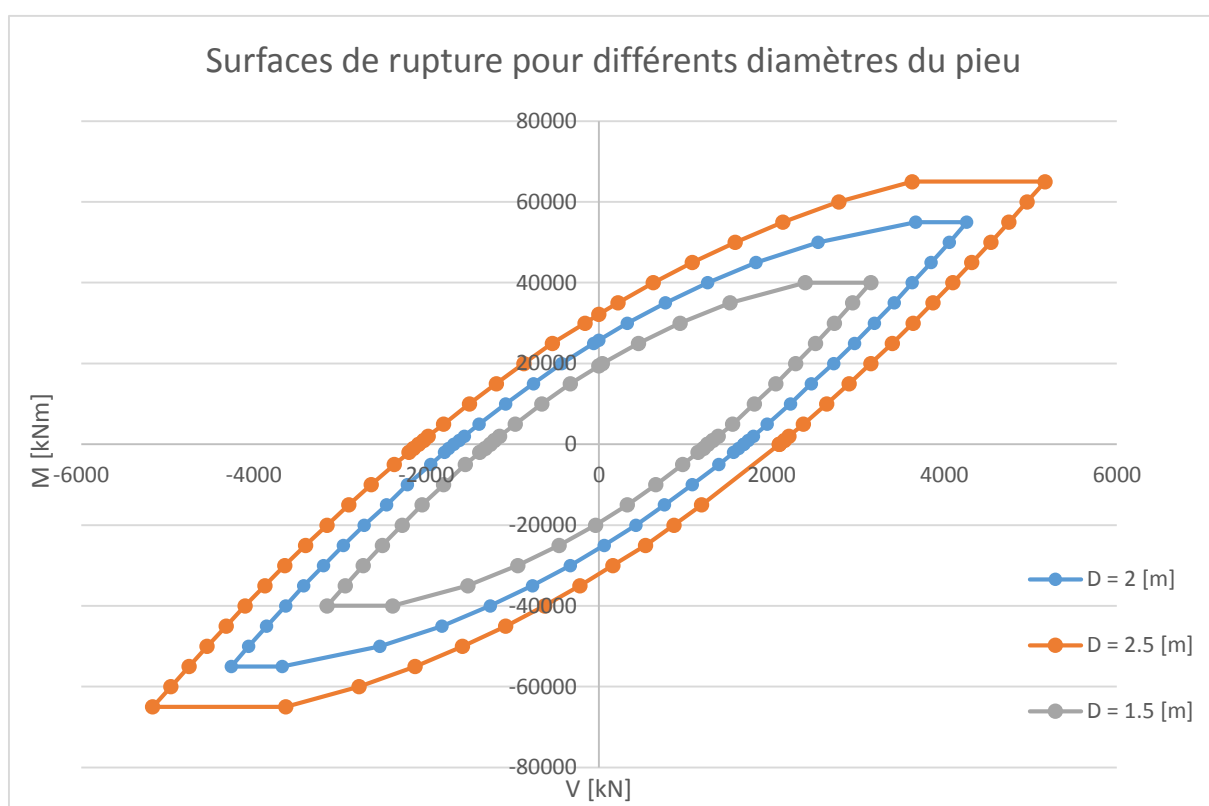


Figure 42 – Surfaces de rupture pour différents diamètres du pieu

A la Figure 42, on présente 3 surfaces de rupture pour 3 valeurs différentes du diamètre du pieu. Ces 3 courbes ont la même forme et la seule différence sont les surfaces englobées. Pour un pieu plus gros, le système pieu-sol est donc plus résistant et la surface de rupture est ainsi plus grande que celle d'un pieu plus fin.

Afin de trouver une expression générale, nous allons normaliser ces surfaces de rupture, c'est de présenter ces courbes non pas dans les axes (V, M) mais dans les axes $(V/V_u, M/M_u)$. V_u correspond à la valeur de la force horizontale du point de rupture avec $M=0$, et M_u est le moment de flexion du point de rupture avec $V=0$. Le choix de V_u et M_u est dû au fait que nous pouvons les établir analytiquement par des développements mathématiques qui

seront présentés plus loin. Nous allons donc pour chaque point de rupture, diviser M par M_u et V par V_u , et porter les résultats dans un même graphique.

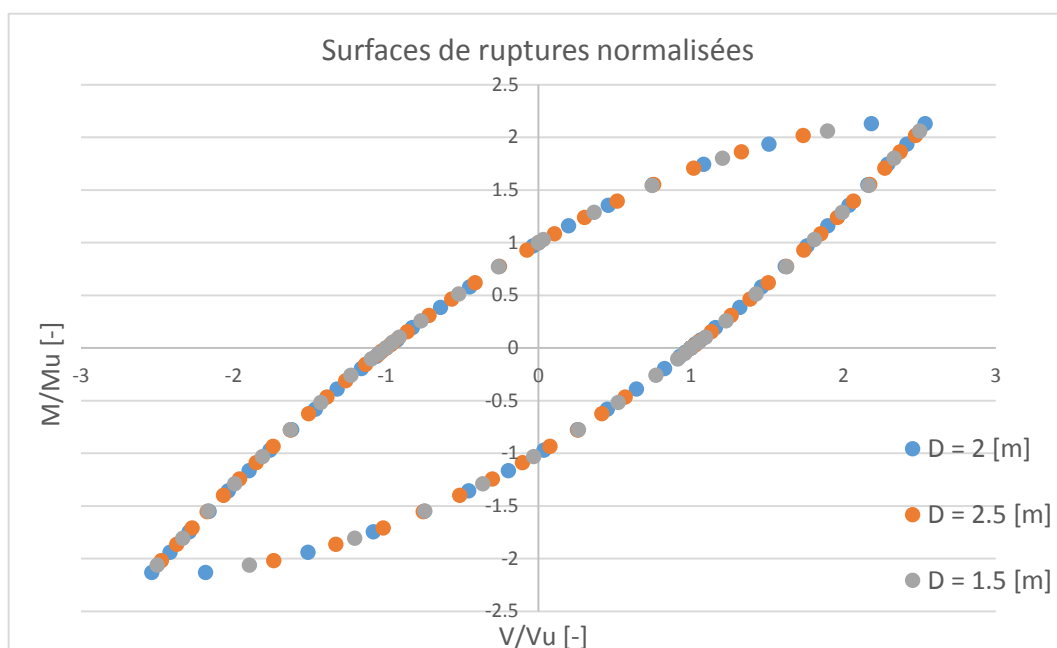


Figure 43 – Surfaces de ruptures normalisées pour différentes valeurs de D

On observe à la Figure 43 que tous les points se trouvent sur une même courbe pour les différentes valeurs de D . Cette courbe est aussi symétrique à l'origine ; nous pouvons alors tracer une courbe de tendance avec son équation pour la partie supérieure de la surface de rupture normalisée ; la partie inférieure aura donc une équation symétrique.

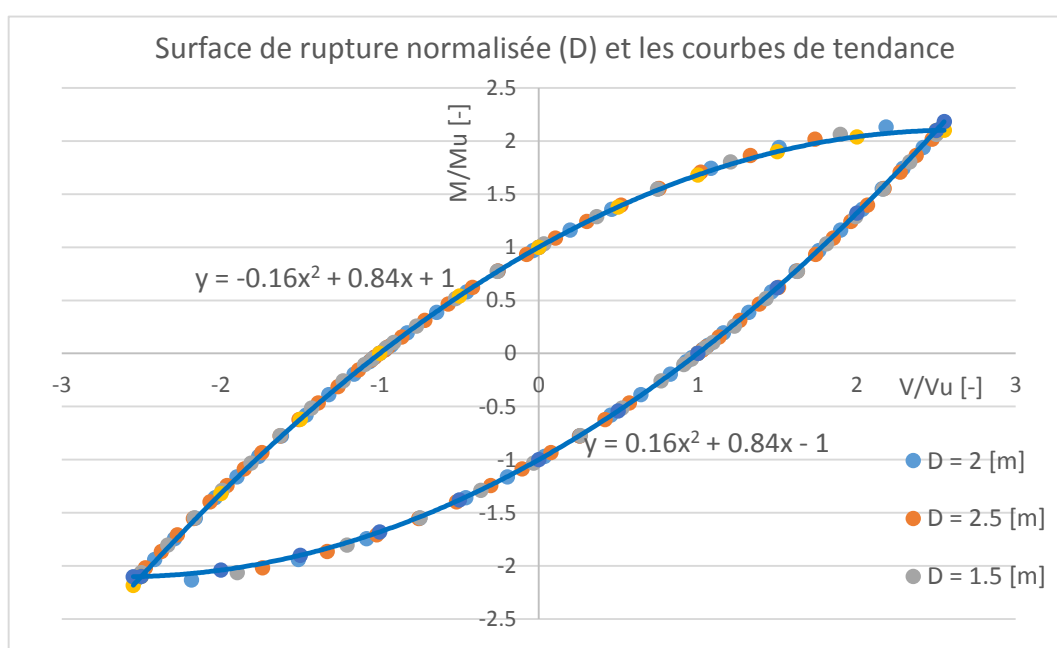


Figure 44 – Surface de rupture normalisée pour différentes valeurs de D et les courbes de tendance

Ainsi les surfaces de rupture normalisées peuvent être formulées par l'équation:

$$\frac{M}{M_u} = \pm 0,16 * \left(\frac{V}{V_u}\right)^2 + 0,84 * \left(\frac{V}{V_u}\right) \mp 1 \quad [27]$$

3.5.2. Influence de la longueur L sur la surface de rupture

Après avoir étudié l'influence du diamètre du pieu sur la surface de rupture et avoir trouvé l'expression mathématique de cette surface, nous allons maintenant essayer de reproduire la même chose pour les différentes valeurs de longueur du pieu. Les différentes surfaces de rupture sont tracées à la Figure 45 :

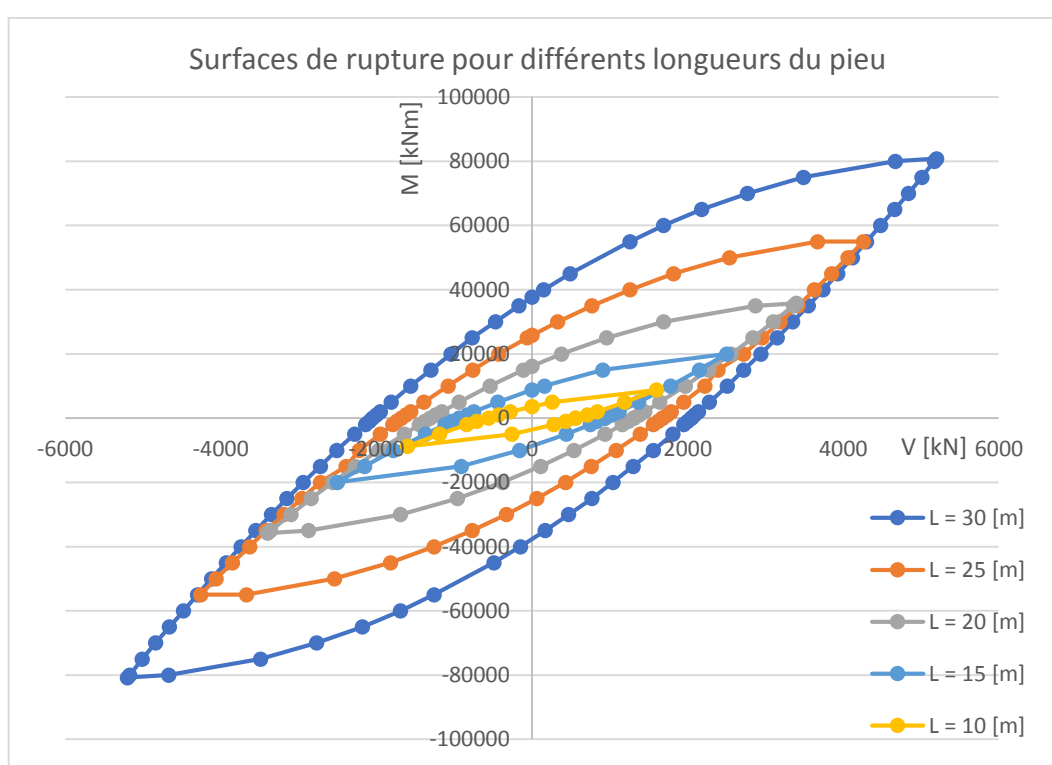


Figure 45 - Surfaces de rupture pour différentes longueurs du pieu

Cette fois-ci, les courbes ont toujours la même forme mais avec des inclinaisons et des surfaces différentes. Plus le pieu est court, plus sa surface de rupture est inclinée. Les différentes inclinaisons sont liées aux différents modes de rupture du pieu. Nous faisons les mêmes calculs que précédemment pour obtenir les surfaces de rupture normalisées :

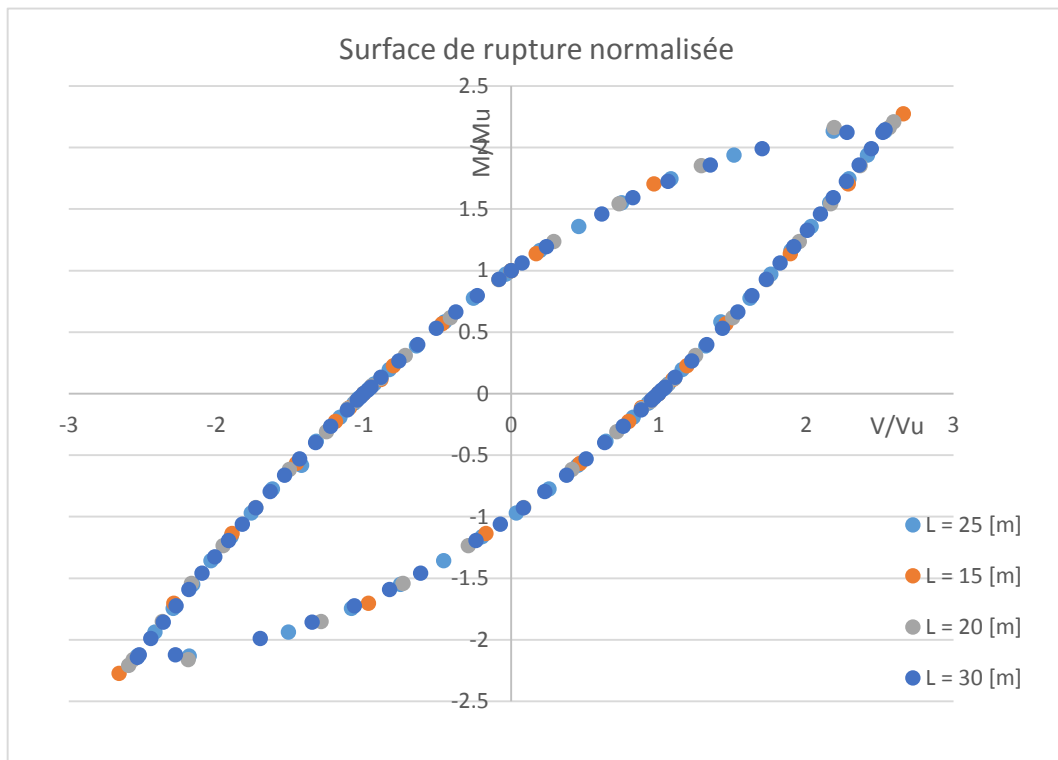


Figure 46 - Surface de rupture normalisée pour différentes valeurs de L

Les points se trouvent sur une seule courbe qui est symétrique à l'origine ; les courbes de tendance vont de nouveau nous permettre d'obtenir des expressions générales de la surface de rupture normalisée.

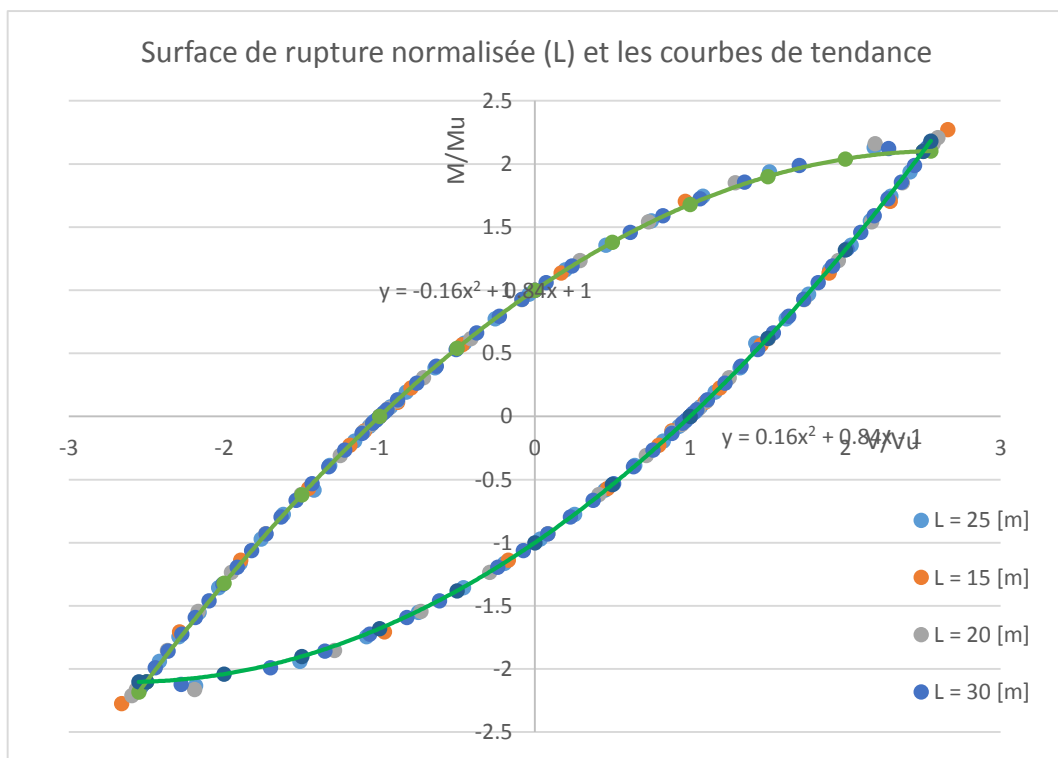


Figure 47 - Surface de rupture normalisée pour différentes valeurs de L et les courbes de tendance

Les courbes décrites par les mêmes expressions qu'au point précédent passent par la majorité des points sur la surface de rupture normalisée, sauf quelques points en extrémité. Ceci est également observé sur la surface de rupture normalisée pour différents diamètres D , mais les différences entre les points d'extrémités sont tellement petites qu'on ne peut pas les remarquer. Ces différences aux points d'extrémités sont dues au fait que les rapports entre le moment de flexion maximal M_{\max} et M_u , et les rapports entre la force horizontale maximale V_{\max} et V_u sont différents pour les différentes surface de rupture¹. Mais les différences restent petites et négligeable ; de plus avec la courbe de tendance établie, nous trouvons une surface légèrement plus petite que la vraie surface, nous sommes donc dans le côté de sécurité.

Revenons sur l'expression générale des courbes de tendance, nous avons trouvé les mêmes formules qu'au cas précédent :

$$\frac{M}{M_u} = \pm 0,16 * \left(\frac{V}{V_u}\right)^2 + 0,84 * \left(\frac{V}{V_u}\right) \mp 1 \quad [27]$$

3.5.3. Influence de la résistance du sol s_u sur la surface de rupture

Il nous reste maintenant à étudier le paramètre s_u et à voir si nous pouvons utiliser les mêmes expressions générales.

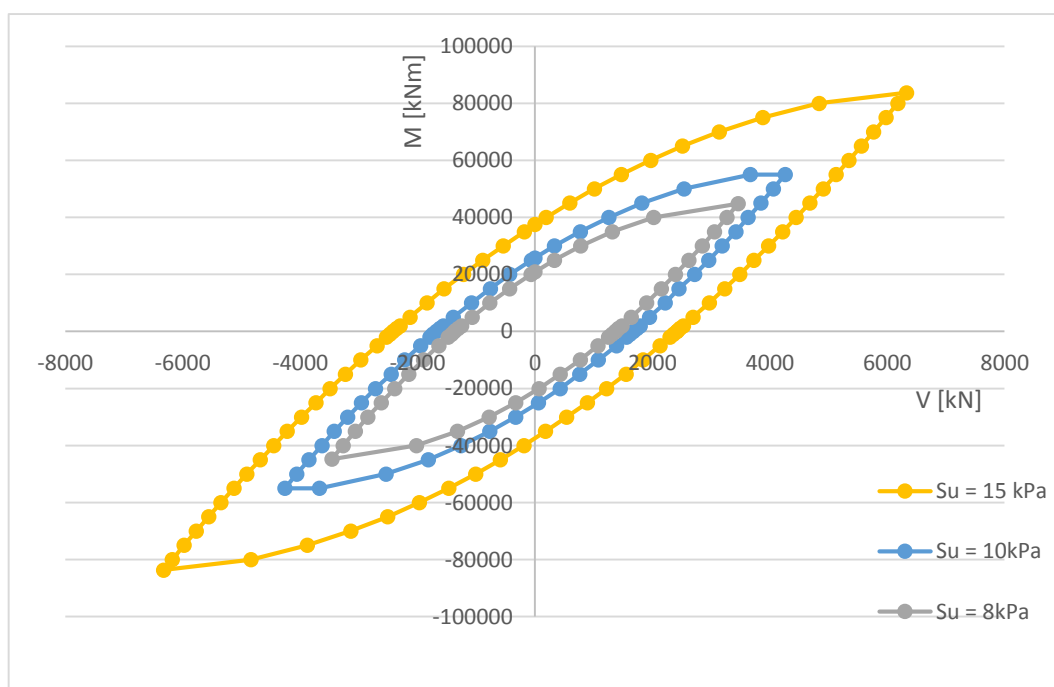


Figure 48 - Surfaces de rupture pour différentes résistances du sol

¹ (M_{\max}, V_{\max}) correspond au point d'extrémité de la surface de rupture

Les surfaces de rupture de la Figure 48 ont la même forme entre elles, comme dans le cas de différentes valeurs de D. La surface de rupture normalisée et les courbes de tendance sont donc tracées de la même manière :

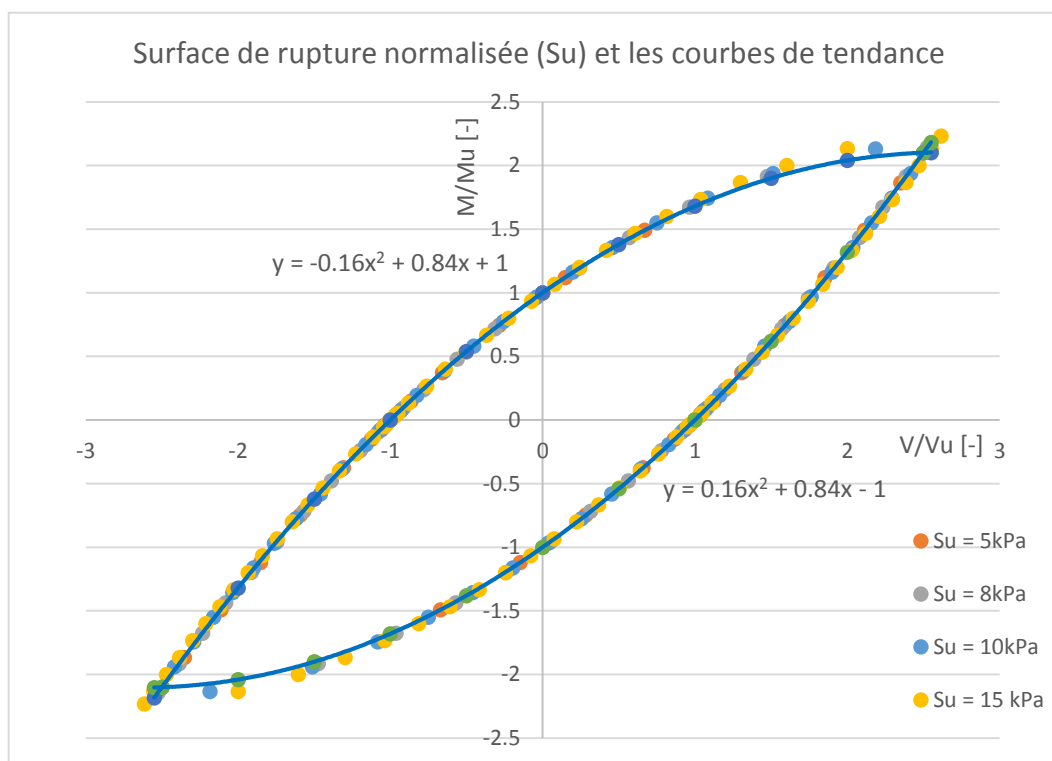


Figure 49 - Surface de rupture normalisée pour différentes valeurs de s_u et les courbes de tendance

Ce sont toujours les mêmes expressions qui permettent de décrire la surface de rupture normalisée :

$$\frac{M}{M_u} = \pm 0,16 * \left(\frac{V}{V_u}\right)^2 + 0.84 * \left(\frac{V}{V_u}\right) \mp 1 \quad [27]$$

3.5.4. Expressions générales de la surface de rupture

Nous avons fait varier chacun des trois paramètres. Pour établir l'expression générale de la surface de rupture normalisée, il faut voir si l'expression de la courbe change si nous varions 2 ou 3 paramètres en même temps.

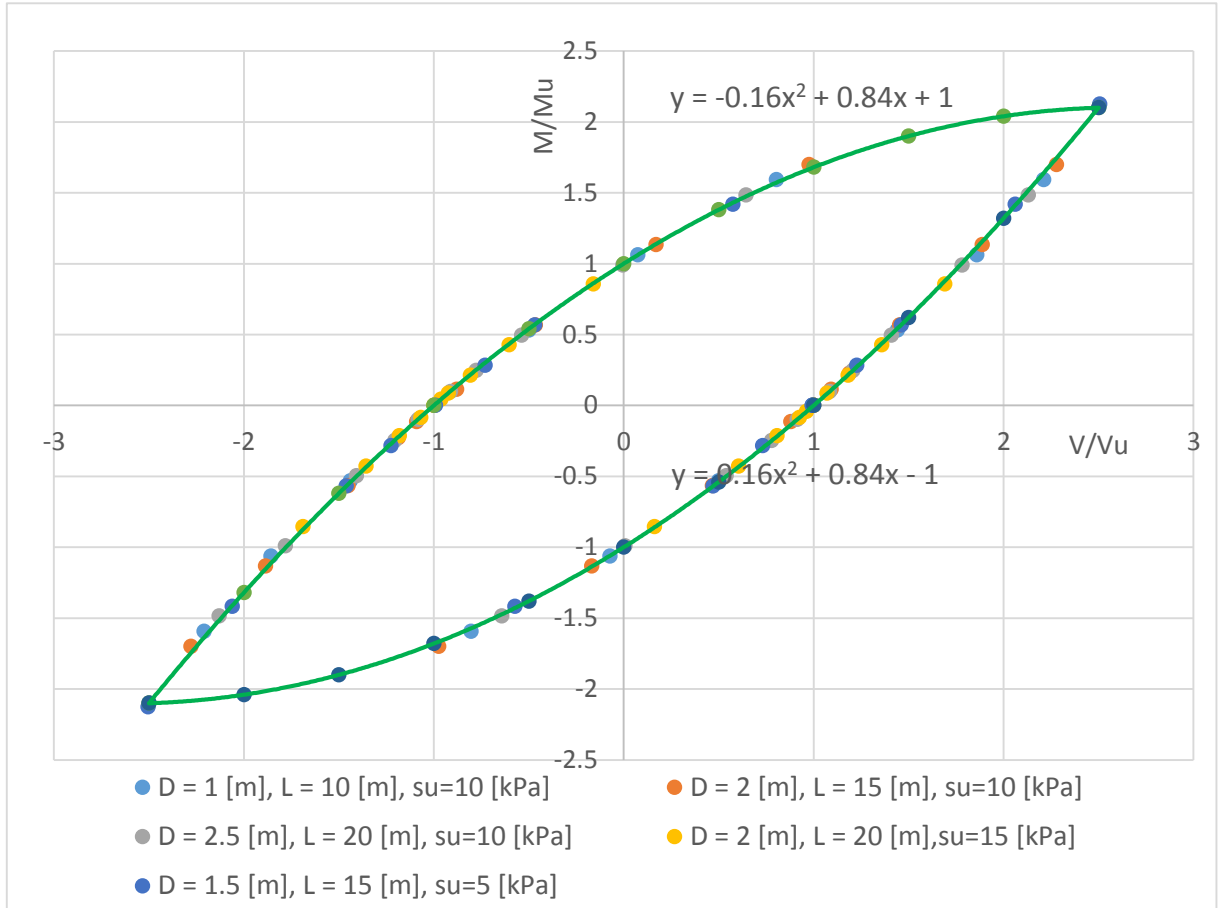


Figure 50 - Surfaces de ruptures normalisées avec les courbes tracées par l'expression générale

Nous voyons à la Figure 50 que les courbes tracées par l'expression générale passent par tous les points des surfaces de rupture de différentes configurations : l'expression générale que nous avons déterminée est donc bien validée.

Au final, après avoir étudié l'influence des différents paramètres, nous avons trouvé que l'expression suivante nous permet de tracer la surface de rupture normalisée :

$$\frac{M}{M_u} = \pm \alpha^r * \left(\frac{V}{V_u}\right)^2 + (1 - \alpha^r) * \left(\frac{V}{V_u}\right) \mp 1 \quad [28]$$

Avec

$$\alpha^r = 0,16 \quad [29]$$

Il nous faut maintenant savoir comment on peut établir M_u et V_u analytiquement.

V_u correspond à la charge horizontale à laquelle il y a plastification complète lorsque le moment de flexion est nul. La plastification complète est atteinte lorsque la contrainte du système pieu-sol p en chaque point nodal devient égale à la résistance ultime p_u correspondante. Nous savons que la résistance ultime p_u augmente linéairement depuis la

surface à une certaine profondeur X_R , puis elle reste constante. Reprenons la formule [13] qui calcule la résistance ultime p_u :

$$p_u = \begin{cases} (3s_u + \gamma'X)D + J s_u X & \text{pour } 0 < X < X_R \\ 9s_u D & \text{pour } X > X_R \end{cases} \quad [13]$$

La valeur de p_u en tête du pieu, notée p_{u1} , est calculée en prenant X (la profondeur du point étudié) égale à 0.

$$p_{u1} = 3s_u D \quad [30]$$

La valeur maximale de p_u , p_{u2} est donnée par

$$p_{u2} = 9s_u D = 3 * p_{u1} \quad [31]$$

Le schéma statique du système qui est complètement plastifié est montré dans la Figure 51 :

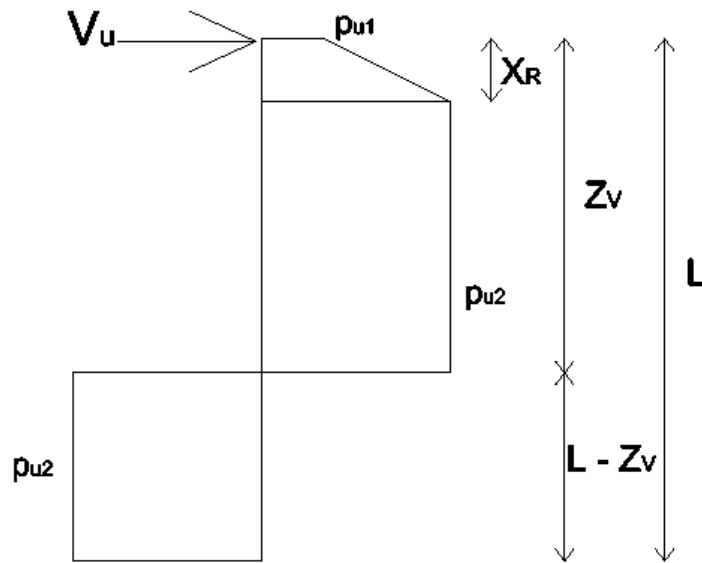


Figure 51 - Schéma statique pour le calcul de V_u

La valeur de V_u est obtenue par les équations d'équilibre.

L'équilibre des forces horizontales donne:

$$V_u + p_{u2} * (L - Z_v) = p_{u2} * (Z_v - X_R) + \frac{1}{2} X_R * (p_{u1} + p_{u2}) \quad [32]$$

L'équilibre des moments par rapport à la tête du pieu donne :

$$p_{u2} * (L - Z_V) * \left(\frac{L - Z_V}{2} + Z_V \right) = p_{u2} * (Z_V - X_R) * \left(\frac{Z_V - X_R}{2} + X_R \right) \quad [33]$$

En résolvant ce système de 2 équations à 2 inconnues, nous trouvons

$$V_u = p_{u2} * \left(2 * Z_V - L - \frac{1}{3} * X_R \right) \quad [34]$$

avec

$$Z_V = \sqrt{\frac{1}{2} * L^2 + \frac{1}{9} * X_R^2} \quad [35]$$

Ensuite, les mêmes raisonnements sont faits pour le calcul de M_u , qui est la valeur du moment de flexion qui donne la plastification complète avec une charge horizontale nulle.

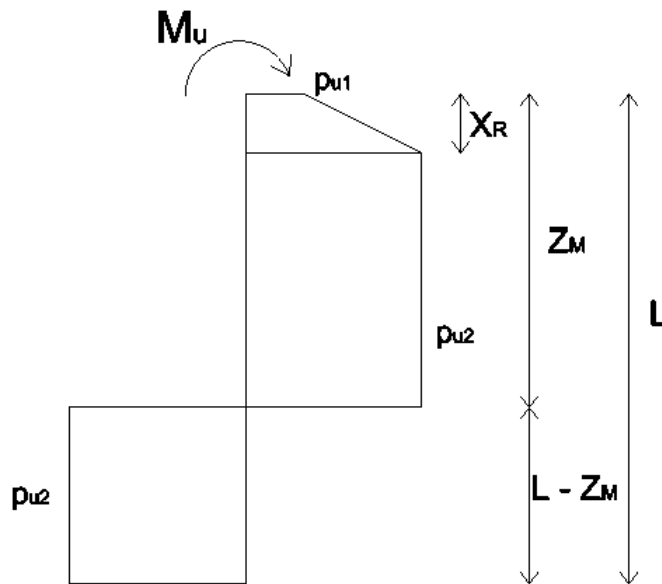


Figure 52 - Schéma statique pour le calcul de M_u

L'équilibre des forces horizontales :

$$p_{u2} * (L - Z_M) = p_{u2} * (Z_M - X_R) + \frac{1}{2} X_R * (p_{u1} + p_{u2}) \quad [36]$$

L'équilibre des moments par rapport à la tête du pieu :

$$p_{u2}(L - Z_M) \frac{L + Z_M}{2} = p_{u2}(Z_M - X_R) \frac{Z_M + X_R}{2} + \frac{2}{3} X_R * p_{u2} * \left(X_R - \frac{X_R}{3} \frac{2p_{u1} + p_{u2}}{p_{u1} + p_{u2}} \right) + M_u \quad [37]$$

En résolvant ce système de 2 équations pour 2 inconnus, nous trouvons :

$$M_u = \frac{1}{2} p_{u2} * (L^2 - 2 * Z_M^2 + \frac{2}{9} * X_R^2) \quad [38]$$

avec

$$Z_M = \frac{1}{2} L + \frac{1}{6} X_R \quad [39]$$

3.5.5. Autres critères de dimensionnements

En pratique, la rupture avec la plastification complète n'est pas le seul critère qui dimensionne la fondation d'offshore. Dans les normes, la rotation en tête du pieu est souvent limitée, ceci ressemble à la vérification de l'état limite de service (ELS) que nous faisons pour les dimensionnements des structures. Nous trouvons la structure de support et les machineries avec la turbine au-dessus de la fondation, de ce fait si la rotation en tête du pieu est trop importante, il peut y avoir une mauvaise influence sur le bon fonctionnement des structures supérieures. Dans cette partie du mémoire, nous allons présenter l'allure de la surface de rupture définie par le critère ELS. La limite de la rotation en tête du pieu est choisie égale à 0,25°. Nous devons donc trouver une surface sur laquelle chaque point correspond une combinaison de (M, V) qui donne la rotation en tête du pieu égale ou légèrement inférieure à 0,25°.

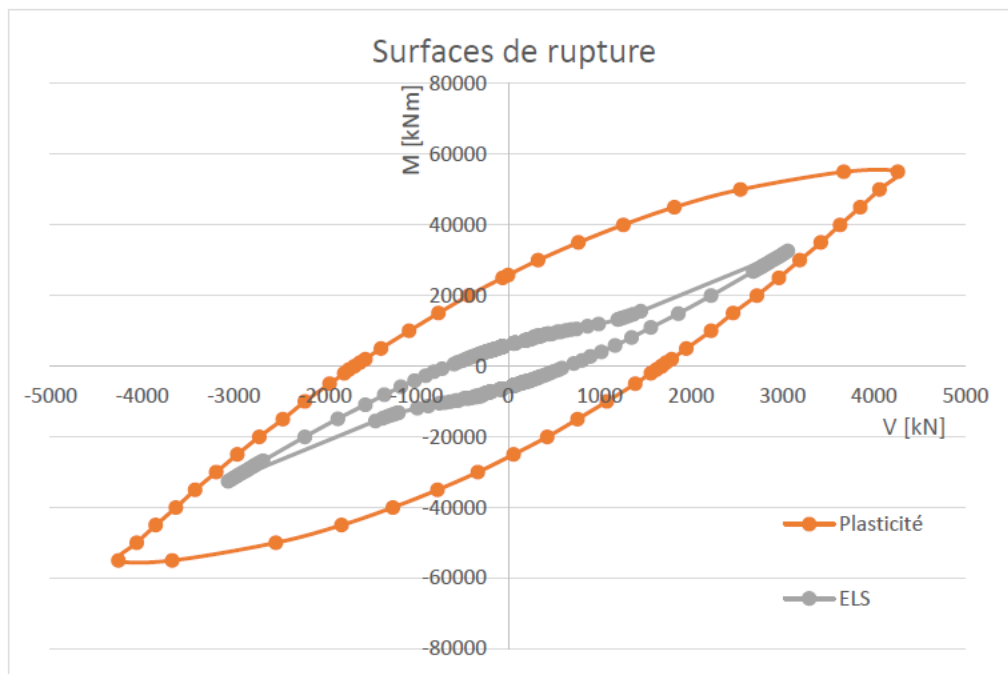


Figure 53 - Surfaces de rupture de la plastification complète et d'ELS du cas de référence

A la Figure 53, nous avons tracé les surfaces de rupture selon le critère de la plastification complète (en orange) et selon le critère d'ELS (en gris) pour le cas de référence². La surface d'ELS est plus petite que la surface de la plastification complète, c'est-à-dire que si nous voulons respecter le critère d'ELS, nous n'arriverons pas à mobiliser la plastification complète du système pieu-sol. Dans le reste de ce travail, nous allons néanmoins nous baser sur le critère de la plastification complète, et en pratique il est toujours possible de modifier les résultats selon les besoins pour les critères d'ELS.

3.6. Surface de plasticité

Dans la partie précédente, nous avons étudié la surface de rupture où nous avons la plastification complète et nous avons pu déterminer une expression générale qui nous permet de tracer cette surface de rupture pour n'importe quel système pieu-sol. Afin de pouvoir faire les études de macroéléments, il nous faut encore trouver l'expression de la surface de plasticité. La surface de plasticité définit la zone dans laquelle le système reste élastique et en dehors de laquelle nous passons à la phase plastique. Chaque point sur cette surface de plasticité correspond à une combinaison (M , V) qui mobilise les premiers points plastifiés, c'est-à-dire que pour des efforts légèrement inférieurs à cette combinaison, il n'y a aucun point plastifié. En respectant les mêmes chemins de chargement (chemins obliques), la surface de plasticité du cas de référence est présentée à la Figure 54 :

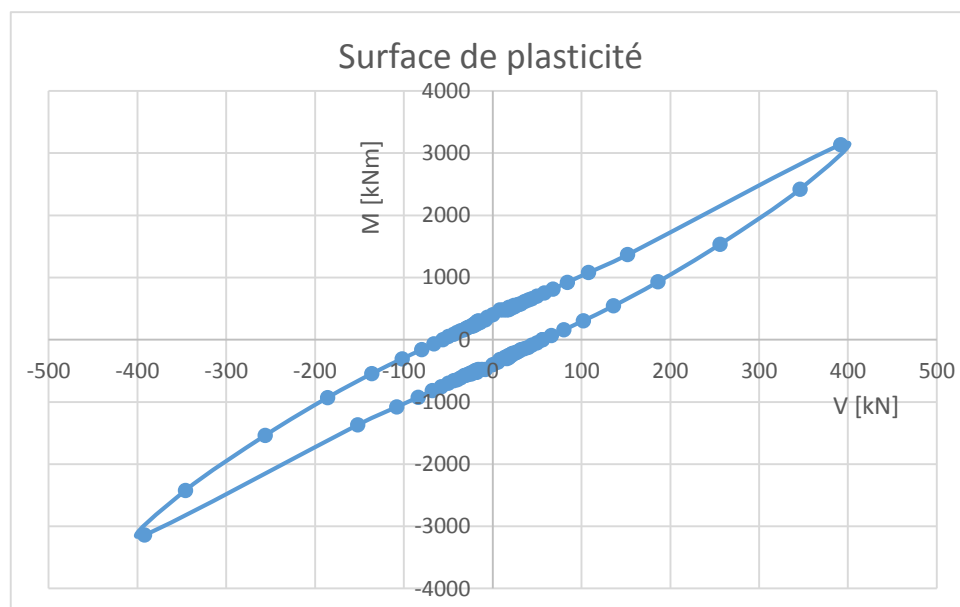


Figure 54 - Surface de plasticité du cas de référence

² Les propriétés du cas de référence sont présentées dans le Tableau 4.

De la Figure 54, nous avons toujours une surface symétrique à l'origine et cette surface est très étroite, ceci traduit par le fait que le système devient très vite plastique. Nous pouvons encore comparer cette surface de plasticité avec la surface de rupture :

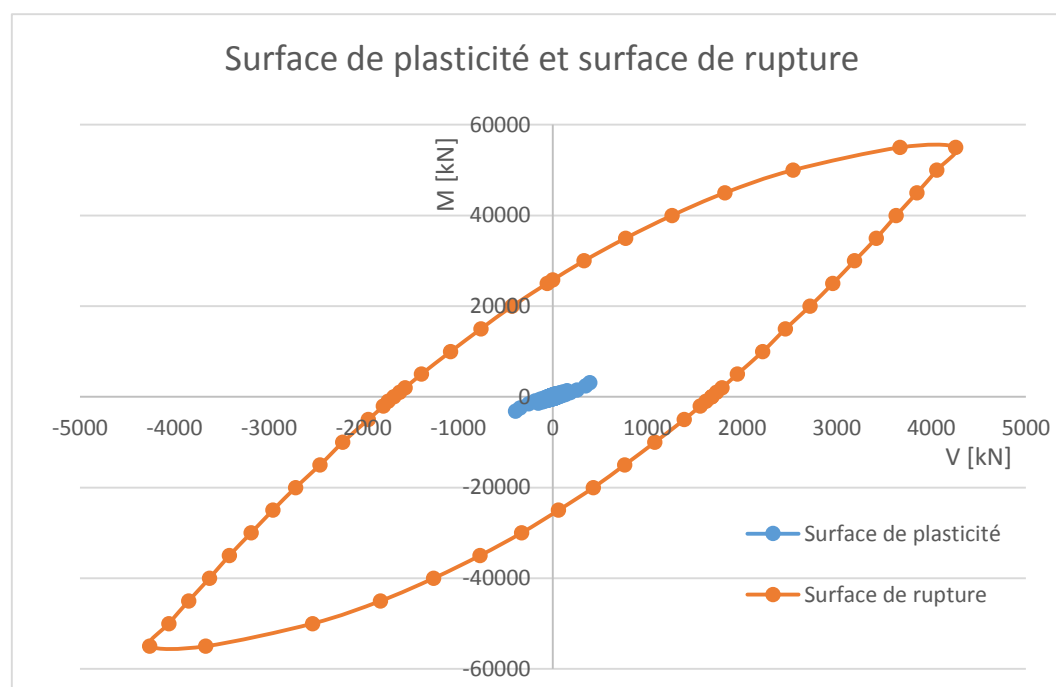


Figure 55 - Comparaison de la surface de plasticité avec la surface de rupture du cas de référence

Sur la Figure 55, nous pouvons remarquer que la surface de plasticité (en bleu) est minuscule par rapport à la surface de rupture (en orange). Ceci nous prouve qu'il est bel et bien nécessaire de faire des analyses plastiques pour mieux profiter de la résistance du système, vu que le système passe très vite de l'élasticité à la plasticité.

3.6.1. Détermination de l'expression générale de la surface de plasticité

La méthodologie utilisée pour déterminer l'expression de la surface de plasticité est semblable à celle de la surface de rupture : nous traçons d'abord les différentes surfaces du cas de références en variant à chaque fois un des trois paramètres, nous essayons ensuite de trouver des expressions mathématiques grâce aux courbes de tendance, et nous regardons si ces expressions se ressemblent et si nous pouvons en établir une qui permet de décrire toutes les surfaces de plasticité.

Dans la détermination de l'expression générale de la surface de rupture, nous avons normalisé les surface avec M_u et V_u que nous avons pu déterminer analytiquement. Dans cette partie, nous allons garder les mêmes valeurs de M_u et V_u pour réaliser la normalisation des surfaces de plasticité.

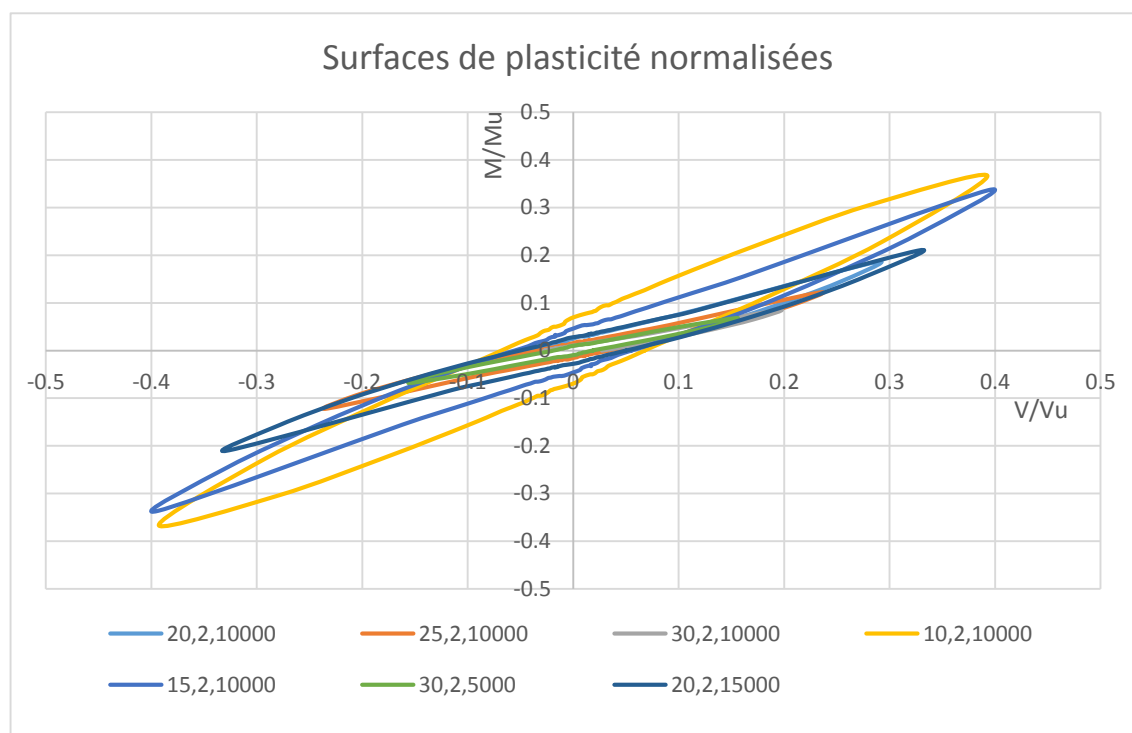


Figure 56 - Surfaces de plasticité normalisées des différentes configurations

A la Figure 56, nous trouvons les différentes surfaces de plasticité pour différentes configurations du système pieu-sol. Nous voyons qu'elles sont assez différentes d'une à l'autre avec différentes inclinaisons. En effet, l'inclinaison de la surface dépend du rapport de la longueur et du diamètre du pieu. De la Figure 57, nous pouvons comparer les allures des contraintes p en fonction de la profondeur, au moment où le premier point plastifie, pour $L/D=5$ (à gauche) et pour $L/D=12,5$ (à droite). Ayant la même valeur de diamètre, ces deux pieux possèdent la même valeur de résistance ultime. C'est toujours en tête du pieu que nous avons le premier point plastifié car c'est là où la résistance ultime est la plus faible et c'est aussi l'endroit où les efforts sont appliqués. Par ailleurs, vu que le pieu à droite ($L/D=12,5$) est plus long, sa partie inférieure n'est pas vraiment mobilisée pour reprendre les efforts. Ceci ressemble au cas du pieu encastré en pied et chargé en tête ; l'allure de p est donc d'autant plus flexible que le pieu est plus court. Cet effet d'encastrement n'est pas du tout remarquable dans le cas du pieu à gauche ($L/D=5$). L'impact de l'encastrement du pied augmente avec le rapport L/D , c'est la raison pour laquelle nous avons des surfaces de plasticité de différentes inclinaisons. (Ouvrages Géotechniques, 2013)

Nous pouvons alors nous poser la question suivante : pourquoi dans les surfaces de rupture n'y a-t-il pas d'inclinaisons différentes ?

La réponse est qu'à la rupture, tous les points sont plastifiés, autrement dit, ils ont atteint leurs résistances ultimes ; et nous savons que la résistance à l'état limite plastique est indépendante du chemin parcouru pour y arriver. Donc peu importe que le pieu soit encastré ou pas et peu importe que les allures de p pour arriver aux résistances ultimes soient flexibles ou rectilignes, ce qui compte est le moment où nous avons $p = p_u$.

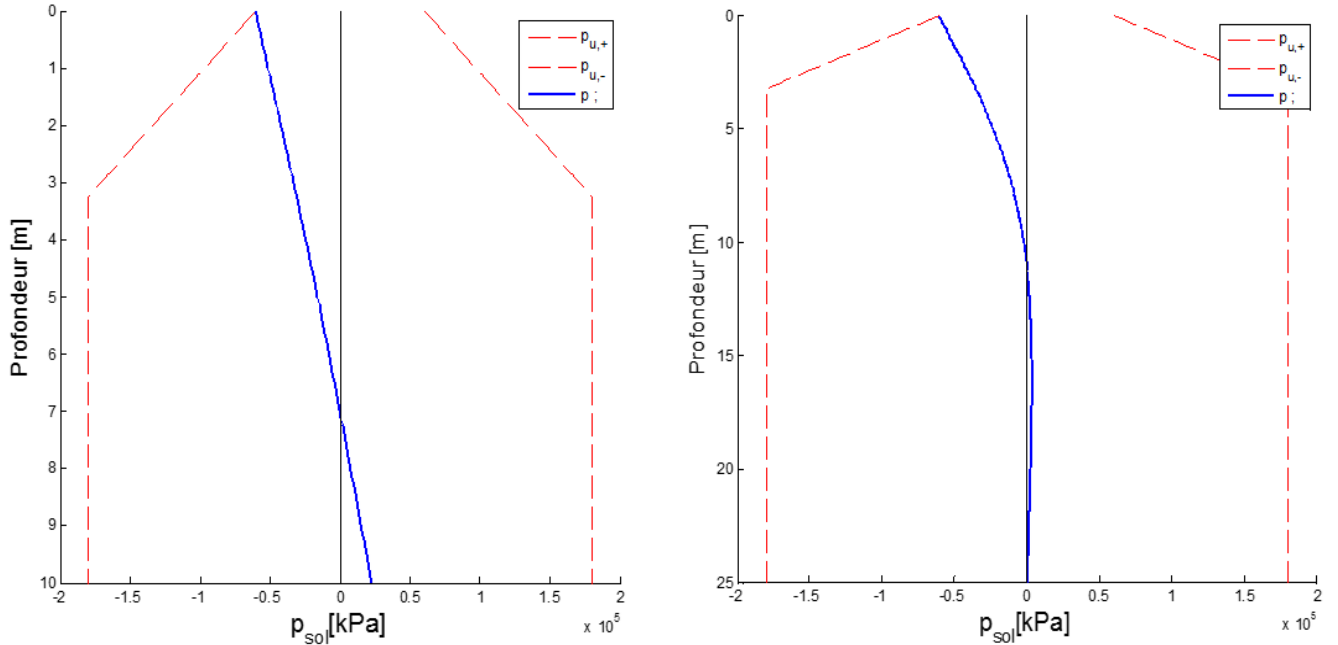


Figure 57 - Comparaison des allures de p pour $L/D=5$ et $L/D=12,5$

Afin de trouver l'expression générale des surfaces de plasticité, nous devons alors tracer séparément les surfaces de plasticité pour différents rapports L/D et déterminer pour chaque L/D une expression générale ; ensuite nous étudions les évolutions des facteurs de l'expression en fonction de L/D .

L'expression finale est

$$\frac{M}{M_u} = \pm \alpha^p * \left(\frac{V}{V_u} \right)^2 + A * \left(\frac{\alpha^p}{\alpha^r} - \alpha^p \right) * \left(\frac{V}{V_u} \right) \mp B \quad [40]$$

avec

$$\alpha^p = 0,25 \quad [41]$$

$$\alpha^r = 0,16 \quad [29]$$

$$A = -0,04a + 0,85 \quad [42]$$

$$B = A/15 \quad [43]$$

$$a = \frac{L}{D} \quad [44]$$

3.7. Détermination des raideurs élastiques

Il nous faut maintenant déterminer les raideurs élastiques pour pouvoir commencer à faire des études sur le macroélément.

Dans les notes de cours 'Ouvrages géotechniques', les formules suivantes sont proposées pour le cas où k est constant avec la profondeur ; k est la raideur du sol, que nous pouvons déduire de la courbe p - y . Cependant, dans notre cas, la valeur de k n'est constante qu'après une certaine profondeur X_R . Nous allons d'abord vérifier si les formules proposées sont valables pour notre modèle numérique en admettant $X_R = 0$. Ensuite, en prenant la vraie valeur de X_R nous allons regarder si les erreurs sont assez négligeables pour nous permettre d'utiliser ces formules.

Pour un pieu isolé, libre en tête et soumis à un effort horizontal V (Ouvrages Géotechniques, 2013)

$$y(\xi) = \frac{2V}{kL} * e^{-\xi} \cos(\xi) \quad [45]$$

avec

ξ la profondeur réduite qui vaut z/L

z la profondeur du point étudié

L la longueur de transfert $L = 1/\lambda$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}}$$

Le déplacement cherché est en tête du pieu où $z = 0$, ξ est ainsi nul, ceci donne :

$$y = \frac{2V}{kL} \quad [46]$$

Nous allons comparer cette formule analytique avec les résultats numériques³ :

³ En prenant $X_R = 0$

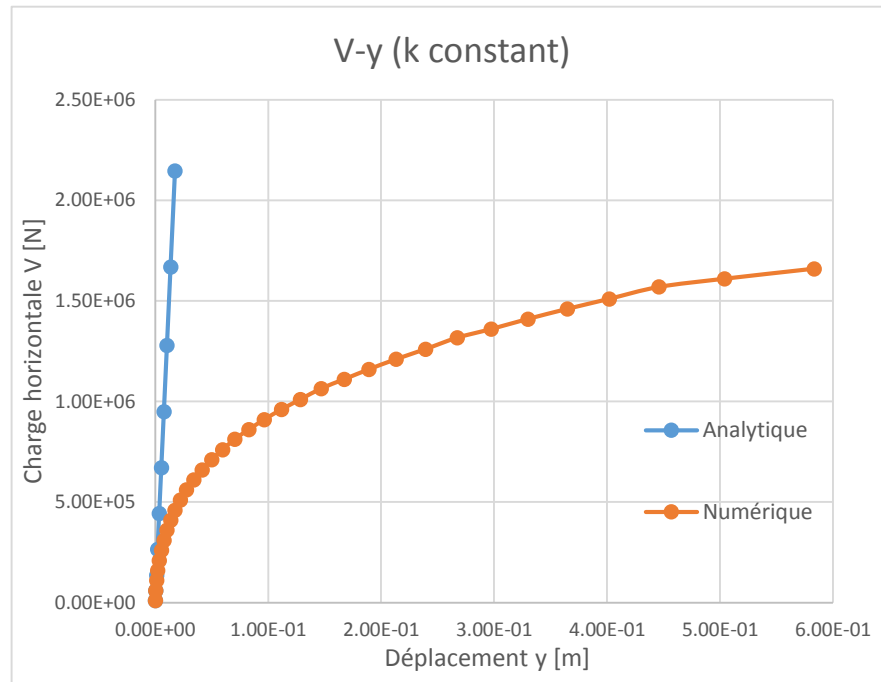


Figure 58 - Comparaison des résultats analytique et numériques pour la raideur élastique V-y

La courbe en orange de la Figure 58 représente l'évolution de la charge horizontale en fonction des déplacements selon les résultats numériques et la droite en bleu est tracée selon la formule [46]. Pour mieux voir les détails autour de l'origine où nous pouvons voir ce qui se passe dans la zone élastique, nous pouvons faire un zoom :

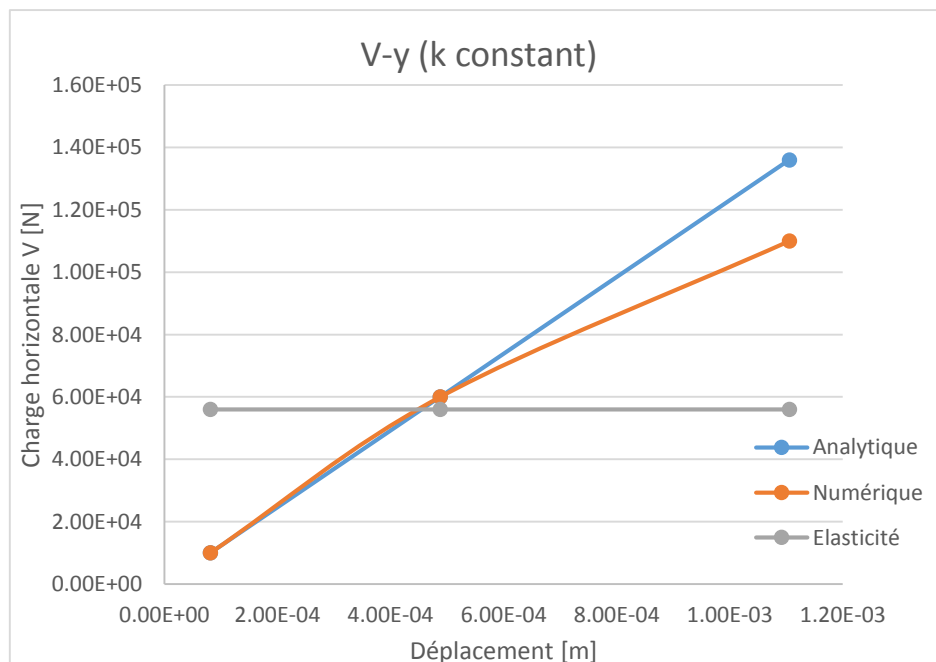


Figure 59 - Comparaison des résultats analytique et numériques pour la raideur élastique V-y (zoom)

A la Figure 59 la droite en gris est la charge horizontale qui donne un premier point plastifié, c'est-à-dire que c'est la charge qui définit la zone élastique. La courbe numérique colle très bien avec la droite analytique près de l'origine ; elle s'écarte par la suite, car elle est non-linéaire. Mais dans la zone élastique le résultat analytique correspond assez bien au résultat numérique.

Maintenant nous allons comparer le résultat analytique avec le résultat numérique en prenant la vraie allure de la raideur k :

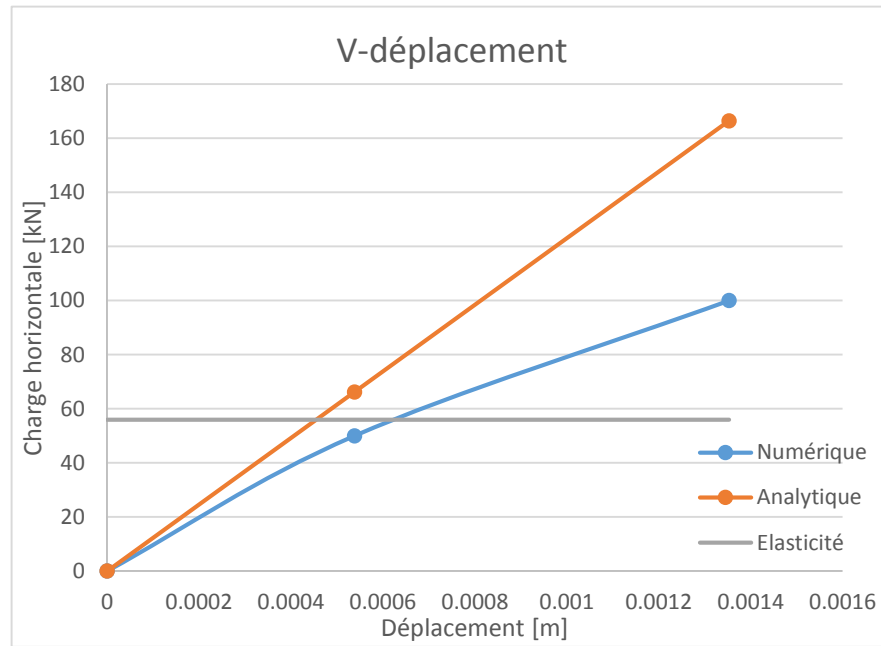


Figure 60 - Comparaison des résultats analytique et numériques pour la raideur élastique V-y avec k non constant (zoom)

Nous voyons à la Figure 60 que les deux résultats sont quand même différents. Cette différence peut être grande si la valeur de X_R est importante. La valeur de X_R dépend surtout du diamètre du pieu. Comme nous l'avons discuté précédemment, un pieu d'offshore est relativement élancé, c'est-à-dire que le rapport L/D est relativement important. Dans ce cas-ci, la valeur de X_R est négligeable par rapport à la longueur du pieu, nous pouvons donc utiliser la méthode considérant que la raideur k est constante. Pour un pieu isolé, libre en tête et soumis à un moment M (Ouvrages Géotechniques, 2013):

$$y(\xi) = \frac{2M}{kL^2} * e^{-\xi} (\cos(\xi) - \sin(\xi)) \quad [47]$$

En prenant $\xi = 0$, nous obtenons

$$y = \frac{2M}{kL^2} \quad [48]$$

Les mêmes vérifications ont été faites pour la formule [48] de la raideur élastique du déplacement sous le moment de flexion⁴. Ici l'équation [48], donne un déplacement positif pour un moment de flexion positif, tandis que dans notre modèle numérique, nous obtenons un déplacement négatif pour un moment de flexion positif ; il faut donc mettre un signe négatif pour tenir compte cette convention de signe.

$$y = -\frac{2M}{kL^2} \quad [49]$$

En connaissant la raideur élastique en déplacement, nous pouvons aussi en déduire la raideur élastique en rotation :

$$\begin{aligned} y &= \frac{2V}{kL} - \frac{2M}{kL^2} \\ \theta &= -\frac{2V}{kL^2} + \frac{4M}{kL^3} \end{aligned} \quad [50]$$

Nous pouvons aussi la réécrire sous la forme suivante :

$$\begin{pmatrix} V \\ M \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} K_{Vy} & K_{V\theta} \\ K_{My} & K_{M\theta} \end{pmatrix} * \begin{pmatrix} y \\ \theta \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} kL & \frac{kL^2}{2} \\ \frac{kL^2}{2} & \frac{kL^3}{2} \end{pmatrix} * \begin{pmatrix} y \\ \theta \end{pmatrix} \quad [51]$$

3.8. Macroélément

La modélisation numérique basée sur les éléments finis est essentiellement utile pour faire des analyses et des dimensionnements, mais elle est complexe et coûteuse dans le temps. Il y a des méthodes théoriques qui sont beaucoup plus simples à utiliser, qui donnent des relations directes entre les charges appliquées (V, M, N) et les réponses du système (déplacement, rotation, etc), mais ces méthodes ne sont applicables que pour les comportements linéaires. Le concept du macroélément a donc été introduit, initialement par Nova et Montrasio en 1991, pour simplifier la modélisation des éléments finis en donnant une matrice des raideurs semblable à la celle des raideurs élastiques et qui en même temps permettrait de tenir compte de l'effet de la non-linéarité.

⁴ Les graphiques se trouvent dans les annexes.

Dans notre cas, le système pieu-sol chargé par une force horizontale et un moment de flexion en tête du pieu sera simulé par un ressort en rotation et un ressort latéral. Et le développement du macroélément va permettre de déterminer les raideurs de ces ressorts.

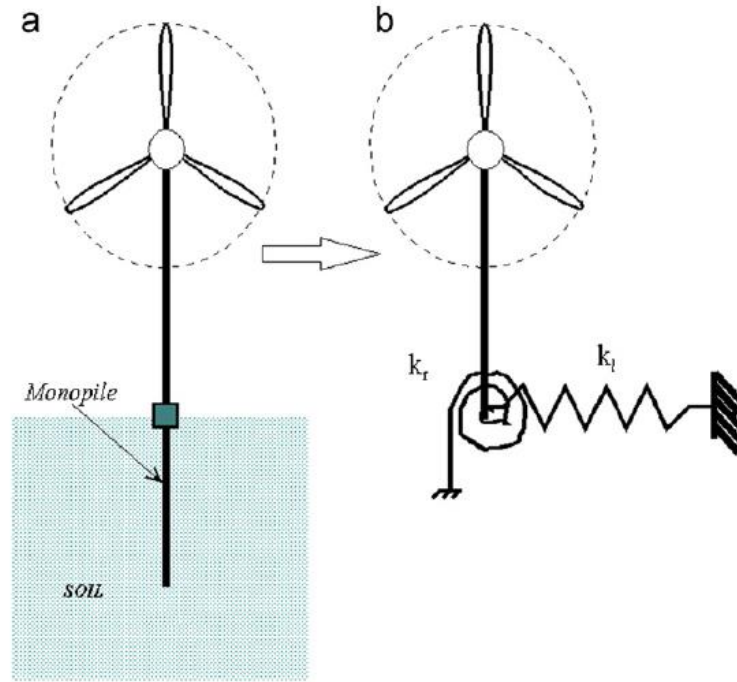


Figure 61 - Idéalisation de la fondation avec le macroélément (S.Bhattacharya, 2011)

L'objectif de cette partie du travail consiste donc à déterminer une matrice des raideurs comme suit :

$$\begin{pmatrix} V \\ M \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} K_{Vy}^p & K_{V\theta}^p \\ K_{My}^p & K_{M\theta}^p \end{pmatrix} * \begin{pmatrix} y \\ \theta \end{pmatrix} \quad [52]$$

Initialement, sous des charges faibles, le comportement du système pieu-sol est élastique. Ce comportement élastique est décrit par les raideurs élastiques vis-à-vis de la charge horizontale et du moment de flexion. Pour rappel, l'expression de cette matrice des raideurs élastiques est reprise ci-dessous :

$$\begin{pmatrix} V \\ M \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} K_{Vy} & K_{V\theta} \\ K_{My} & K_{M\theta} \end{pmatrix} * \begin{pmatrix} y \\ \theta \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} kL & \frac{kL^2}{2} \\ \frac{kL^2}{2} & \frac{kL^3}{2} \end{pmatrix} * \begin{pmatrix} y \\ \theta \end{pmatrix} \quad [51]$$

Les significations des différents paramètres sont décrites dans le paragraphe précédent.

Si les charges augmentent, le système va atteindre la surface de plasticité qui définit la zone dans laquelle le sol se comporte toujours de manière élastique. L'expression générale de la surface de plasticité a été établie au paragraphe 3.6.1 et est rappelée ici :

$$\frac{M}{M_u} = \pm \alpha^p * \left(\frac{V}{V_u}\right)^2 + A * \left(\frac{\alpha^p}{\alpha^r} - 1\right) * \left(\frac{V}{V_u}\right) \mp B \quad [40]$$

avec

$$\alpha^p = 0,25 \quad [41]$$

$$\alpha^r = 0,16 \quad [29]$$

$$A = -0,04a + 0,85 \quad [42]$$

$$B = A/15 \quad [43]$$

$$a = \frac{L}{D} \quad [44]$$

La surface de plasticité est donc définie par la fonction

$$f^p(M, V) \equiv \frac{M}{M_u} \mp \alpha^p * \left(\frac{V}{V_u}\right)^2 - A * \left(\frac{\alpha^p}{\alpha^r} - 1\right) * \left(\frac{V}{V_u}\right) \pm B \quad [53]$$

Lorsque le chargement est trop important, nous arrivons à la surface de rupture :

$$\frac{M}{M_u} = \pm \alpha^r * \left(\frac{V}{V_u}\right)^2 + (1 - \alpha^r) * \left(\frac{V}{V_u}\right) \mp 1 \quad [28]$$

La surface de rupture est donc définie par

$$f^r(M, V) \equiv \frac{M}{M_u} \mp \alpha^r * \left(\frac{V}{V_u}\right)^2 - (1 - \alpha^r) * \left(\frac{V}{V_u}\right) \pm 1 \quad [54]$$

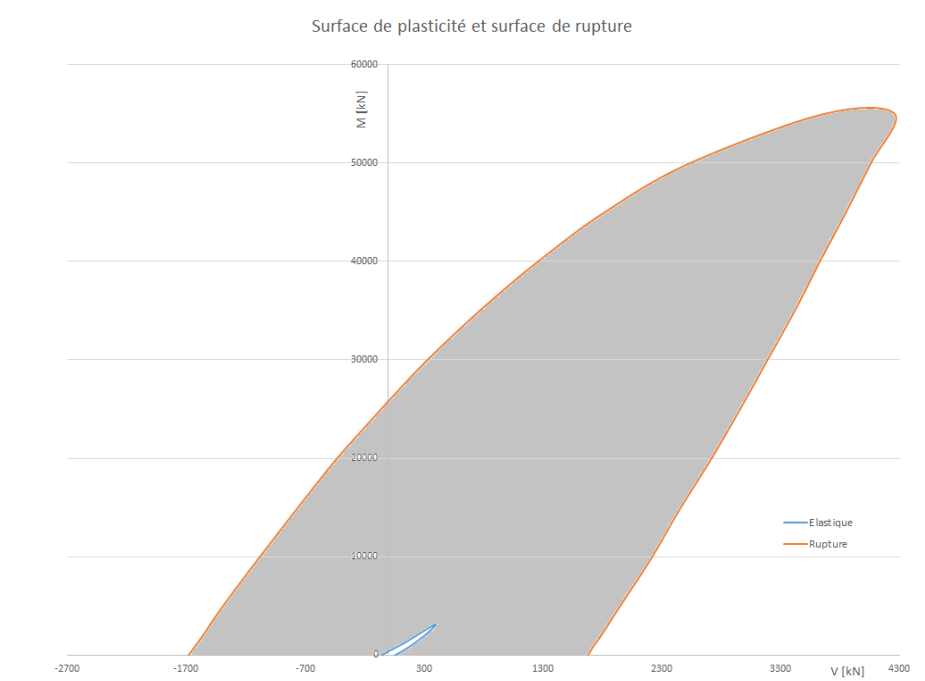


Figure 62 - Zones élastique et plastique

Quand le chargement est à l'intérieur de la surface de plasticité (courbe en bleu de la Figure 62), qui est très petite par rapport à la surface de rupture, le comportement est élastique. Lorsque le comportement devient plastique, sous des chargements plus importants, il y a écoulement et la surface de plasticité tend vers la surface de rupture ; ceci revient à augmenter la zone englobée par la surface de plasticité et en même temps à diminuer la zone plastique (zone en gris à la Figure 62) jusqu'elle devienne nulle. Il faut donc définir une loi d'écrouissage qui décrit l'évolution de la surface de plasticité vers la surface de rupture.

3.8.1. Fonctionnement du macroélément

Avec les incréments de rotation, nous étudions pas à pas la réponse du système. Pour un pas donné, nous calculons les valeurs des efforts correspondants, la position de l'état de chargement par rapport à la surface de plasticité et l'écrouissage de la surface.

3.8.1.1. Prédicteur élastique

A partir d'un point dont l'état de chargement (M_1, V_1) est connu, nous appliquons un incrément de déplacement $(\Delta y, \Delta \theta)$ qui nous donne un incrément de chargement $(\Delta M, \Delta V)$ grâce à la matrice des raideurs élastiques :

$$\begin{pmatrix} \Delta V \\ \Delta M \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} K_{Vy} & K_{V\theta} \\ K_{My} & K_{M\theta} \end{pmatrix} * \begin{pmatrix} \Delta y \\ \Delta \theta \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} kL & \frac{kL^2}{2} \\ \frac{kL^2}{2} & \frac{kL^3}{2} \end{pmatrix} * \begin{pmatrix} \Delta y \\ \Delta \theta \end{pmatrix} \quad [55]$$

Le nouvel état de chargement est ainsi obtenu :

$$M^* = M_1 + \Delta M \quad [56]$$

$$N^* = N_1 + \Delta N \quad [57]$$

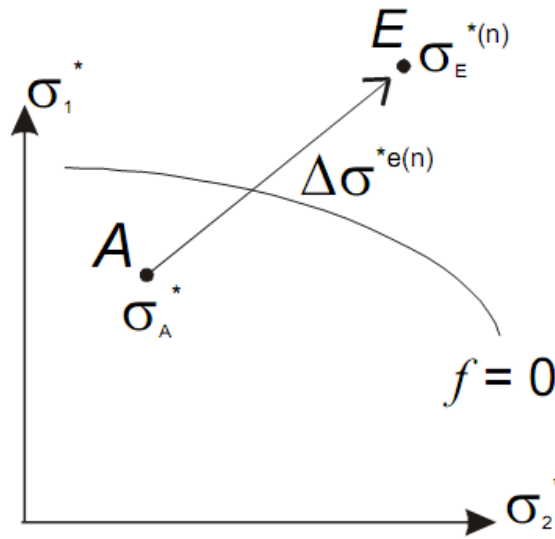


Figure 63 - Prédicteur élastique (Méthodes numériques non linéaires)

Comme la Figure 63 le montre, partant du point de départ A avec son état de chargement σ_A^* , après avoir appliqué un prédicteur élastique $\Delta\sigma^{*e(n)}$, nous trouvons le point E.

Nous devons ensuite vérifier la position de ce nouveau point par rapport à la surface de plasticité, c'est-à-dire vérifier la condition de plasticité de cet état de chargement à l'aide de la formule [54] :

- Si $f^p \leq 0$, la condition de plasticité est bien respectée, le nouvel état de chargement se trouve à l'intérieur de la surface de plasticité. Le comportement du système est toujours complètement élastique, l'état (M^*, V^*) est donc le résultat final de ce pas de calcul.
- Si $f^p > 0$, le point se situe dehors de la surface de plasticité. Il faut donc tenir compte de l'effet plastique en calculant un correcteur plastique. Ce correcteur va ramener l'état de chargement, qui est dans la zone plastique, sur la surface de plasticité.

3.8.1.2. Correcteur plastique sans l'écrouissage

Lorsque l'état de chargement obtenu après le prédicteur élastique se trouve hors de la surface de plasticité, les résultats de cet état de chargement possèdent donc une composante plastique. Dans ce paragraphe, nous allons déterminer l'expression du correcteur plastique sans l'écrouissage, c'est-à-dire que la surface de plasticité reste inchangée ; l'évolution de cette surface de plasticité sera prise en compte dans le prochain paragraphe.

L'objectif du correcteur plastique est de ramener les points sur la surface de plasticité dont l'expression est connue ; il faut donc vérifier à tout moment la condition suivante :

$$f^p(M_E^* + \Delta M^p, V_E^* + \Delta V^p) = 0 \quad [58]$$

En utilisant le développement de Taylor au premier ordre de cette équation, nous avons :

$$f^p(M_E^* + \Delta M^p, V_E^* + \Delta V^p) \\ f^p(M_E^*, V_E^*) + \frac{\partial f}{\partial M} * \Delta M^p + \frac{\partial f}{\partial V} * \Delta V^p = 0 \quad [59]$$

Nous pouvons ainsi trouver un multiplicateur plastique qui permet de calculer les résultats plastiques :

$$\Delta \lambda^p = \frac{f^p(M_E^*, V_E^*)}{\frac{\partial f^p}{\partial M} * \left(K_{M\theta} \frac{\partial f^p}{\partial M} + K_{My} \frac{\partial f^p}{\partial V} \right) + \frac{\partial f^p}{\partial V} * \left(K_{V\theta} \frac{\partial f^p}{\partial M} + K_{Vy} \frac{\partial f^p}{\partial V} \right)} \quad [60]$$

avec les incréments de correction plastiques⁵ :

$$\Delta M^p = \Delta \lambda^p * \left(K_{M\theta} \frac{\partial f}{\partial M} + K_{My} \frac{\partial f}{\partial V} \right) \\ \Delta V^p = \Delta \lambda^p * \left(K_{V\theta} \frac{\partial f}{\partial M} + K_{Vy} \frac{\partial f}{\partial V} \right) \quad [61]$$

Les déplacements plastiques sont donnés par :

⁵ Ici nous avons supposé que le modèle est associé, il n'apparaît donc pas dans la fonction du potentiel plastique.

$$\begin{aligned}\Delta y^p &= \Delta \lambda^p * \frac{\partial f}{\partial V} \\ \Delta \theta^p &= \Delta \lambda^p * \frac{\partial f}{\partial M}\end{aligned}\tag{62}$$

La matrice des raideurs qui tient compte de la plasticité est donc la suivante :

$$\begin{pmatrix} \Delta V \\ \Delta M \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} K_{Vy}^p & K_{V\theta}^p \\ K_{My}^p & K_{M\theta}^p \end{pmatrix} * \begin{pmatrix} \Delta y \\ \Delta \theta \end{pmatrix}\tag{63}$$

avec

$$K_{Vy}^p = K_{Vy} - \frac{\left(\frac{\partial f^p}{\partial M} * K_{My} + \frac{\partial f^p}{\partial V} * K_{Vy} \right) * \left(K_{V\theta} \frac{\partial f^p}{\partial M} + K_{Vy} \frac{\partial f^p}{\partial V} \right)}{\frac{\partial f^p}{\partial M} * \left(K_{M\theta} \frac{\partial f^p}{\partial M} + K_{My} \frac{\partial f^p}{\partial V} \right) + \frac{\partial f^p}{\partial V} * \left(K_{V\theta} \frac{\partial f^p}{\partial M} + K_{Vy} \frac{\partial f^p}{\partial V} \right)}\tag{64}$$

$$K_{V\theta}^p = K_{V\theta} - \frac{\left(\frac{\partial f^p}{\partial M} * K_{M\theta} + \frac{\partial f^p}{\partial V} * K_{V\theta} \right) * \left(K_{V\theta} \frac{\partial f^p}{\partial M} + K_{Vy} \frac{\partial f^p}{\partial V} \right)}{\frac{\partial f^p}{\partial M} * \left(K_{M\theta} \frac{\partial f^p}{\partial M} + K_{My} \frac{\partial f^p}{\partial V} \right) + \frac{\partial f^p}{\partial V} * \left(K_{V\theta} \frac{\partial f^p}{\partial M} + K_{Vy} \frac{\partial f^p}{\partial V} \right)}\tag{65}$$

$$K_{My}^p = K_{My} - \frac{\left(\frac{\partial f^p}{\partial M} * K_{My} + \frac{\partial f^p}{\partial V} * K_{Vy} \right) * \left(K_{M\theta} \frac{\partial f^p}{\partial M} + K_{My} \frac{\partial f^p}{\partial V} \right)}{\frac{\partial f^p}{\partial M} * \left(K_{M\theta} \frac{\partial f^p}{\partial M} + K_{My} \frac{\partial f^p}{\partial V} \right) + \frac{\partial f^p}{\partial V} * \left(K_{V\theta} \frac{\partial f^p}{\partial M} + K_{Vy} \frac{\partial f^p}{\partial V} \right)}\tag{66}$$

$$K_{M\theta}^p = K_{M\theta} - \frac{\left(\frac{\partial f^p}{\partial M} * K_{M\theta} + \frac{\partial f^p}{\partial V} * K_{V\theta} \right) * \left(K_{M\theta} \frac{\partial f^p}{\partial M} + K_{My} \frac{\partial f^p}{\partial V} \right)}{\frac{\partial f^p}{\partial M} * \left(K_{M\theta} \frac{\partial f^p}{\partial M} + K_{My} \frac{\partial f^p}{\partial V} \right) + \frac{\partial f^p}{\partial V} * \left(K_{V\theta} \frac{\partial f^p}{\partial M} + K_{Vy} \frac{\partial f^p}{\partial V} \right)}\tag{67}$$

Ainsi pour chaque état de chargement qui se situe en dehors de la surface de plasticité, nous pouvons calculer les correcteurs plastiques et les déplacements plastiques correspondants. Le nouvel état de chargement après avoir appliqué les correcteurs plastiques se situe donc sur la surface ou tout près avec une erreur acceptée.

Le schéma du fonctionnement est montré à la figure suivante :

- i. Initialisation
- ii. Calcul des raideurs élastiques
- iii. Loop :
 - a) Prédicteur élastique : $(\Delta M, \Delta V)$
 - b) Mise à jour de (M, V)
 - c) Vérification de la condition de plasticité
 - Vérifiée : élastique, pas suivant avec le point a)
 - Non vérifiée : modèle plastique, point d)
 - d) Calcul du multiplicateur plastique $\Delta \lambda^p$
 - e) Calcul des correcteurs plastiques
 - f) Mise à jour de (M, V)
 - g) $|f(M, V)| \leq \text{résidus}$
- iv. End Loop

Figure 64 - Schéma de fonctionnement du macroélément sans écouissage

Nous pouvons trouver les états de chargements comme montré à la Figure 65.

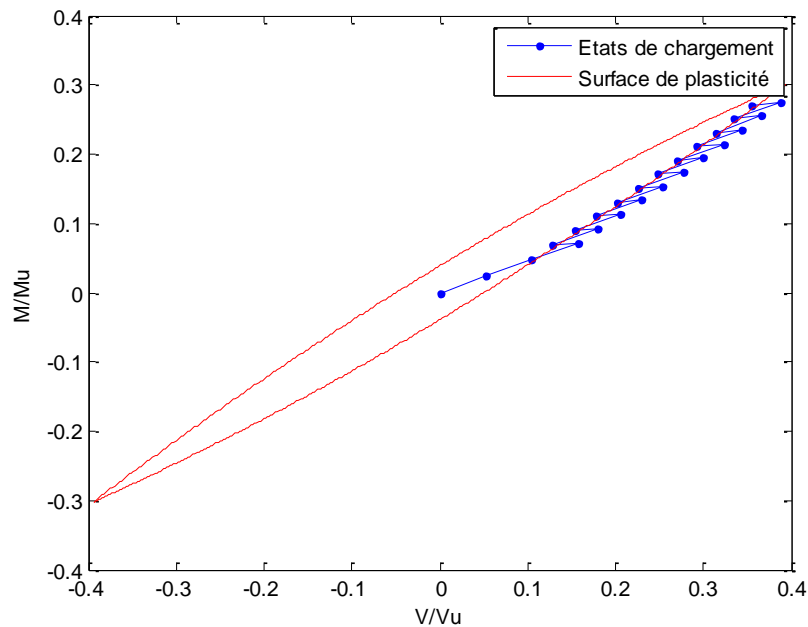


Figure 65 - Etats de chargements sans écouissage

A la Figure 65, les points bleus présentent les états de chargement ; au début du chargement, nous avons quelques points qui sont à l'intérieur de la surface de plasticité, donc il n'y a pas de besoin de calculer le correcteur plastique. Puis l'état de chargement sort de la surface, un correcteur est donc calculé et appliqué pour le ramener sur la surface de plasticité. Lorsque l'état de chargement est suffisamment proche de la surface de plasticité, nous passons au pas suivant.

3.8.1.3. Correcteur plastique avec l'écrouissage

Dans cette partie, nous allons tenir compte de l'écrouissage de la surface de plasticité, sur base du modèle que nous avons obtenu dans le paragraphe précédent, pour pouvoir trouver les vrais résultats et les comparer avec ceux que nous avons obtenus avec le modèle éléments finis.

Nous allons commencer par rappeler ce qu'est l'écrouissage. Lors d'un essai de traction sur un échantillon métallique, nous savons qu'il existe une limite élastique qui délimite la partie où l'échantillon possède un comportement élastique (point A à la Figure 66) ; la déformation est réversible, c'est-à-dire que la déformation peut revenir à 0 lors d'un déchargement. Si le chargement dépasse cette limite élastique (point B de la Figure) et qu'un déchargement est effectué, le comportement est élastique mais il y a une partie de déformation non réversible. Si nous appliquons un chargement ultérieurement, le comportement reste toujours élastique jusqu'à une limite de contrainte plus importante que la limite élastique. Nous pouvons donc dire que cette limite élastique a été augmentée par l'effet d'écrouissage.

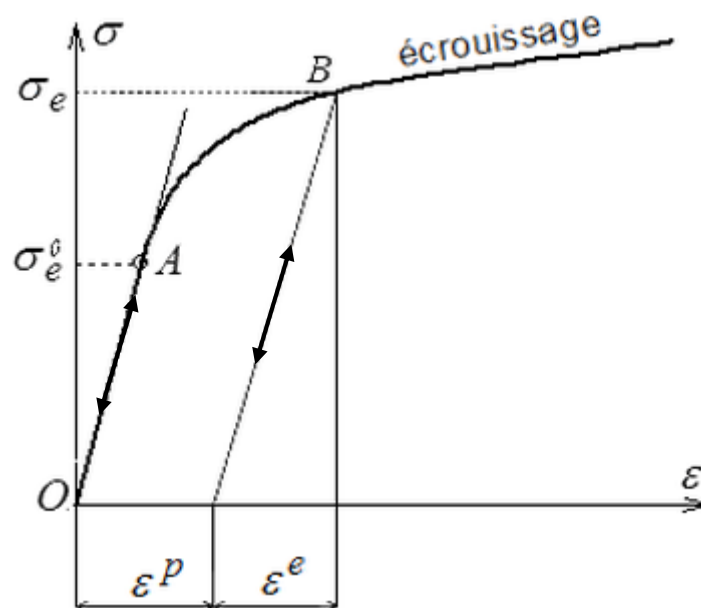


Figure 66 - Courbe de traction avec l'écrouissage (le principe de l'écrouissage)
(Plasticité des métaux, s.d.)

Dans notre étude, sur base du principe de l'écroûissage, nous pouvons dire que la surface de plasticité peut être augmentée par l'écroûissage jusqu'à atteindre la surface de rupture. La loi d'écroûissage que nous devons définir maintenant doit permettre de déterminer comment la surface de plasticité tend vers la surface de rupture.

Les expressions générales de la surface de plasticité et de la surface de rupture sont rappelées ci-dessous :

$$f^p(M, V) \equiv \frac{M}{M_u} \mp \alpha^p * \left(\frac{V}{V_u}\right)^2 - A * \left(\frac{\alpha^p}{\alpha^r} - 1\right) * \left(\frac{V}{V_u}\right) \pm B \quad [53]$$

$$f^r(M, V) \equiv \frac{M}{M_u} \mp \alpha^r * \left(\frac{V}{V_u}\right)^2 - (1 - \alpha^r) * \left(\frac{V}{V_u}\right) \pm 1 \quad [68]$$

avec

$$\alpha^p = 0,25 \quad [41]$$

$$\alpha^r = 0,16 \quad [29]$$

$$A = -0,04a + 0,85 \quad [42]$$

$$B = A/15 \quad [43]$$

$$a = \frac{L}{D} \quad [44]$$

Les expressions des deux surfaces ont été écrites dans des formes similaires, nous pouvons ainsi essayer d'établir une loi d'écroûissage de la forme suivante :

$$\frac{M}{M_u} = \pm \phi_1 * \alpha^p * \left(\frac{V}{V_u}\right)^2 + \phi_1 * \phi_2 * A * \left(\frac{\alpha^p}{\alpha^r} - \alpha^p\right) * \left(\frac{V}{V_u}\right) \mp \phi_3 * B \quad [69]$$

où les facteurs ϕ_1 , ϕ_2 , et ϕ_3 sont des fonctions qui dépendent du déplacement plastique et de la rotation plastique. Nous allons ainsi définir une fonction appelée le déplacement plastique généralisé qui regroupe le déplacement plastique et la rotation plastique :

$$\Delta^p = D * \theta^p + y^p \quad [70]$$

avec D le diamètre du pieu, θ^p la rotation plastique et y^p le déplacement plastique.

Les facteurs ϕ_1 , ϕ_2 et ϕ_3 sont tous égaux à 1 lorsque $\Delta^p = 0$; ils doivent rendre l'équation [69] égale à la fonction de la surface de rupture lorsque Δ^p vaut une certaine valeur r . Ces trois facteurs peuvent être de différents types de fonctions de Δ^p : linéaires, polynômiales, exponentielles, etc. Nous avons choisi les fonctions exponentielles, les trois facteurs peuvent être écrits comme suit :

$$\phi_1 = \left(\frac{\alpha^r}{\alpha^p} - 1 \right) * \left(1 - e^{-\frac{\Delta^p}{r}} \right) + 1 \quad [71]$$

$$\phi_2 = \left(\frac{1}{A} - 1 \right) * \left(1 - e^{-\frac{\Delta^p}{r}} \right) + 1 \quad [72]$$

$$\phi_3 = \left(\frac{15}{A} - 1 \right) * \left(1 - e^{-\frac{\Delta^p}{r}} \right) + 1 \quad [73]$$

Nous avons aussi choisi un potentiel plastique g qui est différent de la surface de plasticité, ainsi nous avons un modèle non associé. Ce potentiel plastique est choisi d'être semblable à la surface de plasticité :

$$g(M, V) \equiv 0,1 * \frac{M}{M_u} \mp \alpha^p * \left(\frac{V}{V_u} \right)^2 - A * \left(\frac{\alpha^p}{\alpha^r} - 1 \right) * \left(\frac{V}{V_u} \right) \pm B \quad [74]$$

Connaissant l'évolution de la surface de plasticité avec la loi d'érouissage et le potentiel plastique, le multiplicateur plastique qui tient compte de l'effet d'érouissage peut donc être établi :

$$\Delta\lambda^p = \frac{f^p(M_E^*, V_E^*)}{\frac{\partial f^p}{\partial M} \left(K_{M\theta} \frac{\partial g}{\partial M} + K_{My} \frac{\partial g}{\partial V} \right) + \frac{\partial f^p}{\partial V} \left(K_{V\theta} \frac{\partial g}{\partial M} + K_{Vy} \frac{\partial g}{\partial V} \right) - \frac{\partial f^p}{\partial \phi_1} \frac{\partial \phi_1}{\partial \lambda} - \frac{\partial f^p}{\partial \phi_2} \frac{\partial \phi_2}{\partial \lambda} - \frac{\partial f^p}{\partial \phi_3} \frac{\partial \phi_3}{\partial \lambda}} \quad [75]$$

Les expressions des différents paramètres seront décrites dans l'annexe.

La matrice des raideurs qui tient compte de la plasticité et aussi de l'érouissage est donc la suivante :

$$\begin{pmatrix} \Delta V \\ \Delta M \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} K_{Vy}^p & K_{V\theta}^p \\ K_{My}^p & K_{M\theta}^p \end{pmatrix} * \begin{pmatrix} \Delta y \\ \Delta \theta \end{pmatrix} \quad [76]$$

avec

$$K_{Vy}^p = K_{Vy} - \frac{\left(\frac{\partial f^p}{\partial M} K_{My} + \frac{\partial f^p}{\partial V} K_{Vy} \right) \left(K_{V\theta} \frac{\partial f^p}{\partial M} + K_{Vy} \frac{\partial f^p}{\partial V} \right)}{\frac{\partial f^p}{\partial M} \left(K_{M\theta} \frac{\partial f^p}{\partial M} + K_{My} \frac{\partial f^p}{\partial V} \right) + \frac{\partial f^p}{\partial V} \left(K_{V\theta} \frac{\partial f^p}{\partial M} + K_{Vy} \frac{\partial f^p}{\partial V} \right) - \frac{\partial f^p}{\partial \phi_1} \frac{\partial \phi_1}{\partial \lambda} - \frac{\partial f^p}{\partial \phi_2} \frac{\partial \phi_2}{\partial \lambda} - \frac{\partial f^p}{\partial \phi_3} \frac{\partial \phi_3}{\partial \lambda}} \quad [77]$$

$$K_{V\theta}^p = K_{V\theta} - \frac{\left(\frac{\partial f^p}{\partial M} * K_{M\theta} + \frac{\partial f^p}{\partial V} * K_{V\theta} \right) * \left(K_{V\theta} \frac{\partial f^p}{\partial M} + K_{Vy} \frac{\partial f^p}{\partial V} \right)}{\frac{\partial f^p}{\partial M} \left(K_{M\theta} \frac{\partial f^p}{\partial M} + K_{My} \frac{\partial f^p}{\partial V} \right) + \frac{\partial f^p}{\partial V} \left(K_{V\theta} \frac{\partial f^p}{\partial M} + K_{Vy} \frac{\partial f^p}{\partial V} \right) - \frac{\partial f^p}{\partial \phi_1} \frac{\partial \phi_1}{\partial \lambda} - \frac{\partial f^p}{\partial \phi_2} \frac{\partial \phi_2}{\partial \lambda} - \frac{\partial f^p}{\partial \phi_3} \frac{\partial \phi_3}{\partial \lambda}} \quad [78]$$

$$K_{My}^p = K_{My} - \frac{\left(\frac{\partial f^p}{\partial M} * K_{My} + \frac{\partial f^p}{\partial V} * K_{Vy}\right) * \left(K_{M\theta} \frac{\partial f^p}{\partial M} + K_{My} \frac{\partial f^p}{\partial V}\right)}{\frac{\partial f^p}{\partial M} \left(K_{M\theta} \frac{\partial f^p}{\partial M} + K_{My} \frac{\partial f^p}{\partial V}\right) + \frac{\partial f^p}{\partial V} \left(K_{V\theta} \frac{\partial f^p}{\partial M} + K_{Vy} \frac{\partial f^p}{\partial V}\right) - \frac{\partial f^p}{\partial \phi_1} \frac{\partial \phi_1}{\partial \lambda} - \frac{\partial f^p}{\partial \phi_2} \frac{\partial \phi_3}{\partial \lambda} - \frac{\partial f^p}{\partial \phi_3} \frac{\partial \phi_3}{\partial \lambda}} \quad [79]$$

$$K_{M\theta}^p = K_{M\theta} - \frac{\left(\frac{\partial f^p}{\partial M} * K_{M\theta} + \frac{\partial f^p}{\partial V} * K_{V\theta}\right) * \left(K_{M\theta} \frac{\partial f^p}{\partial M} + K_{My} \frac{\partial f^p}{\partial V}\right)}{\frac{\partial f^p}{\partial M} \left(K_{M\theta} \frac{\partial f^p}{\partial M} + K_{My} \frac{\partial f^p}{\partial V}\right) + \frac{\partial f^p}{\partial V} \left(K_{V\theta} \frac{\partial f^p}{\partial M} + K_{Vy} \frac{\partial f^p}{\partial V}\right) - \frac{\partial f^p}{\partial \phi_1} \frac{\partial \phi_1}{\partial \lambda} - \frac{\partial f^p}{\partial \phi_2} \frac{\partial \phi_3}{\partial \lambda} - \frac{\partial f^p}{\partial \phi_3} \frac{\partial \phi_3}{\partial \lambda}} \quad [80]$$

Le correcteur plastique calculé avec le multiplicateur plastique avec l'écroûissage permet toujours de ramener les états de chargements sur la surface de plasticité, mais cette dernière varie selon la loi d'écroûissage. Nous devons donc introduire cet effet dans notre schéma de fonctionnement du macroélément :

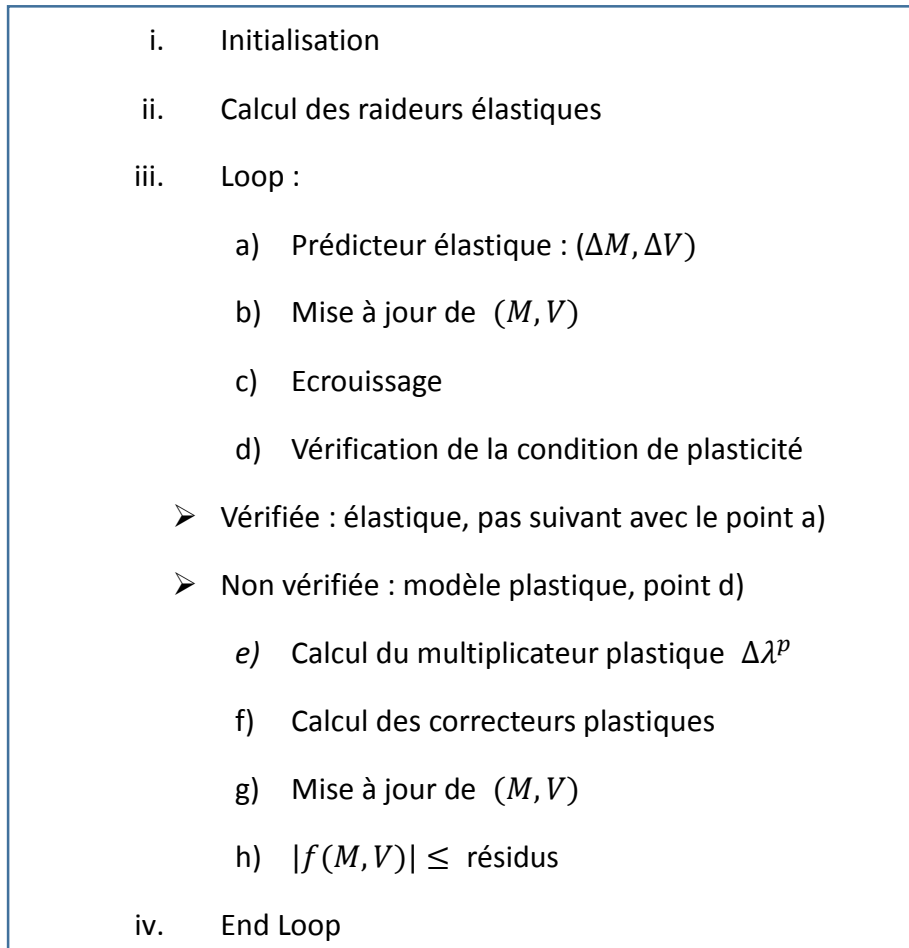


Figure 67 - Schéma de fonctionnement du macroélément avec l'écroûissage

3.8.2. Comparaison des résultats

Dans cette partie du travail, nous allons présenter les résultats donnés par le modèle macroélément et les comparer avec les résultats du modèle éléments finis.

Nous imposant un incrément de rotation de 2×10^{-5} rad et un incrément de déplacement de 2×10^{-4} m pour chaque pas de calcul, les résultats sont présentés dans la figure suivante :

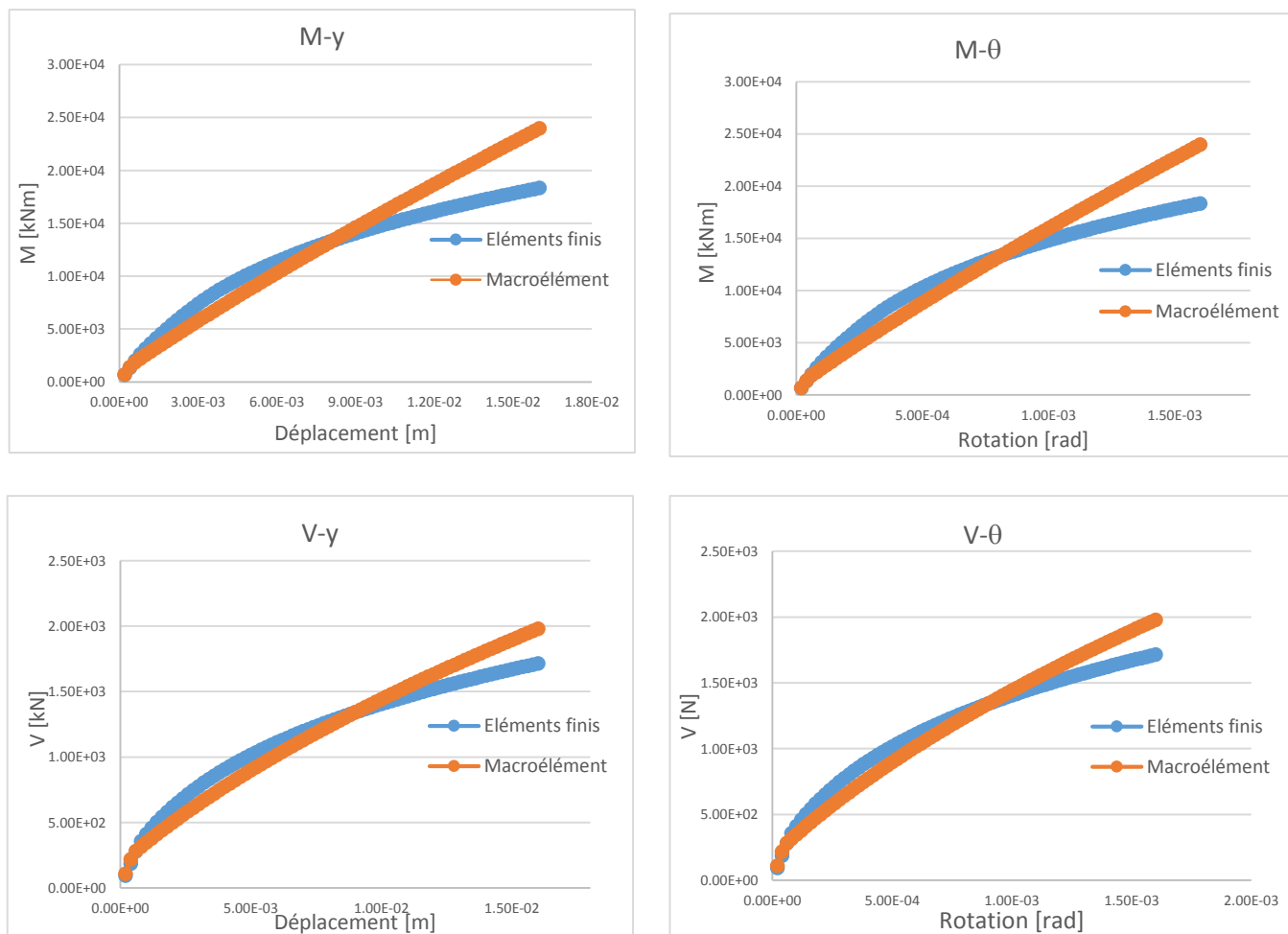


Figure 68 - Comparaisons des résultats du modèle éléments finis et du modèle macroélément

Nous comparons les variations du moment de flexion M et de la charge horizontale V en fonction du déplacement et de la rotation en tête du pieu à la Figure 68. Nous voyons que les résultats du macroélément sont acceptables par rapport aux résultats du modèle d'éléments finis. Les différences sont pourtant présentes, ces différences peuvent être éventuellement améliorées par une autre fonction de la loi d'écrouissage et/ou une autre fonction du potentiel plastique. L'hypothèse que nous avons prise en disant que la raideur du sol reste constante sur toute la profondeur peut aussi donner des différences dans les résultats.

Chapitre 4

Conclusion

Dans ce travail de fin d'études, nous avons étudié le comportement du système pieu-sol chargé par une combinaison de charge latérale statique et un moment de flexion sur la tête du pieu. Ce travail comporte deux grandes parties.

Dans le chapitre de recherche bibliographique, nous avons décrit les différents types de fondation offshore et les différents types de charges appliquées. La partie la plus importante de ce chapitre est celle qui nous a fourni les méthodes de dimensionnement. La résistance latérale, qui nous intéresse dans ce travail, est calculée à partir des courbes p-y. Ces courbes p-y donnent comme résultat la résistance du système pieu-sol pour un certain déplacement latéral ; elles prennent bien en compte l'interaction du pieu et le sol. Il existe plusieurs normes qui donnent les formules permettant de construire ces courbes p-y, mais celle que nous avons choisie est la formule proposée par la norme norvégienne (DNV) ; celle-ci prend en compte la plastification et en même temps la non-linéarité du système. Grâce à ces courbes p-y, nous avons pu calculer la raideur du sol qui est la dérivée de ces courbes en un déplacement donné. Nous avons ainsi assez de bases théoriques pour commencer à modéliser le système afin d'étudier son comportement.

Après la recherche bibliographique, nous avons abordé la modélisation du système. La modélisation éléments finis du système consiste à diviser le pieu en une série d'éléments ; chaque élément possède deux nœuds et l'intervention du sol est modélisée par des ressorts latéraux dont le comportement est décrit par les courbes p-y. Quand nous traçons les courbes p-y, nous avons remarqué que la plasticité est atteinte après un certain déplacement ; quand on atteint la plasticité, la raideur du sol est nulle. La rupture du système a été donc définie comme le moment où tous les points nodaux sont plastifiés c'est-à-dire que les raideurs du sol sont nulles partout.

Avec les résultats donnés par le modèle éléments finis, nous avons étudié les influences des différents paramètres comme : le diamètre du pieu D , la longueur du pieu L et la résistance non-drainée du sol s_u . Nous avons pu remarquer que ces paramètres n'ont pas seulement des influences sur la résistance totale du système, mais aussi sur le comportement du pieu. Ensuite, à l'aide du modèle éléments finis, nous avons tracé les surfaces de rupture pour différentes géométries et différentes résistances de sol. La surface de rupture définit la frontière sur laquelle le système atteint la rupture. En analysant ces surfaces de rupture, nous avons établi une expression générale qui permet de tracer ce type de surface de rupture pour n'importe quel système pieu-sol.

Les mêmes démarches ont été effectuées pour établir l'expression générale des surfaces de plasticité. Une surface de plasticité délimite la zone dans laquelle le système possède un comportement élastique et hors de laquelle le système devient plastique.

Avant de commencer à réaliser le développement du macroélément, nous avons aussi trouvé les raideurs élastiques dans le cas où la raideur du sol reste constante selon la profondeur.

Le modèle macroélément donne des résultats assez convenables dans les parties élastiques, proches de la surface de plasticité et de la surface de rupture. Mais les erreurs sont moins négligeables pour les parties entre ces deux surfaces. Les erreurs générales peuvent venir du fait que nous avons supposé que la raideur du sol est constante, tandis que dans le modèle d'éléments finis, la raideur du sol s'accroît jusqu'à certaine profondeur avant de rester constante. Une raideur du sol plus exacte peut évidemment améliorer les résultats en général.

Ce travail a été réalisé sur base d'une géométrie donnée et en gardant certains paramètres non variables. Dans le futur, il serait aussi intéressant d'étudier la sensibilité des résultats par rapports ces paramètres. Les études du comportement du système sous des charges cycliques sont évidemment aussi très intéressantes.

Chapitre 5

Annexes

5.1. Comparaisons des résultats analytique et numérique des raideurs élastiques

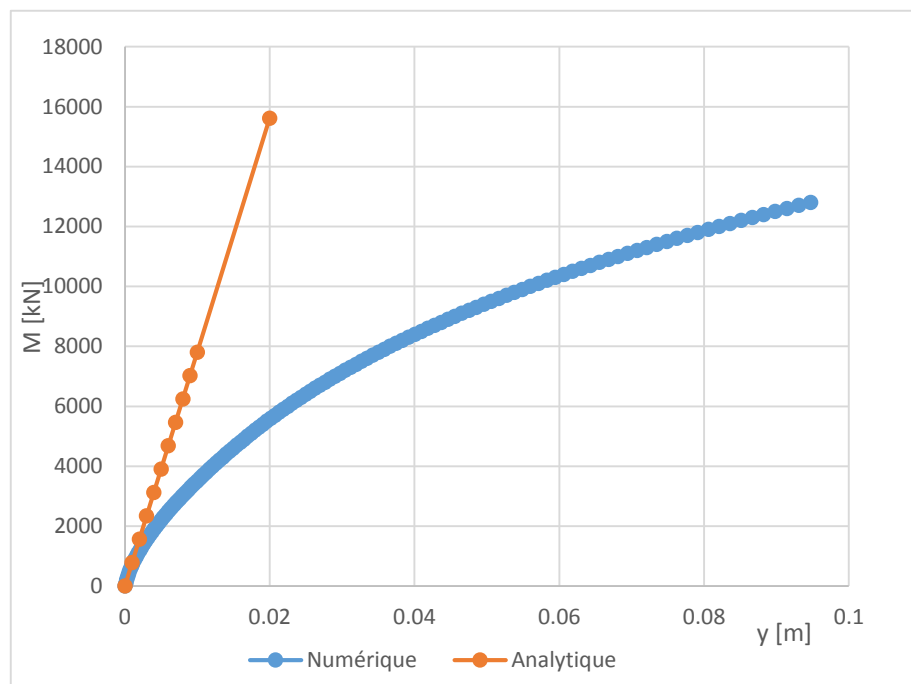


Figure 69- Comparaison des résultats analytique et numériques pour la raideur élastique M-y

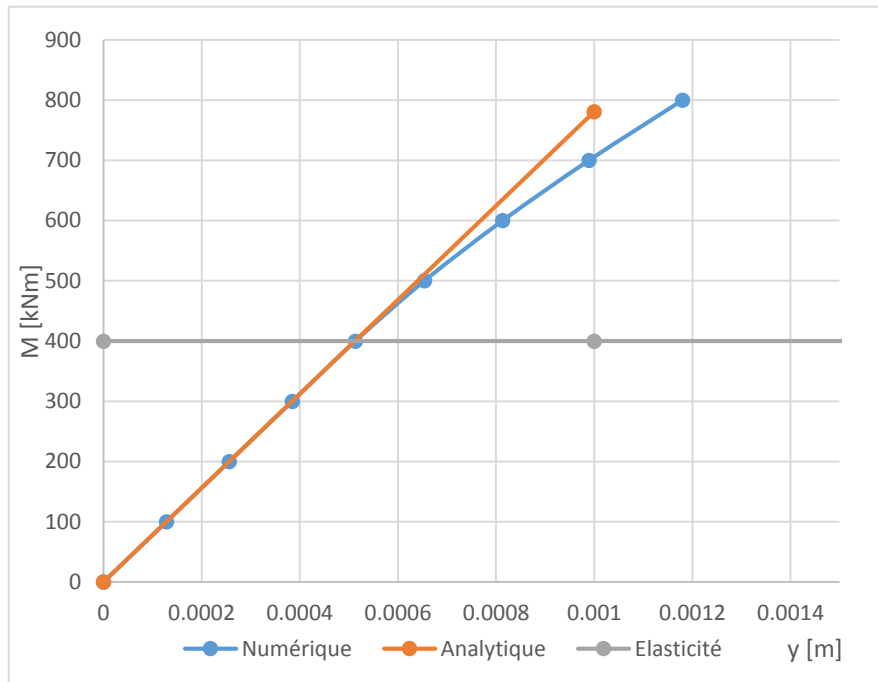


Figure 70 - Comparaison des résultats analytique et numériques pour la raideur élastique M-y (zoom)

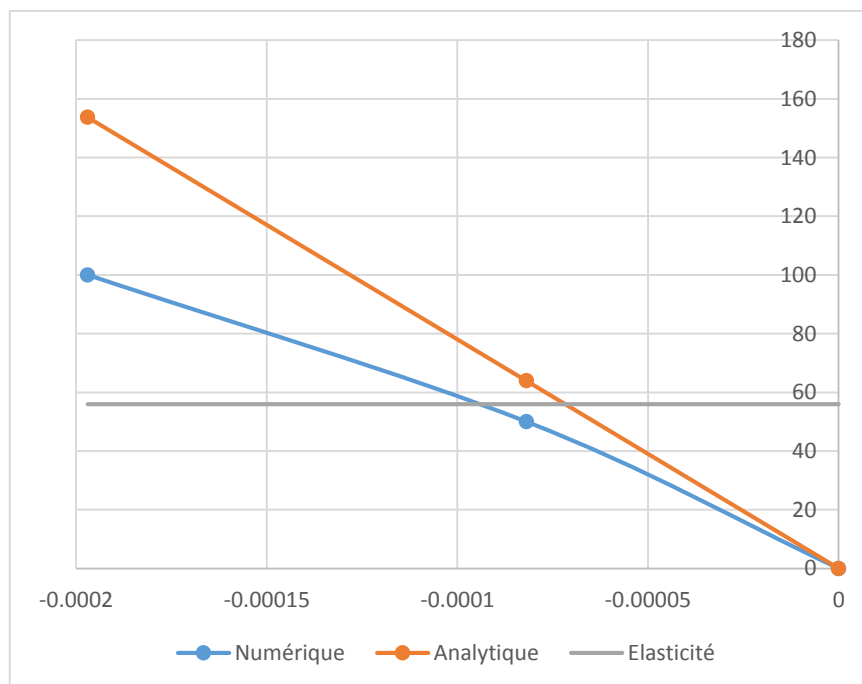


Figure 71 - Comparaison des résultats analytique et numériques pour la raideur élastique V- θ (zoom)

5.2. Macroélément

$$\frac{\partial f}{\partial \phi_1} = \pm \alpha^p * \left(\frac{V}{V_u}\right)^2 - \phi_2 * A * \left(\frac{\alpha^p}{\alpha^r} - \alpha^p\right) * \frac{V}{V_u} \quad 81$$

$$\frac{\partial f}{\partial \phi_2} = -\phi_1 * A * \left(\frac{\alpha^p}{\alpha^r} - \alpha^p\right) * \frac{V}{V_u} \quad 82$$

$$\frac{\partial f}{\partial \phi_3} = \mp B \quad 83$$

$$\frac{\partial \phi_1}{\partial \lambda} = \frac{\partial \phi_1}{\partial \theta^p} * \frac{\partial \theta^p}{\partial \lambda} + \frac{\partial \phi_1}{\partial y^p} * \frac{\partial y^p}{\partial \lambda} = \left(\frac{\alpha^r}{\alpha^p} - 1\right) * \frac{e^{-\Delta^p}}{r} * (D * \frac{\partial g}{\partial M} + \frac{\partial g}{\partial V}) \quad 84$$

$$\frac{\partial \phi_2}{\partial \lambda} = \frac{\partial \phi_2}{\partial \theta^p} * \frac{\partial \theta^p}{\partial \lambda} + \frac{\partial \phi_2}{\partial y^p} * \frac{\partial y^p}{\partial \lambda} = \left(\frac{1}{A} - 1\right) * \frac{e^{-\Delta^p}}{r} * (D * \frac{\partial g}{\partial M} + \frac{\partial g}{\partial V}) \quad 85$$

$$\frac{\partial \phi_3}{\partial \lambda} = \frac{\partial \phi_3}{\partial \theta^p} * \frac{\partial \theta^p}{\partial \lambda} + \frac{\partial \phi_3}{\partial y^p} * \frac{\partial y^p}{\partial \lambda} = \left(\frac{15}{A} - 1\right) * \frac{e^{-\Delta^p}}{r} * (D * \frac{\partial g}{\partial M} + \frac{\partial g}{\partial V}) \quad 86$$

Bibliographies

1. Achmus, M. (2010). *Design of Axially and Laterally Loaded Piles for Support Offshore Wind Energy Converters*.
2. Associates, C. (2011). *Assessing the stability of piled tripod foundations for offshore wind turbines under cyclic loading*. Leuven .
3. Byrne, B. (2011). *Foundation Design for Offshore Wind Turbines*.
4. COLLIN, F. (n.d.). *Méthodes numériques non linéaires*.
5. DNV. (1992). *Foundation, classification notes No 30.4-Foundations*. Norway.
6. DNV. (2011). *Design of Offshore Wind Turbine Structures*.
7. EWEA. (2014). *The European offshore wind industry - key trends and statistics*.
8. Fellenius. (1991). Summary of pile capacity predictions and comparison with observed behavior. *Journary of Geotechnical Engineering*, 188-191.
9. Hendrik, V. (2012). *Cyclic loading of suction caisson foundation for offshore wind turbines*.
10. Kubo, K. (1965). Experimental Study of the Behavior of Laterally Loaded Piles. *Proc.Int.Conf.Soil Mech. Found. Eng.*, Vol.2, 275-279.
11. LeBlanc, C. (2004). *Design of Offshore Wind Turbine Support Structures*. Technical University of Denmark.
12. M.B.Zaaijer. (2006). *Foundation modelling to assess dynamic behaviour of offshore wind turbines*.
13. MELT. (1993). Règles Techniques de Conception et de calcul des Fondations et des OUvrages de Génie Civil, Fascicule 62. In d. L. Ministère de l'Equipement.
14. Motorship, T. (2013, 02 18). *GL studies design of offshore windfarm installation and supply vessels*. Retrieved from <http://www.motorship.com/news101/regulation-and-classification/gl-studies-design-of-offshore-windfarm-installation-and-supply-vessels>

15. *Ouvrages Géotechniques*. (2013).
16. PHRI. (1980). Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japon. *Japan Ministry of Transport*, 317.
17. *Plasticité des métaux*. (n.d.). Retrieved from Le site à Sido: <http://sitasido.ec-lyon.fr/PlMetaux.php>
18. Prashant, S. R. (n.d.). *Estimation of the linear spring constant for a laterally loaded monopile embedded in nonlinear soil*.
19. R.A., J. (2013). General Report of TC209 Offshore Geotechnics. *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris.
20. ROSQUOET, F. (2004). *Pieux sous charges latérales cycliques*.
21. S.Bhattacharya, S. (2011). Experimental validation of soil-structure interaction of offshore wind turbines. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 805-816.
22. Terashi. (1989). Centrifuge Modeling of a Laterally Loaded Pile. *Proceedings of XIIIth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 991-994.