الجمهوريـــة الجزائريـــة الديمقراطيـــة الشعبيـــة
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Dr. Yahia Fares de Médéa

Département de Génie Civil

Option : Ingénierie de Construction et Risques Géotechniques

THESE DE DOCTORAT

Présentée par :

DOUIFI AMEL

En vue de l'obtention du Titre de Doctorat (LMD) en Génie Civil

Thème

PERFORMANCE DU MODÈLE DE WINKLER DANS LE DIMENSIONNEMENT DES MONOPIEUX À GRAND DIAMÈTRE -ÉVALUATION DES COURBES P-Y DANS LES SOLS PULVÉRULENTS

Soutenue le 22 Juin 2022 devant le jury composé de :

M. BOUKENDAKDJI Otmane	*Professeur, U.Médéa*	*Président*
M. ALLICHE Mounir	*MCA, U.Médéa*	*Examinateur*
M. MENAA Lazazi	*MCA, U.Médéa*	*Examinateur*
M. SAIL Yacine	*MCA, U.Blida*	*Examinateur*
M. ABED Younes	*MCA, U.Blida*	*Examinateur*
M. AMAR BOUZID Djillali	*Professeur, U.Blida*	*Directeur de thèse*

...2022...

À ma mère, mon père

Mon mari Wassim

et ma fille Wahiba



Remerciements

Cette thèse de doctorat n'aurait pas été achevée et pu être menée à bien sans le soutien et l'aide de nombreuses personnes avec lesquelles j'ai étroitement collaboré et qui m'ont fait part de leurs connaissances et qui m'ont poussé de ne pas s'arrêter pendant ces périodes d'étude. Je tiens à les remercier ici sincèrement.

Je remercie DIEU, le Tout puissant qui m'a donné le courage, la volonté et les moyens de mener à terme mon travail

Je remercie tout particulièrement mon encadrant, le professeur ***Mr. Djillali AMAR BOUZID****, pour son attention, ses conseils, sa grande disponibilité, sa capacité et sa volonté qui m'ont soutenu tout au long de mes recherches.*

J'exprime ma gratitude aux membres du jury qui sont venus pour évaluer et enrichir ma thèse par leur lecture critique du manuscrit et pour leurs remarques très constructives de manière significative.

Mes remerciements à mes collègues, mes amis et mes enseignants du primaire jusqu'à l'Université.

Je tiens finalement à remercier ma famille, mon frère, mes sœurs et mes parents en particulier. Sans vous, rien de tout ceci n'aurait été possible. Toi Papa, ce modeste travail est le fruit de tous les sacrifices que tu as déployé pour mon éducation et ma formation, et toi Maman, tout simplement je te dis je t'aime et Merci pour ton soutien moral, ton encouragement, ton aide et ton suivi pour terminer ce travail et merci à vous pour toutes les belles choses données pour voir que la vie est belle …… Allah vous protège……

J'exprime ma sincère reconnaissance à mon mari bien-aimé pour son soutien quotidien et sa patience, son encouragement et son sacrifice pendant toute la période de mes recherches surtout dans les moments de doute.

Et à tous ceux qui m'aiment et pensent à moi.

Liste des figures

Chapitre I

Figure I. 1 : L'utilisation des pieux dans différents secteurs 29
Figure I. 2 : modèle de Winkler pour le sol. 32
Figure I. 3 : Modèle de Winkler appliqué pour un pieu élancé 34
Figure I. 4 : Courbe de réaction p-y correspondante aux travaux de Reese et al. (1974). 35
Figure I. 5 : Discrétisation en différences finies pour l'analyse de pieux chargés latéralement (Poulos et Davis 1980).....36
Figure I. 6 : Modélisation d'un pieu sous charges latérales : 38

Chapitre II

Figure II. 1 : Le coin de rupture de Reese et al. (1974) pour le calcul de la pression latérale ultime près de la surface du sol. (a) Forme général du coin(b) Forces du coin (c) Forces sur pieu.....43
Figure II. 2 : Mode de rupture du sol par le mouvement latéral autour du pieu. 44
Figure II. 3 : Coefficient adimensionnel A pour la résistance ultime du sol.....45
Figure II. 4 : Coefficient adimensionnel B pour la résistance ultime du sol..... 46
Figure II. 5: La famille typique de courbes p-y par le critère proposé d'après Reese et al. (1974).....47
Figure II. 6 : Les facteurs C_1, C_2, C_3 en fonction de l'angle de frottement interne du sol d'après O'Neill et Murchison (1983).....50
Figure II. 7 : Valeur de k d'après O'Neill et Murchison (1983).....50
Figure II. 8 : Les modèles de déformation du sol selon Reese et al. (1974).....53
Figure II. 9 : La variation de zwf en fonction de ϕ et Dp. 54

Chapitre III

Figure III. 1 Maillage des éléments finis utilisé dans l'interaction sol/monopieu. 62
Figure III. 2 : Domaine des résultats.....63
Figure III. 3 : Évaluation des efforts tranchants à partir des contraintes tangentielles τrz et $\tau z\theta$ 63
Figure III. 4 : Tests de pénétration au cône au site de Blessington (Doherty et al. 2012). 64
Figure III. 5 : Le modèle géométrique de la modélisation 3D par la méthode des éléments finis. 66
Figure III. 6 : Comparaison des courbes charge – déplacement. 66
Figure III. 7 : Profils des moments des différentes méthodes.....67
Figure III. 8 : Caractéristiques du monopieu et lithologie du site à Horns Rev. 69

Figure III. 9 : Modèle éléments finis du monopieu à Horns Rev. 70
Figure III. 10 : Profils des déplacements 71
Figure III. 11 : Profils de rotations.....72
Figure III. 12 : Profils des moments fléchissants.....73
Figure III. 13 : Profils des forces de cisaillement. 74
Figure III. 14 : Profils de réaction des sols. 75
Figure III. 15 : Modélisation dynamique simplifiée d'une turbine à vent offshore à deux ressorts : (a) Tour montée sur un monopieu (b) modélisation par ségments avec deux ressorts représentant l'interaction de sol/fondation.....80
Figure III. 16 : Modélisation dynamique simplifiée d'une éolienne offshore à trois ressorts : (a) système (sous-structure/tour) supporté par un monopieu, (b) Modélisation réelle de la tour conique avec trois ressorts quantifiant l'interaction sol/monopieu, (c) Dimensions des éléments de la sous-structure et de la tour. 81
Figure III. 17 : Courbes de charge-déplacement en tête du monopieu permettant d'obtenir : (a) la rigidité latérale (b) la rigidité rotationnelle et (c) la rigidité de couplage.....86
Figure III. 18 : Mouvements en tête du monopieu en termes du chargement appliqué à Irene Vorrink : (a) courbe H-uL, (b) courbe M-θR et (c) courbe H-θR. 87
Figure III. 19 : Mouvements en tête du monopieu en termes du chargement appliqué à North Hoyle : (a) courbe H-uL (b) courbe M-θR et (c) courbe H-θR 88

Chapitre IV

Figure IV. 1: Modèle de calcul de Brinch Hansen (1961).....97
Figure IV. 2 : La distribution de la réaction du sol proposée par Broms (1964).....98
Figure IV. 3 : Modèle de calcul de Petrasovits et award (1972).....98
Figure IV. 4 : Mécanismes de rupture autour d'un monopieu chargé latéralement d'après Reese et al. (1964).....99
Figure IV. 5 : Distribution de la pression ultime le long d'un pieu rigide dans un sol pulvérulent. 100
Figure IV. 6 : .Distribution de la pression des terres latérale et le cisaillement latéral autour d'un pieu soumis à la charge latérale.....101
Figure IV. 7 : Variation de la résistance ultime adimensionnelle avec la profondeur : (a) $Dp = 2m, \phi = 30°$, (b) $Dp = 2m, \phi = 42°$, (c) $Dp = 4m, \phi = 30°$, (d) $Dp = 4m, \phi = 42°$, (e) $Dp = 6m, \phi = 30°$, (f) $Dp = 6m, \phi = 42°$.....104

Figure IV. 8 : Chargement distribué sur la circonférence d'un disque : (a) chargement radial, (b) chargement vertical, (c) composantes de déplacement d'un point à $r = rd$. 109
Figure IV. 9 : État de contrainte à l'interface sol/disque montrant les amplitudes utilisées pour le calcul de la réaction du sol. 111
Figure IV. 10 : Maillage d'éléments finis utilisé pour l'analyse d'un disque chargé latéralement. 112
Figure IV. 11 : Segment du monopieu ancré profondément : (a) A-A section transversale montrant les amplitudes des contraintes et (b) Modèle du segment rigide du monopieu utilisé pour évaluer pu. 113
Figure IV. 12 : Évolutions des contraintes principales : (a) au repos, (b) à une situation intermédiaire, (c) à la rupture. 116
Figure IV. 13 : La variation de z_{wf}/D_p en fonction de ϕ. 117

Chapitre V

Figure V. 1 : La courbe p-y proposée dans cette thèse. 122
Figure V. 2 : Le modèle proposé contre ceux de l'API et PLAXIS 3D : (a) courbes de charge-déplacement, (b) profils de déplacement latéral, (c) profils de moment fléchissant et (d) profils de réaction du sol. 124
Figure V. 3 : Vérification de la présente approche vis à vis les méthodes de l'API et ABAQUS (Abdel-Rahman et Achmus.2005) : (a) courbe charge-déplacement en tête du monopieu, (b) courbe charge-rotation en tête du monopieu. 127
Figure V. 4 : Comparaison des profils de déplacements. 128

Chapitre VI

Figure VI. 1 : Modèle de conception de PISA : (a) Schématisation des différentes composantes de la réaction du sol agissant sur le monopieu, (b) Modèle d'éléments finis 1D utilisant la théorie des poutres de TIMOSHENKO. 133
Figure VI. 2 : Étapes de conception utilisant l'approche règlementaire. 134
Figure VI. 3 : Étapes de conception utilisant l'approche numérique. 135
Figure VI. 4 : Pieux ayant un diamètre 6 m représentant les modèles 1 à 4. 139
Figure VI. 5 : Pieux ayant un diamètre 8m représentant les modèles 5 à 8. 140
Figure VI. 6 : Comparaison des résultats de la présente étude à ceux de la référence (Brinkgreve et al. 2020) pour les modèles géométriques du Tableau (VI.6). 143

Figure VI. 7 : Résultats de la nouvelle courbe p-y contre ceux de Zachert and Wichtmann 2020 pour les trois densités choisies: (a) Profils des déplacements, (b) Profils des moments fléchissants. 144
Figure VI. 8 : Exemple de calcul montrant le lissage de : (a) La courbe $H - u$, (b) La courbe $H - \theta$ et (c) La courbe $M - \theta$. 149
Figure VI. 9 : Rigidités en tête du monopieu en termes de l'angle de frottement interne du sable : (a) Rigidité relative latérale, (b) Rigidité relative rotationnelle, (c) Rigidité relative de couplage. 150

Liste des tableaux

Chapitre II

Tableau II. 1: Valeurs représentatives de k pour le sable submergé (Reese et al. 1974). 46
Tableau II. 2: Valeurs représentatives de k pour le sable au-dessus de la nappe phréatique pour le chargement statique et cyclique (Reese et al. 1974). 46

Chapitre III

Tableau III. 1: Formules proposées pour la rigidité initiale de la courbe p-y. 59
Tableau III. 2: Caractéristiques du monopieu 65
Tableau III. 3 : Paramètres utilisés dans la modélisation de la méthode des éléments finis 3D par ABAQUS. 65
Tableau III. 4 : La stratigraphie du sol avec les valeurs moyennes des paramètres de rigidité et de résistance pour chaque couche de sol à Horns Rev. 68
Tableau III. 5 : Les caractéristiques les plus importantes de la conception dans la déformation du monopieu à Horns Rev. 77
Tableau III. 6 : Paramètres de résistance et de déformation des sols des sites choisis. 83
Tableau III. 7: Caractéristiques géométriques des éoliennes offshore choisies. 83
Tableau III. 8 : Valeurs adoptées pour les paramètres utilisés dans le calcul de la 1ère FN. 84
Tableau III. 9 : Coefficients de flexibilité IL , IR et ILR caractérisant le monopieu à Irene Vorrink et leurs équations de lissage. 89
Tableau III. 10 : Coefficients de flexibilité IL , IR et ILR caractérisant le monopieu à North Hoyle et leurs équations de lissage. 90
Tableau III. 11 : Les résultats de calcul de la fréquence propre à Irene Vorrink. 92
Tableau III. 12 : Les résultats de calcul de la fréquence propre à North Hoyle. 92

Chapitre IV

Tableau IV. 1 : Les valeurs de η et ζ en fonction de la forme de la section transversale du monopieu. 102
Tableau IV. 2: Les différentes valeurs de zwf selon Dp et ϕ 105
Tableau IV. 3 : Les différentes valeurs de δ 114

Chapitre V

Tableau V. 1 : Formules proposées pour A et leurs composantes. 121
Tableau V. 2 : Valeurs de η selon la densité du sable. 122
Tableau V. 3: Détails structuraux du monopieu dans l'étude de Thieken et al. (2015). 123
Tableau V. 4 : Propriétés du sable très dense adoptées dans le calcul par PLAXIS 3D. 124

Tableau V. 5 : Détails structuraux du monopieu dans l'étude d'Abdel-Rahman et Achmus (2005). 126
Tableau V. 6 : Propriétés du sable dense adoptées pour la comparaison. 126

Chapitre VI

Tableau VI. 1 : Paramètres du modèle HS-Small choisis pour représenter le site offshore et utilisés dans Plaxis 3D. 138
Tableau VI. 2 : Données du sol utilisées dans PLAXIS MoDeTo. 138
Tableau VI. 3 : Dimensions géométriques des monopieux calibrés. 139
Tableau VI. 4 : Profil du sol représentant le site de Dunkirk (Brinkgreve et al. 2020). 141
Tableau VI. 5 : Paramètres du modèle HS-Small choisis pour représenter le sable de Dunkirk. 141
Tableau VI. 6 : Dimensions des monopieux calibrés. 142
Tableau VI. 7 : Caractéristiques du monopieu et poids volumique déjaugé du sable envisagé. 148
Tableau VI. 8 : Paramètres utilisés dans l'étude paramétrique. 148
Tableau VI. 9 : Le sol et la source de l'éolienne Lely A2 choisie. 151
Tableau VI. 10 : Les caractéristiques structurelles de l'éolienne, données du sol et la fréquence naturelle mesurée. 152
Tableau VI. 11 : Les valeurs des masses et des rigidités à la flexion de l'éolienne Lely A2. 152
Tableau VI. 12: Rigidités relatives en tête du monopieu de l'éolienne Lely A2. 153
Tableau VI. 13 : Résultats des fréquences calculées de l'éolienne offshore Lely A2. 153

Liste des symboles

k_h : Le coefficient de réaction du sol

E_s : Le module de réaction du sol

p : La réaction du sol par unité de longueur

y : Le déplacement latéral du pieu

$E_p I_p$: La rigidité à la flexion du monopieu

V : La charge verticale appliquée en tête du pieu

ϕ : l'angle de frottement du sol

γ : Le Poids volumique du sol

D_p : Le diamètre du pieu

z_{wf} : La profondeur du coin

k_{API} : Le coefficient initial de la rigidité du sol par le API

E_{py}^* : La rigidité initiale des courbes p-y de l'API

p_u : La résistance ultime du sol

T_i : La force de cisaillement du nœud *i* pour une profondeur z_i

M_i : Le moment fléchissant du nœud *i* pour une profondeur z_i

p_i : La réaction du sol du nœud *i*

E_p : Le module d'Young du pieu

ν : Le coefficient de Poisson du pieu

c : La cohésion du sol

ψ : L'angle de dilatance

E_s : Le module d'Young du sol

ν_s : Le coefficient de Poisson du sol

σ_z : La contrainte normale verticale (suivant l'axe z)

$M(z)$: Le moment fléchissant du pieu à une profondeur *z*

τ_{rz} et $\tau_{z\theta}$: Les contraintes tangentielles

$\bar{\tau}_{rz}$ et $\bar{\tau}_{z\theta}$: Les amplitudes des contraintes au point appartenant au pieu et distant de r de l'axe de celui-ci

$T(z)$: L'effort tranchant du pieu

$p(z)$: La réaction du sol

L_p : La longueur du monopieu

t : L'épaisseur du monopieu

h : L'excentricité de la charge appliquée

$E_{p\,eq}$: Le module d'élasticité équivalent

H : La charge horizontale appliquée en tête du monopieu

γ' : Le poids volumique effectif du sol

M : Le moment de renversement appliqué en tête du monopieu

L : La longueur de la tour

M_{top} : La masse supérieure de la tour

f_{FB} : La fréquence naturelle à base fixe

f_1 : La 1ère fréquence naturelle

m_T : La masse de la tour

m_S : La masse de la sous-structure de la tour

K_L : Le coefficient de rigidité latérale

K_R : Le coefficient de rigidité rotationnelle

K_{LR} : Le coefficient de rigidité de couplage

u_L : Le déplacement latéral en tête du monopieu

θ_R : La rotation en tête du monopieu

I_L : Le coefficient de flexibilité latérale

I_R : Le coefficient de flexibilité rotationnelle

I_{LR} : Le coefficient de flexibilité de couplage

K_q : Le coefficient de la pression des terres de Hansen

K_p : Le coefficient des pressions des terres passives

K_a : Le coefficient des pressions des terres actives

$\bar{R}\text{et}\bar{Z}$: Les amplitudes de charge de la première harmonique

$\bar{u}_r$: L'amplitude des déplacements radiaux

$\bar{v}_z$: L'amplitude des déplacementsverticaux

$\bar{w}_\theta$: L'amplitude des déplacementstangentiels

r_p : Le rayon du disque rigide du monopieu

δ : L'angle de frottement de l'interface entre le monopieu et le sol

K_0 : Le coefficient des pressions des terres au repos

L_p/D_p : L'élancement du monopieu

$(L_p/D_p)_c$: L'élancement critique du monopieu

G : Le Module de cisaillement du sol

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE

1. Introduction 25
2. Présentation du travail élaboré 27

CHAPITRE I : BREF APERÇU SUR LES MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT DES PIEUX CHARGÉS LATÉRALEMENT

I.1 Introduction 29
I.2 Comportement du sol et du pieu sous chargement latéral 30
I.3 Méthodes de dimensionnement des pieux sous charges latérales 31
I.3.1 Modèle de Winkler 31
I.3.2 La méthode de courbes p-y 33
I.3.3 Méthode du continuum élastique 36
I.3.4 Méthodes numériques 37
I.4 Conclusions 39

CHAPITRE II : LES COURBES P-Y ADOPTÉES DANS LES CODES DE DIMENSIONNEMENT-REVUE CRITIQUE

II.1 Introduction 41
II.2 La méthode de Reese et al. (1974) 41
II.3 Le modèle d'O'Neill et Murchison (1983) 47
II.3.1 Modèle API RP 2A : 49
II.4 Limites de la méthode des courbes p-y pour la conception de monopieu à grand diamètre 51
II.4.1 Inconvénients dans la formulation originale p-y proposée par Reese et al. (1974) 51
II.5 Conclusion 56

CHAPITRE III : ÉVALUATION DE LA PERFORMANCE DES COURBES P-Y PROPOSÉES DANS LE DIMENSIONNEMENT DES MONOPIEUX À GRAND DIAMÈTRE.

III.1 Introduction 58
III.2 Nouvelles propositions des courbes p-y à base de ϕ pour améliorer les performances du modèle BNWF (ϕ -based p-y curves) 58
III.3 Le programme informatique WILDPOWER 1.0 60
III.4 Prédiction de la réponse d'un monopieu à grand diamètre : Modélisation BNWF vis à vis l'analyse par éléments finis 61

III.4.1 Évaluation des récentes propositions relativement aux résultats d'éléments finis en incluant les résultats expérimentaux 64
III.4.1.1 La description du site 64
III.4.2 Modèle BNWF vis à vis l'analyse par éléments finis pour un monopieu supportant une turbine à vent à Horns Rev (Danemark) : Estimation des paramètres de conception 68
III.4.3 Modèle BNWF vis à vis l'analyse par éléments finis pour des monopieux supportant des turbines à vent offshore : Évaluation de la fréquence naturelle de vibration 77
III.4.3.1 Modélisation approximative des éoliennes offshore pour une analyse dynamique 78
III.4.3.2 Caractéristiques des éoliennes offshore étudiées et description des sites 82
III.4.3.3 Approche pour calculer les fréquences naturelles des éoliennes offshore et comparaison 84
III.5 Conclusion 93

CHAPITRE IV : QUANTIFICATION ANALYTIQUE DE LA RÉSISTANCE ULTIME DU SABLE S'ÉCOULANT HORIZONTALEMENT AUTOUR D'UN MONOPIEU

IV.1 Introduction 96
IV.2 La résistance latérale ultime : 96
IV.2.1 La méthode de Brinch Hansen (1961) 96
IV.2.1 La méthode de Broms (1964) 97
IV.2.2 Méthode de Petrasovits et award (1972) 98
IV.2.3 La méthode de Reese et al. (1974) 99
IV.2.4 La méthode de Barton (1982) 100
IV.2.5 La méthode de Zhang et al. (2005) : 101
IV.3 Étude de la variation de $\boldsymbol{p_u}$ en fonction de la profondeur pour les méthodes citées et critiques 102
IV.4 Prédiction de $\boldsymbol{p_u}$ en considérant un segment de monopieu profondément ancré 106
IV.4.1 Solutions analytiques et numériques pour la réaction du sol autour d'un disque rigide chargé latéralement en utilisant l'approche semi-analytique 107
IV.4.2 La résistance ultime p_u 112
IV.5 Conclusion 117

CHAPITRE V : PROPOSITION D'UNE NOUVELLE COURBE P-Y ET VALIDATION PAR ÉLÉMENTS FINIS

V.1 Introduction 120

V.2 Proposition d'une nouvelle formulation p-y 121

V.3 Vérification de la nouvelle proposition 123

V.3.1 Monopieux à grand diamètre dans un sable dense où PLAXIS 3D et ABAQUS ont été utilisés 123

V.3.2 Un monopieu à grand diamètre dans un sol multicouche sableux 127

V.4 Conclusion 129

CHAPITRE VI : ESTIMATION DES PERFORMANCES DE LA NOUVELLE FORMULATION EN UTILISANT LES MODÈLES DE PISA ET ÉTABLISSEMENT DES FONCTIONS D'IMPÉDANCES

VI.1 Introduction 131

VI.2 Projet PISA 131

VI.3 Méthodologie de conception 132

VI.3.1 Dimensionnement suivant les règles établies (Rule-Based Design) 132

VI.3.2 Dimensionnement selon les calculs numériques (Numerical-Based Design) 134

VI.4 PLAXIS MODETO 135

VI.5 Comparaison des résultats du nouveau modèle avec ceux du projet PISA 137

VI.5.1 Résultats de Minga and Burd (2019) 137

VI.5.2 Résultats de Brinkgreve et al. (2020) 141

VI.5.3 Résultats de Zachert and Wichtmann (2020) 144

VI.6 Développement des fonctions d'impédance pour les monopieux dans les sites sableux 145

VI.6.1 Raideurs des ressorts en tête du monopieu 146

VI.6.2 Équations représentant la rigidité du sable et la rigidité relative sable/monopieu 146

VI.6.3 Etude paramétrique et courbes d'impédances statiques : 147

VI.6.4 Exemple d'illustration : 151

VI.7 Conclusions 154

CONCLUSIONS GÉNÉRALES ET PERSPECTIVES

LISTE DES RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Résumés

Résumé et Mots Clés

En comparaison à d'autres ressources d'énergies renouvelables, l'énergie éolienne offshore est considérée plus attirante et plus effective pour plusieurs raisons. En premier lieu, la disponibilité des grands espaces offshore adaptés aux grands projets facilite l'accès à cette énergie renouvelable. En second lieu, les lieux d'installation des parcs éoliens offshores sont soumis à des vents de grandes intensités et constants en magnitude permettent une exploitation optimale de cette ressource.

Dans cette perspective, la problématique du dimensionnement des monopieux à grand diamètre qui est fortement posée dans le secteur des énergies éoliennes, est l'objet du travail de recherche présenté dans cette thèse de Doctorat partagé essentiellement en deux principaux volets.

Le premier volet regroupe principalement les trois premiers chapitres. Après une introduction sur l'importance des monopieux comme fondations aux éoliennes offshore, on donne un aperçu général sur les méthodes de dimensionnement des pieux soumis aux chargements latéraux notamment celles du modèle de Winkler et de la méthode des éléments finis. Ensuite, on s'est penché sur le développement de la partie principale de ce volet qui est l'évaluation des méthodes p-y dans la modélisation des monopieux. En effet, les méthodes actuellement incluses dans les règlements des pieux sous sollicitations latérales (API et DNV) et qui ont été extrapolées pour étude des pieux de grands diamètres sont décrites en détail. On passe en revue également, les méthodes proposées récemment pour améliorer les performances de ce modèle. Toutes les méthodes revues sont implémentées dans un code appelé WILDPOWER 1.0. En prenant la modélisation par éléments finis via ABAQUS comme référence, le travail d'évaluation s'est articulé principalement sur la comparaison des résultats de WILDPOWER 1.0 et ceux de ABAQUS à travers les paramètres de dimensionnement des monopieux et de la fréquence naturelle des éoliennes. Le second volet, qui contient les objectifs escomptés de ce travail de recherche, regroupe les trois derniers chapitres. Dans ce volet, on décrit en détail une méthode analytique permettant de quantifier de la résistance ultime du sable s'écoulant horizontalement autour d'un monopieu. En utilisant une approche semi-analytique par la MEF, une nouvelle expression de la résistance ultime a été proposée. Les résultats obtenus sont employés pour proposer une nouvelle formulation p-y. Cette dernière, programmée dans le code WILDPOWER 1.0 a été validé par des méthodes rigoureuses, notamment celles qui utilisent le code d'éléments finis PLAXIS.

Mots clés : Analyse par éléments finis, Courbes p-y, Modèle de Winkler, Sols pulvérulents, Monopieux, Turbines à vent offshore, Rigidité sol/monopieu, Fréquence naturelle.

.

Abstract and Key Words

The search for a clean energy as an alternative to harmful sourceshas become an urgent need since the consumption of fossil fuels which continues to grow up has caused a large number of environmental problems. Compared to other renewable energy resources, offshore wind energy is considered more attractive and liable for many reasons. Firstly, the availability of large offshore areas suitable for large projects eases the access to this renewable energy. Secondly, the places where the offshore wind farms are installed are subjected to intensive and steady winds allowing optimal exploitation of this energy resource.

In this regard, the problematic of designing large diameter monopiles to withstand horizontal loading which is still an unresolved problem in the wind energy sector, is the subject of the research work of this Doctoral thesis divided into two main parts.

The first part consists mainly of the first three chapters. After an introduction describing the importance of monopiles as foundations for offshore wind turbines, a general overview is given of the methods for designing monopiles subjected to lateral loading, in particular those of Winkler model and the finite element method. Then, the focus is put on the evaluation of the existing p-y curves when used to predict the behaviour of large diameter monopiles. Indeed, the methods currently included in the regulation codes for piles under lateral loading (API and DNV) and which have been extrapolated for the study of large diameter monopiles are described in detail. Furthermore, the recently proposed methods to enhance the performance of Winkler model were also deeply reviewed, commented and then implemented in the Fortran code WILDPOWER 1.0. Taking the finite element analysis using ABAQUS as a reference, the evaluation work was mainly based on the comparison of WILDPOWER 1.0 results with those of ABAQUS through the monopile design parameters and the first natural frequency of the offshore wind turbine tower. The second part of this Doctoral thesis where the expected objectives of this research investigations, encompasses the last three chapters. Following a robust theoretical approach in this part, an analytical method quantifying the ultimate resistance of sand flowing horizontally around a monopile, was first thoroughly described, then an analytical expression giving the sand ultimate resistance was proposed. On the basis of the obtained results a new p-y curve was suggested. The latter encoded in WILDPOWER 1.0 was validated against other rigorous methods such as in particular the finite element method using the commercial package PLAXIS 3D.

Keywords: Finite element analysis, p-y curves, Winkler model, Cohesionless soil, Monopiles, Offshore wind turbines, Soil/monopile stiffness, Natural frequency.

ملخص و الكلمات المفتاحية

البحث عن الطاقة النظيفة كبديل للطاقات المضرة بالمحيط أصبح أمرا ضروريا و عاجلا لأن الاستهلاك المتزايد و المستمر للوقود الأحفوري قد سبب عدد كبير من المشاكل البيئية. بالمقارنة مع موارد أخرى للطاقات المتجددة، طاقة الرياح البحرية تعتبر أكثر فاعلية لأسباب عديدة. أولا، توفر مساحا ت بحرية كبيرة مناسبة للمشاريع الكبيرة يسهل اللجوء إلى هذه الطاقة المتجددة. ثانيا، تخضع الأماكن التي يتم فيها إنشاء مزارع الرياح لرياح شديدة و بحجم ثابت مما يسمح بالاستغلال الأمثل لهذه الطاقة.

في هذا المنظور، إشكالية تحديد أبعاد الأوتاد ذات القطر الكبير المطروحة بقوة في مجال طاقات الرياح، هي موضوع العمل البحثي المعروض في أطروحة الدكتورة هذه و التي تنقسم إلى قسمين.

القسم الأول يشمل أساسا الفصول الثلاث الأولى. بعد التطرق إلى مقدمة حول أهمية الأوتاد كأساس لتوربينات الرياح البحرية، قنا بتقديم نظرة عامة حول طرق تحديد أبعاد الأوتاد الخاضعة إلى تحميل أفقي خاصة نموذج فينكلر و طريقة العناصر المنتهية. ثم نظرنا إلى تطور الجزء الرئيسي من هذا القسم و الذي يتمثل في تقييم طرق p-y لتصميم الأوتاد. في الواقع، تم وصف الأساليب المدمجة حاليا في أنظمة الأوتاد الخاضعة إلى تحميل أفقي (API – DNV) و التي تم استقراءها لدراسة الأوتاد ذات قطر كبير بالتفصيل. نمر أيضا إلى، الأساليب المقترحة مؤخرا من أجل تحسين أداء هذا النموذج. تم برمجة كل هذه الطرق التي تمت مراجعتها في برنامج يسمى WILDPOWER 1.0. بأخذ التصميم بالعناصر المنتهية عن طريق ABAQUS كمرجع، استند عمل التقييم بشكل أساسي على مقارنة نتائج WILDPOWER 1.0 و نتائج ABAQUS عن طريق إعدادات تحديد أبعاد الأوتاد و التردد الطبيعي لتوربينات الرياح. القسم الثاني، و الذي يتضمن الأهداف المتوقعة لهذا المشروع البحثي، يشمل الفصول الثلاثة الأخيرة. في هذا القسم، نصف بالتفصيل طريقة تحليلية تسمح بتقدير المقاومة الحدية للتربة الرملية المتدفقة أفقيا حول وتد. باستعمال نهج شبه تحليلي بطريقة العناصر المنتهية، تم اقتراح عبارة جديدة. بعدها تم استعمال النتائج المتحصل عليها لاقتراح صياغة جديدة p-y من خلال إدراجها في برنامج WILDPOWER 1.0، و تم التحقق من صحة هذه الصياغة المدرجة من خلال أساليب صارمة، خاصة منها التي تستعمل برنامج العناصر المنتهية PLAXIS.

الكلمات المفتاحية : طريقة العناصر المنتهية، منحنيات p-y ، نموذج فينكلر، تربة رملية، الأوتاد، توربينات الرياح البحرية، صلابة التربة/الوتد الأحادي، التردد الطبيعي.

Introduction Générale

1. Introduction :

Puisque la consommation importante des combustibles fossiles a causé un très grand nombre de problèmes environnementaux, la recherche d'une énergie propre comme alternative pour cette source nocive pour l'environnement devient de plus en plus importante. En comparant aux d'autres ressources d'énergies renouvelables, l'énergie éolienne offshore est considérée plus attractive et effective pour plusieurs raisons. Premièrement, la disponibilité de grandes zones continues offshore adaptées aux grands projets. Deuxièmement, les emplacements offshore sont soumis à des vents de grandes intensités et constants en magnitude (Hendersen et al. 2003). Troisièmement, les conflits d'utilisation des terres dans les zones offshore sont évités et les impacts sonores et visuels sont considérablement réduits.

Considérant que la fraction du coût de la fondation dans le projet global peut atteindre 40% (Byrn et Houlsby 2003), le type de la fondation utilisé pour supporter une turbine à vent offshore joue un rôle important dans la viabilité financière pour tout projet de parc éolien offshore. De nos jours, la fondation la plus utilisée pour supporter les turbines à vent offshore (OWTs) est le monopieu. Le monopieu est un pieu singulier tubulaire en acier généralement d'un diamètre de 4 à 6m et ayant des longueurs pouvant atteindre 50m. Ces monopieux qui sont souvent installés dans des endroits offshore à des profondeurs d'eau peu profondes (comprises entre 10 à 30m), sont soumis à des charges latérales du vent et des vagues agissant à de grandes hauteurs provoquant ainsi un moment de renversement important en tête du monopieu.

Depuis plus d'un demi-siècle, l'approche Winkler appelée la méthode de courbe p-y a acquis une large reconnaissance dans la conception des pieux à petit diamètre dans le domaine de l'industrie pétrolière et gazière en mer, où des pieux élancés et minces ont été utilisés pour soutenir les plateformes offshore d'extraction de combustibles fossiles. Dans cette méthode, le système de fondation pieu-sol est modélisé comme une poutre sur fondation Winkler non linéaire (BNWF). Le sol est représenté par une série de ressorts non linéaires non couplés dont le comportement est décrit par des courbes p-y quantifiant la réaction du sol en termes de déplacement latéral du pieu à une profondeur donnée *z*.

Au cours des trois dernières décennies, la méthodologie p-y incorporée dans les codes de dimensionnement des pieux a été extrapolée pour la conception des monopieux à grand diamètre, mais malheureusement sans un succès remarquable. En effet, la méthode de la courbe p-y n'a pas été en mesure de prédire une réponse précise des monopieux à grand

diamètre pour la simple raison que les courbes p-y suggérées ont été dérivées en testant des pieux longs et flexibles ($D_p = 0.61\text{m}$) avec un rapport L_p/D_p de 34,4 (Reese et al. 1974 et O'Neill et Murchison 1983).

La construction de n'importe quelle courbe p-y est basée sur trois caractéristiques clés, qui sont la rigidité initiale, la résistance ultime et l'ensemble de la courbe p-y. Afin d'améliorer le modèle BNWF lorsqu'il s'agit de monopieux à grand diamètre, de nombreux chercheurs se sont concentrés sur certains aspects particuliers de la modélisation tels que l'incorporation de la force de cisaillement et du moment de flexion en pointe du monopieu et les contraintes de cisaillement latérales le long du monopieu (Byrne et al. 2015). Il s'est avéré clair que ces paramètres ont une influence marginale sur le comportement global des monopieux. D'une manière tout à fait différente, d'autres recherches ont été lancées pour modifier la rigidité initiale des courbes p-y afin d'améliorer le modèle BNWF en intégrant dans certains cas le diamètre du pieu et les propriétés de déformation du sable. En encodant ces formulations récemment publiées dans un code informatique BNWF, une analyse d'évaluation a été dans ce travail de recherche. L'étude comparative a montré que presque toutes les formulations proposées n'étaient pas en mesure de reproduire le comportement correct du monopieu avec tous ses aspects particuliers et que la prédiction latérale était dans la plupart des cas est non satisfaisante.

En remarquant que la résistance ultime préconisée dans l'API surestimait grossièrement la rigidité du sable à de grandes profondeurs pour un monopieu à grand diamètre et la forme de la courbe p-y actuellement adoptée dans la méthode de l'API, pourrait être à l'origine des mauvaises performances du modèle BNWF. À cet égard, un disque chargé latéralement a été pris comme un représentant pour le comportement d'un segment de pieux dans une profondeur suffisante, loin de la tête et de la pointe du pieu. Sur la base de la formulation analytique des contraintes autour du disque déplacé, une expression de la pression latérale du sol a été établie en premier lieu. Une expression de la résistance ultime du sable à une profondeur suffisante a été proposée. Une comparaison de la première expression de Reese et al. (1974) avec d'autres propositions bien connues dans la littérature, la formulation par Reese et al. (1974) a été trouvée adéquate pour calculer la résistance ultime du sable à une profondeur de moins de deux diamètres du pieu, pour évaluer la résistance limite à une faible profondeur près de la tête de pieu. Une nouvelle courbe p-y basée sur une formulation hyperbolique a été adoptée. Codée dans un programme informatique, la formulation p-y proposée avec tous les nouveaux composants (forme p-y, rigidité initiale et résistance ultime)

a été validée par rapport à l'analyse par éléments finis. Les résultats de la comparaison ont montré que la nouvelle procédure Winkler a le potentiel de modéliser correctement les monopieux à grand diamètre dans n'importe quel type de sables et soumis à n'importe quelle amplitude de charge horizontale. Sans aucun doute, la nouvelle formulation peut fournir une conception sûre pour la structure soutenue par cette fondation profonde.

2. Présentation du travail élaboré :

Le travail présenté dans ce manuscrit s'inscrit dans la démarche d'améliorer la performance du modèle de Winkler dans les monopieux à grand diamètre. En effet, les modèles des courbes p-y et les dernières propositions (courbes p-y améliorées) sont utilisés et comparés avec les résultats de la modélisation par la MEF, en suite une nouvelle formulation de la courbe p-y a été proposée et évaluée dans ce travail de Doctorat par l'analyse de certains monopieux à grand diamètres soumis à un chargement latéral. Le manuscrit présenté comporte cinq chapitres :

Le premier chapitre est réservé à un bref aperçu sur les méthodes de dimensionnement des pieux soumis aux chargements latéraux notamment le modèle de Winkler et la MEF.

Le second chapitre regroupe les méthodes des courbes p-y adoptées dans les codes de dimensionnement (API et DNV) dans les sols pulvérulents avec une revue critique sur leur application dans des monopieux à grand diamètre.

Le troisième chapitre présente une évaluation des méthodes adoptées dans les codes de dimensionnement plus les nouvelles propositions des courbes p-y qui ont été programmées dans un code informatique WILDPOWER 1.0 et ont été comparées avec la MEF en utilisant le logiciel ABAQUS. Des études de cas ont été effectuées sur des éoliennes offshore.

Le quatrième chapitre est consacré à une quantification analytique de la résistance ultime du sable s'écoulant horizontalement autour d'un monopieu. En utilisant une approche semi-analytique par la MEF, une nouvelle expression de la résistance a été établie.

Le cinquième chapitre présente une analyse par la MEF et proposition d'une nouvelle formulation des courbes p-y qui a la possibilité de modéliser réellement le comportement des monopieux à grand diamètre, cette dernière a été implémentée dans code WILDPOWER 1.0 et a été validée.

Le sixième chapitre est consacré à une estimation des performances de la nouvelle formulation en utilisant les modèles de PISA et établissement des fonctions d'impédance permettant d'évaluer les rigidités en tête du monopieu.

Et à la fin des conclusions générales sur le travail élaboré dans cette thèse.

Chapitre I

Bref Aperçu sur les Méthodes de Dimensionnement des Pieux Chargés Latéralement

Résumé :

Ce chapitre résume les différentes méthodes de dimensionnement des pieux sous chargement latéral notamment, la méthode de Winkler, la méthode des courbe p-y, méthode de continuum élastique et les méthodes numériques qui sont les plus utilisées.

I.1 Introduction :

Outre le chargement axial dû au poids et aux charges permanentes de l'ouvrage, il arrive qu'un chargement latéral sollicite le pieu. Le sol réagit pour l'équilibrer, en mobilisant une réaction latérale.

La nature du chargement latéral provenant de la structure est variée. Le chargement peut être statique, comme l'effet de la poussée des terres sur une culée de pont. Il peut être cyclique, comme l'effet de la houle sur les plateformes offshore. Enfin, le chargement peut être sous forme d'impact, comme l'accostage des navires sur un quai ou un duc d'albe.

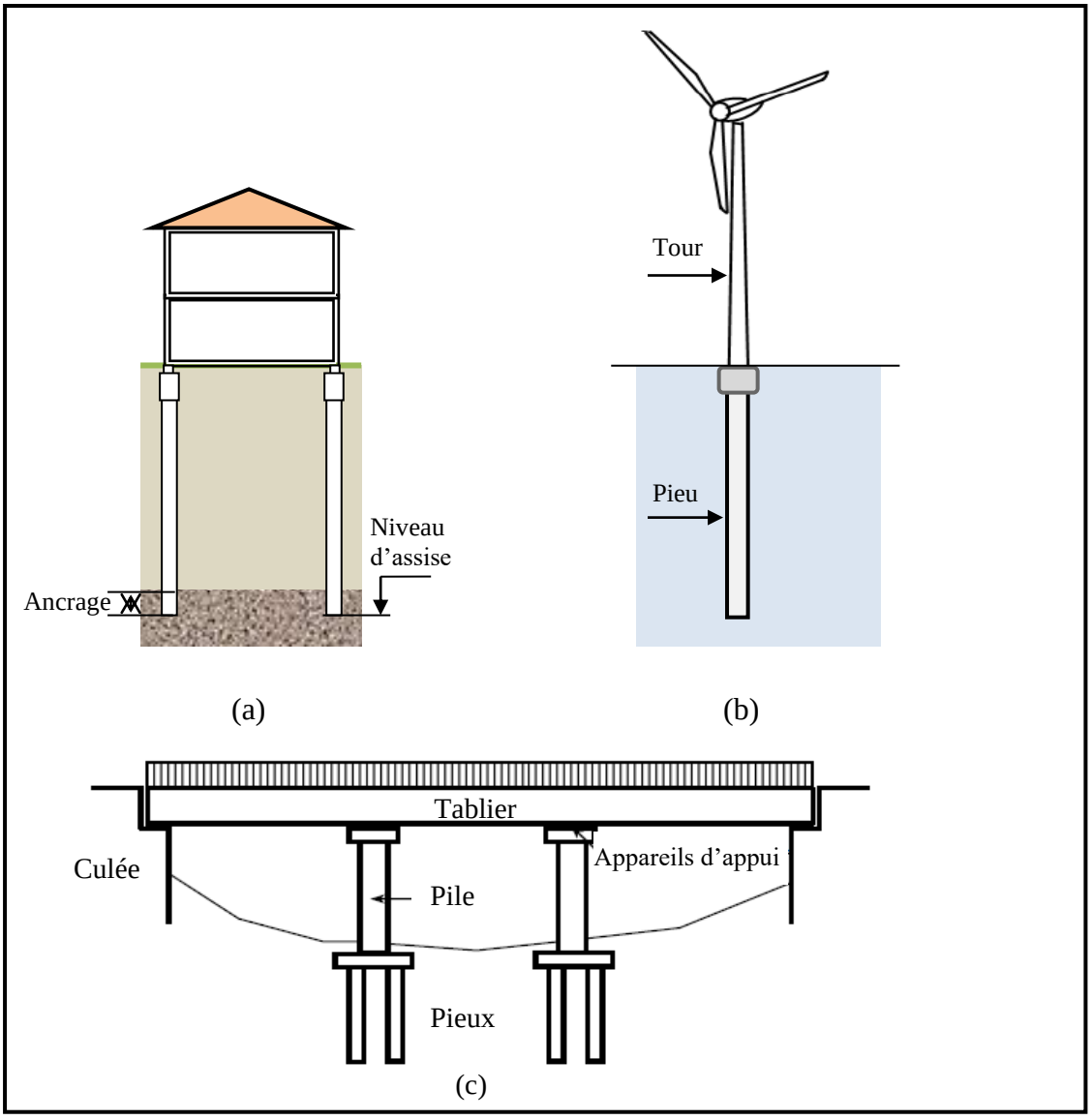


Figure I. 1 : L'utilisation des pieux dans différents secteurs

(a) Bâtiment sur pieux, (b) Pieu supportant une éolienne offshore et (c)Pont sur pieux

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

Différentes voies de recherches sur ce problème peuvent être envisagées :

- ✓ L'approche théorique, où la difficulté réside dans la modélisation du comportement du système sol-fondation. Devant la complexité du problème liée à la multitude des facteurs entrant en jeu d'une part et la rhéologie mal connue des sols d'autre part, les méthodes actuelles de dimensionnement des fondations profondes sous chargement latéral se basent sur des hypothèses simplificatrices qui ne représentent pas le comportement réel de la fondation ;
- ✓ L'expérimentation sur des ouvrages en vraie grandeur. Elle est limitée par les coûts, les délais et la quasi-impossibilité d'effectuer des études paramétriques.
- ✓ L'étude sur des modèles réduits (comme Barton 1982). Les forces de masse sont prépondérantes en mécanique des sols. Or, la réduction des dimensions de l'ouvrage ne doit pas modifier son comportement, il est donc nécessaire d'augmenter les forces de masse du modèle.

I.2 Comportement du sol et du pieu sous chargement latéral :

Certaines sollicitations appliquées aux structures ou certains mouvements du sol provoquent des efforts latéraux et/ou des moments fléchissants dans les fondations profondes.

Dans quelques cas, notamment en offshore, les efforts dus à des glissements de terrain peuvent être très importants et entrainer la rupture des fondations. De même, les moments fléchissants peuvent générer des contraintes suffisamment importantes pour provoquer la rupture du matériau qui constitue le pieu et des déplacements incompatibles avec la stabilité des structures supportées par la fondation.

Quand le pieu est chargé transversalement, les réactions du sol se développent le long du pieu afin de permettre l'équilibre du système, le pieu fléchit et le sol est soumis à des déformations. Sous l'augmentation du niveau de chargement, la réaction du sol à une profondeur donnée continuera à croître, alors que le déplacement du pieu à cette profondeur augmente aussi. La relation entre le déplacement du pieu et la résistance est généralement non linéaire (0'Neill et Dunnavant 1985).

Lorsque la charge continue d'augmenter, le système n'est plus en équilibre. En fonction de la longueur du pieu, de la rigidité de la section et des caractéristiques de charge-déformation du sol, le mode de rupture varie ainsi que le présente Broms (1964).

I.3 Méthodes de dimensionnement des pieux sous charges latérales :

Plusieurs études ont été réalisées afin de mieux comprendre le comportement des pieux sous charges latérales. Ces études ont mené au développement de plusieurs approches qu'on peut classer en quatre catégories : (1) méthode au module de réaction (Winkler 1867); (2) méthode de courbe p-y (Matlock 1970 ; Reese et al. 1974), (3) méthode du continuum élastique (Poulos et Davis 1980), et (4) méthodes numériques des éléments finis ou des différences finies (Chen et Poulos 1993 ; Ellis et al. 2010).

Bien qu'elles soient un peu complexes, les méthodes par éléments finis et différences finies sont assez utilisées. Ces méthodes peuvent modéliser l'interaction sol-pieu avec plus de rigueur et inclure des effets tels que le mouvement vertical à l'interface sol-pieu, la non-rigidité linéaire du sol et les surfaces de terrain en pente, …

I.3.1 Modèle de Winkler :

(a) Principe :

La méthode de Winkler (1867) est la plus ancienne méthode analytique permettant de prédire la réaction latérale du sol. Elle consiste à modéliser l'interaction entre le sol et le pieu par une série de ressorts indépendants entre eux et de raideur variable. La raideur permet de relier directement la réaction latérale du sol p et le déplacement latéral du pieu y sous chargement latéral. Cette méthode est à la base des courbes p-y, les « ressorts » ont alors un comportement non linéaire.

En effet, le modèle de Winkler définit le sol comme étant un empilement de tranches indépendantes. Chaque tranche de sol est modélisée par un ressort latéral sur lequel s'appuie le pieu. La pression sur une « tranche » du sol ne dépend que du déplacement latéral de cette dernière et d'un coefficient de réaction du sol, appelé k_h (kN.m^{-3}) dans le cas d'un chargement latéral.

$$p = k_h\,(z)\,.y \tag{I.1}$$

Cette équation est aussi exprimée sous la forme :

$$p = \frac{E_s}{D_p} \cdot y \tag{I.2}$$

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

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} = -p\,D_p \tag{I.3}$$

Lorsque le chargement axial sur le pieu n'est pas pris en compte. D'après les équations (I.1) et (I.3), l'équation décrivant le déplacement d'un pieu sous une charge latérale prendra la forme:

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + k_h(z) D_p\, y = 0 \qquad \text{(I.4)}$$

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

(b) Module de réaction du sol :

La valeur du module de réaction du sol, E_s est la difficulté principale de la méthode de Winkler. En effet ce module dépend de nombreux paramètres, tel que la rigidité du pieu, le niveau du chargement, la nature du sol, …

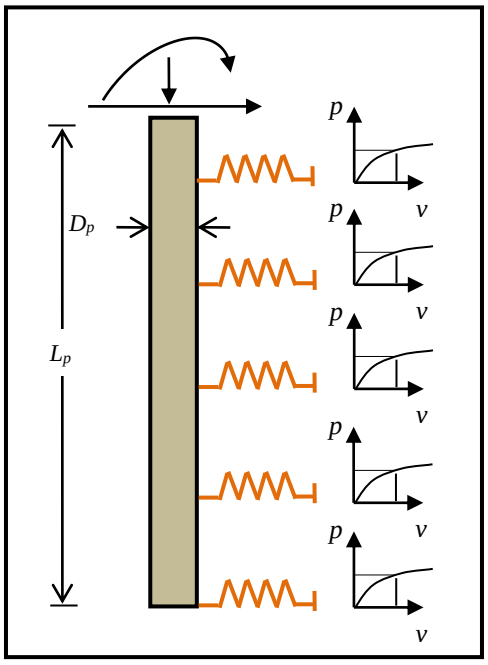


Figure I. 2 : modèle de Winkler pour le sol.

Les expressions de Terzaghi (1955), de Vesic (1961) et de Ménard et al. (1969) sont valables pour des poutres latérales chargées verticalement. Mais le fait de considérer le pieu comme une poutre latérale a pour effet de négliger les contraintes exercées par le sol à l'arrière du pieu. Ces contraintes s'opposent au chargement latéral, ce qui résulte en une augmentation du déplacement latéral du pieu.

(c) Limitations du modèle de Winkler :

La méthode de réaction du sol est employée largement dans la pratique parce qu'elle a une longue histoire d'utilisation. Cette approche est relativement simple à appliquer à l'aide des diagrammes et des solutions sous forme des Tableaux disponibles, en particulier pour une variation simple ou linéaire de E_s avec la profondeur. Mais, malgré sa grande utilisation, cette méthode est souvent critiquée suite à ses lacunes théoriques et ses limitations, tel que :

- ✓ Le module de réaction du sol n'est pas seulement une propriété du sol, mais il dépend intrinsèquement des caractéristiques du pieu et de l'ampleur du déplacement latéral ;
- ✓ Cette approche Winkler est semi-empirique en nature ;
- ✓ Les effets de la charge axiale sont ignorés ;
- ✓ Le modèle du sol utilisé dans cette technique est discontinu. En effet, les ressorts de Winkler en élasticité linéaire se comportent de façon indépendante et donc les déplacements à un point ne sont pas influencés par des déplacements ou contraintes en d'autres points tout au long de la longueur du pieu.

Des modifications, de l'approche de réaction du sol originale, ont été proposées pour tenir compte de certaines de ces lacunes. Une de ces modifications est de convertir le modèle Winkler à un modèle continu par couplage des ressorts en utilisant un inter-ressort (composante de couche de cisaillement) (Georgiadis et Butterfield 1982). Ce modèle tient compte également de la contribution de cisaillement tout au long de la frontière du pieu. Le modèle n'a pas gagné l'acceptation répandue en raison des difficultés liées à l'obtention des paramètres du sol nécessaires pour développer des coefficients à utiliser dans le modèle (Horvath, 1984).

I.3.2 La méthode de courbes p-y :

La méthode p-y est une généralisation du modèle de Winkler. Elle est pratique pour tenir compte du comportement non linéaire des sols et pour étudier le comportement de pieux sous charges latérales. C'est une méthode semi-empirique parce que, la prévision et la construction des courbes pour l'étude d'un pieu isolé se fait à partir d'essais au laboratoire ou d'essais in situ. Chaque sol est représenté par une série de courbes p-y non linéaires qui varient avec la profondeur et avec la nature du sol. En effet, le sol est assimilé à des appuis élastiques linéaires ou non-linéaires (communément appelés ressorts), traduit par des diagrammes (p, y) (Figure I.3), c'est-à-dire par des relations entre la réaction latérale, p, et le déplacement latéral, y. Ces diagrammes sont appelés courbes de réaction p-y.

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

Cette méthode a été élaborée et développée par de nombreux chercheurs en se référant aux diverses approches : essais in situ, essais de laboratoires, modélisation physique ou modélisation numérique. La diversité de ces approches conduit à autant de courbes de réaction p-y. On cite quelques approches très répondues dans la pratique et qui sont programmées dans des logiciels de calcul (Reese et al. 1974 et O'Neill et Murchison 1983).

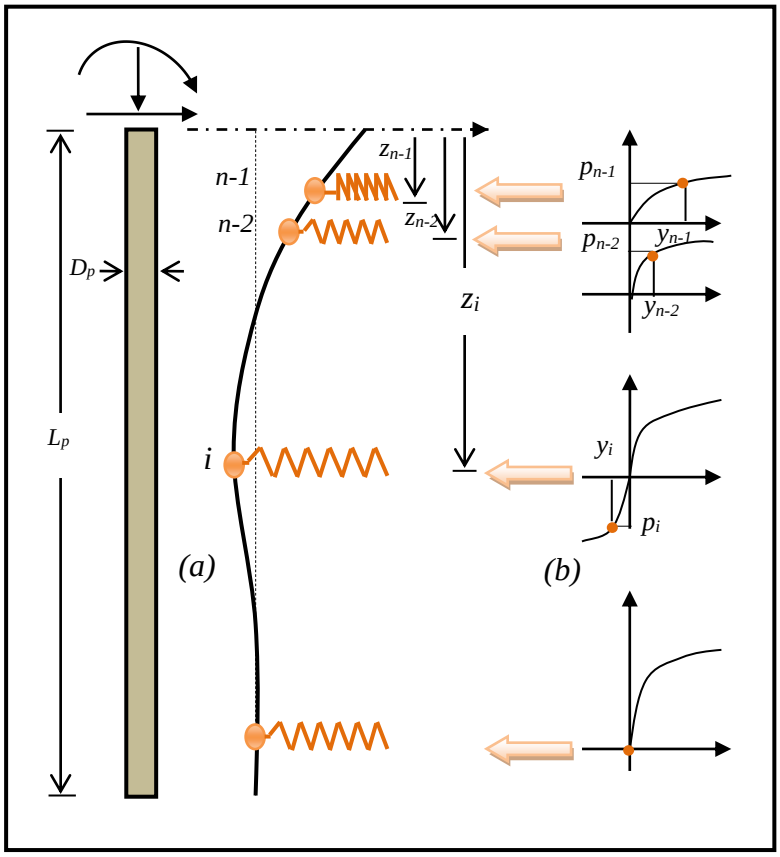


Figure I. 3 : Modèle de Winkler appliqué pour un pieu élancé
(a) Modèle de ressorts (b) Courbes p-y prescrites.

(a) Courbes p-y pour des sols sableux

Cox et al. (1974), Reese et al. (1974), ainsi que Reese et Sullivan (1980) ont réalisé une série d'essais statiques et cycliques sur des pieux chargés latéralement dans des sols sableux. Bien que les essais ont été effectués dans des sables submergés, Reese et al. (1974) ont fourni des ajustements par lequel la courbe p-y peut être développée pour chaque sable immergé ou sable en-dessus de la nappe phréatique. La courbe p-y, pour un point à une

distance z en dessous de la tête du pieu, est représentée schématiquement par la Figure (I.4). La courbe se compose d'un segment linéaire de 0 à a, une variation exponentielle de p avec y à partir de a à b, une seconde plage linéaire de b à c, et une résistance constante pour des déplacements au-delà de c.

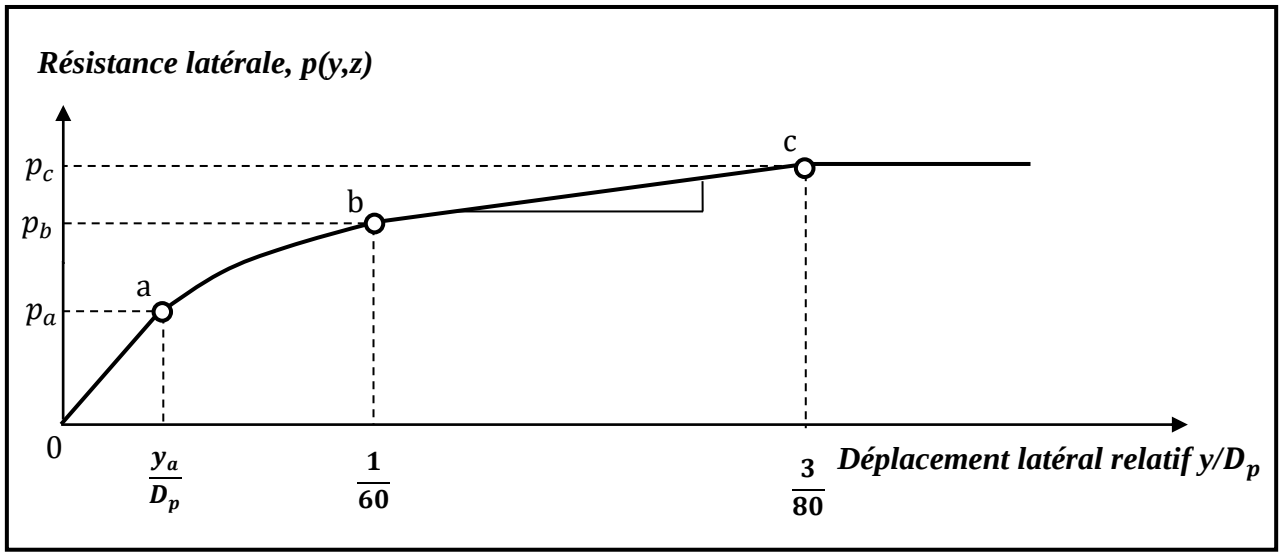


Figure I. 4 : Courbe de réaction p-y correspondante aux travaux de Reese et al. (1974).

Les étapes de la construction de la courbe de p-y à une profondeur z en dessous de la surface du sol seront bien détaillées dans le chapitre II.

(b) Conclusions sur la méthode p-y :

La méthode p-y est facilement adaptée à la mise en œuvre informatique et commercialisée dans les programmes LPILE Plus (1997) et COM 624 (1993). En effet, cette approche est une amélioration de la méthode de réaction du sol parce qu'elle tient compte du comportement non linéaire de la plupart des sols, sans les limitations numériques inhérentes dans l'approche de réaction du sol. Par contre, cette méthode p-y possède quelques limitations, tel que décrites ci-dessous :

- ✓ Les courbes p-y appropriées sont nécessaires. Ainsi, l'obtention d'une courbe p-y appropriée est analogue à l'obtention de la valeur appropriée de E_s; on doit soit effectuer des essais à grande échelle ou des modélisations en 3D ou soit adopter les courbes standards existantes (courbes par défaut) pour une utilisation dans des conditions non testées. Ces courbes par défaut sont limitées pour des types de sol dans lequel ils ont été développés, donc elles ne sont pas universelles.

I.3.3 Méthode du continuum élastique :

Poulos a utilisé l'approche de continuum élastique pour développer un modèle permettant l'analyse des pieux chargés latéralement. Dans cette approche, le sol est modélisé comme un continuum élastique idéal. Dans leur modèle, Poulos et Davis (1980) ont considéré le pieu comme étant une mince bande rectangulaire ayant une largeur et un module d'élasticité constants. Ensuite, le pieu est divisé en un nombre fini d'éléments ayant la même longueur à l'exception des éléments extrêmes (à la base et à la tête de pieu). Chacun de ces éléments est sollicité par une contrainte latérale uniforme qui est constante à travers la largeur du pieu. Le sol est considéré d'être un matériau idéal élastique homogène, semi-infini et isotrope. Les propriétés de ce sol sont considérées d'être non affectées par la présence du pieu, qui est une hypothèse raisonnable. Dans son modèle de base, Poulos n'a pas considéré l'interface entre le pieu et le sol. Mais, il a également présenté une méthode approximative qui prend en considération cette interface.

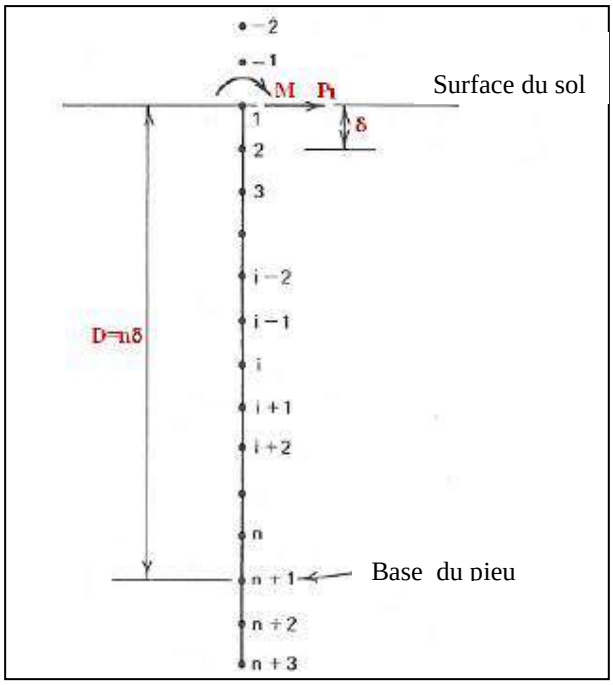


Figure I. 5 : Discrétisation en différences finies pour l'analyse de pieux chargés latéralement (Poulos et Davis 1980)

I.3.4 Méthodes numériques :

Le calcul numérique par la méthode des éléments finis ou des différences finies offre de meilleures alternatives pour étudier l'interaction sol-pieu et pour analyser la réponse latérale des pieux chargés latéralement. Parmi les approches utilisées pour modéliser le problème d'un pieu chargé latéralement, on cite l'approche axisymétrique, en déformation plane et tridimensionnelle (Figure I.5).

(a) Méthode des éléments finis :

La méthode des éléments finis est peu utilisée pour étudier le comportement des pieux (si on la compare aux autres méthodes) en raison de la complexité de la modélisation d'une part et les grands moyens requis pour la réalisation de calculs de l'autre part. Elle reste dans la plupart des cas un complémentaire utile, notamment pour mieux visualiser le phénomène. Cet outil permet, toutefois, d'examiner le problème dans son intégralité et en un seul calcul intégrant les deux éléments, à savoir le sol et la fondation. Elle permet ainsi de donner des résultats intéressants sur le comportement de pieux et du massif de sol. Plusieurs auteurs ont développé et utilisé cette méthode pour étudier la réponse latérale des pieux sous charges latérales (Amar Bouzid 1997 ; Rajashree and Sitharam 2001 ; Yang et Jeremic 2002 ; Amar Bouzid 2007 ; Dodds et Martin 2007, Kim et Jeong 2011). Cette méthode nécessite une discrétisation du domaine étudié et la réponse dépend de cette discrétisation.

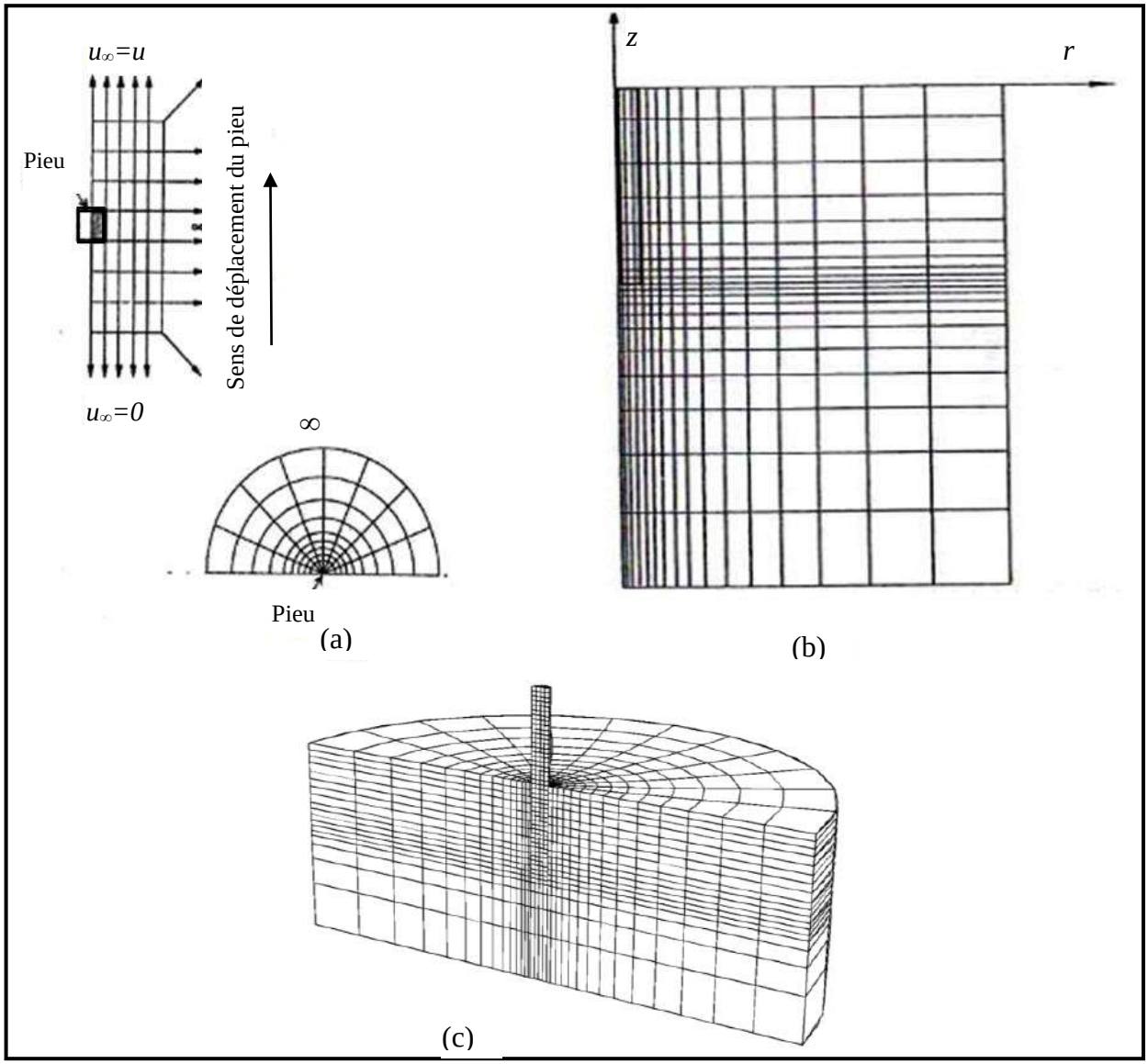


Figure I. 6 : Modélisation d'un pieu sous charges latérales :

(a) Déformation plane (b) Approche axisymétrique (c) Approche tridimensionnelle.

(b) Méthode des différences finies :

L'utilisation de cette méthode est moins répandue que la méthode des éléments finis comme cette dernière nécessite une discrétisation dans l'espace (Sorensen et al. 2010 et Augustesen 2009).

Cette méthode sera utilisée dans le cadre de la programmation Fortran qui sera présentée par la suite.

I.4 Conclusions :

Le comportement des pieux sous chargement latéral est difficile à appréhender, d'autant plus lorsqu'ils sont inclinés et chargés verticalement, ne serait-ce que parce que l'on ne connaît déjà pas les modifications occasionnées dans le sol lors de leur installation. Aujourd'hui encore, il demeure difficile d'analyser de façon complète les réactions du sol aux sollicitations latérales des pieux. En général, les contraintes engendrées dans le pieu demeurent dans le domaine élastique et le comportement du pieu dépend essentiellement du comportement du sol qui l'enserre. Les mesures des déplacements en tête et des moments dans le pieu permettent d'étudier l'influence des différents paramètres (la nature et la rigidité du sol, le type du pieu, l'inclinaison du pieu, la présence ou non de la charge verticale…) sur le comportement du système sol-pieu et de déterminer les relations charge latérale-déplacement latéral ainsi que les courbes p-y qui relient la réaction du sol ou du pieu au déplacement latéral *y* de la section à chaque profondeur *z*.

Les approches théoriques ou celles basées sur des essais in situ ou aux laboratoires, qui étudient le comportement des pieux sous chargement latéral, sont nombreuses, et ils conduisent à des résultats souvent contradictoires et même éloignés des résultats expérimentales. En effet, le problème du comportement du pieu sous chargement latéral est tridimensionnel et l'interaction sol-pieu est trop complexe pour que l'analyse de ce comportement puisse être menée à l'aide de ces dernières méthodes.

L'utilisation des méthodes plus complexes comme la méthode numérique des éléments finies est très prometteuse pour résoudre ce problème. Ainsi, afin de mieux comprendre l'effet des certains paramètres liés au sol et au pieu et chargement, des analyses numériques 3D en éléments finis de la réponse latérale des pieux sous chargement latéral sont présentées et discutés dans les prochains chapitres en parallèle avec les méthodes utilisant l'approche de Winkler.

Chapitre II

Les Courbes P-Y Adoptées dans les Codes de Dimensionnement -Revue Critique

Résumé :

Ce chapitre présente les méthodes des courbes p-y utilisées par Reese et al. (1974) et O'Neill et Murchison (1983) dans les sables adoptées dans les codes de dimensionnement, avec une revue critique sur l'application de ces méthodes dans les monopieux à grand diamètre.

II.1 Introduction :

Dans la géotechnique pratique actuelle, l'analyse des pieux chargés latéralement est généralement réalisée en utilisant une approche où le système de la fondation du sol est modélisé comme un BNWF (**B**eam on **N**onlinear **W**inkler **F**oundation model). Les codes de dimensionnement API 2014 (American Petroleum Institute) et le DNV 2013 (Det Norske Veritats) qui sont les codes offshore les plus utilisés recommandent l'utilisation de ce modèle pour la conception des monopieux soumis aux chargements latéraux.

Le sol est remplacé par une série de ressort non couplés dont la réponse est décrite par des courbes appelées courbes p-y (Figure I.3 du chapitre I). Ce modèle implique la résolution de l'équation différentielle du quatrième ordre :

$$E_p I_p(z) \frac{d^4 y}{dz^4} - V \frac{d^2}{dz^2} - p = 0 \qquad \text{(II.1)}$$

Où *y* est le déplacement latéral du pieu au point *z le* long du pieu ; *p* est la réaction du sol par unité de longueur ; $E_p I_p(z)$ est la rigidité à la flexion du monopieu et *V* est la charge verticale appliquée en tête du pieu.

La formulation originale des courbes p-y revient au début des années 1970 qui ont connu une grande demande en conception des pieux qui supportent les plateformes dans l'industrie offshore du gaz et de pétrole, où l'interaction sol/pieu a été analysée. Dans cette période, Reese et al. (1974) ont fait leur recherche sur une série des pieux comme il est détaillé dans la section suivante.

II.2 La méthode de Reese et al. (1974)

Deux pieux instrumentés identiques installés à Mustang Island au Texas, ont été testés par Reese et ses coéquipiers (1974). Sept essais de charge ont été effectués sur chaque pieu par deux essais statiques et cinq essais cycliques. Le diamètre des pieux est de 0.61m avec un élancement de 34.4m installés dans un sable moyen. À partir des résultats de ces tests, Reese et al. (1974) ont proposé une courbe p-y semi-empirique composée de quatre segments suivant les étapes suivants :

- Calculer les paramètres suivants :

$$\alpha = \frac{\phi}{2}$$

$$\beta = 45° + \frac{\phi}{2}$$

$$K_0 = 0.4$$

$$K_a = tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$$

- Obtenir des valeurs pour des propriétés importantes du sol et des dimensions des pieux ϕ, γ et D_p.

ϕ : Angle de frottement du sol ;

γ : Poids volumique du sol ;

D_p : Diamètre du pieu.

- Utiliser les éléments suivants pour le calcul de la résistance du sol :

La résistance ultime près de la surface du sol qui est calculée à partir du corps libre représenté dans la Figure (II.1).

Comme il est montré dans la Figure (II.1c), la résistance latérale ultime totale F_{pt} sur la section du pieu est égale à la force passive F_p moins la force active F_a. La force active F_a peut être calculée par la théorie de Rankine, en utilisant le coefficient minimal de la pression des terres actives. La force passive F_p peut être calculée à partir de la géométrie du coin, en supposant que la théorie de rupture de Mohr-Coulomb soit valable pour le sable. D'après la Figure (II.1a), on peut voir que la forme du coin est définie par le diamètre du pieu D_P la profondeur du coin z_{wf} est par les angles α et β. Il est supposé qu'il n'y a pas de résistance du frottement qui se produit à la base du pieu ; alors, il n'y a pas de forces tangentielles sur la surface CDEF. La force normale F_n sur les plans ADE et BCF peut être calculée en utilisant un coefficient pour la pression des terres latérale au repos. Si la force F_n est connue, la force F_s peut être calculée en utilisant la théorie de Mohr-Coulomb.

En référant de la Figure (II.1b), la direction de la force F_ϕ sur le plan $AEFB$ est connue par la théorie ; qui est, la force agit à l'angle ϕ de la normale au plan, où ϕ est l'angle du frottement interne du sable.

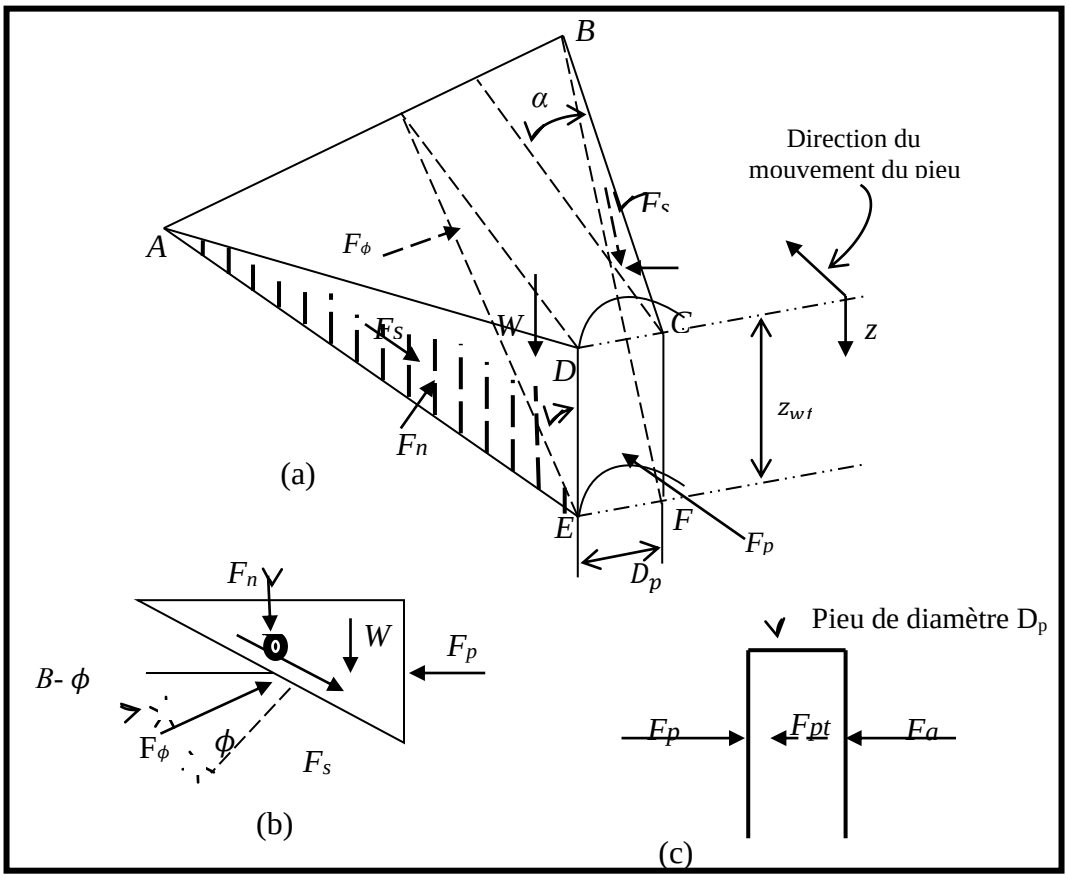


Figure II. 1 : Le coin de rupture de Reese et al. (1974) pour le calcul de la pression latérale ultime près de la surface du sol. (a) Forme général du coin(b) Forces du coin(c) Forces sur pieu.

Le poids du coin W peut être calculé par l'unité du poids du sable γ, la résistance du sol par unité de longueur du pieu à toute profondeur peut être trouvée en différenciant la force F_{pt} par rapport à la profondeur z_{wf}, et on trouve la résistance finale des sols près de la surface du sol par unité de longueur du pieu sous la forme :

$$p_{us} = \gamma z\left[\frac{K_0 z tan\phi\, sin\beta}{\tan(\beta-\phi)cos\alpha} + \frac{tan\beta}{\tan(\beta-\phi)cos\alpha}\left(D_p + z tan\beta\, tan\alpha\right)K_0 h\, tan\beta(tan\phi\, sin\beta tan\alpha) - K_a D_p\right] \quad \text{(II.2)}$$

En ce qui concerne le calcul de la résistance ultime contre le pieu à une profondeur considérable, le modèle représenté dans la Figure (II.2) est utilisé.

Dans ce modèle de calcul, en supposant que le sol s'écoule uniquement dans la direction horizontale, la contrainte à l'arrière du pieu doit être égale ou supérieure à la pression minimale des terres actives ; sinon le sol se rompe par écoulement latéral.

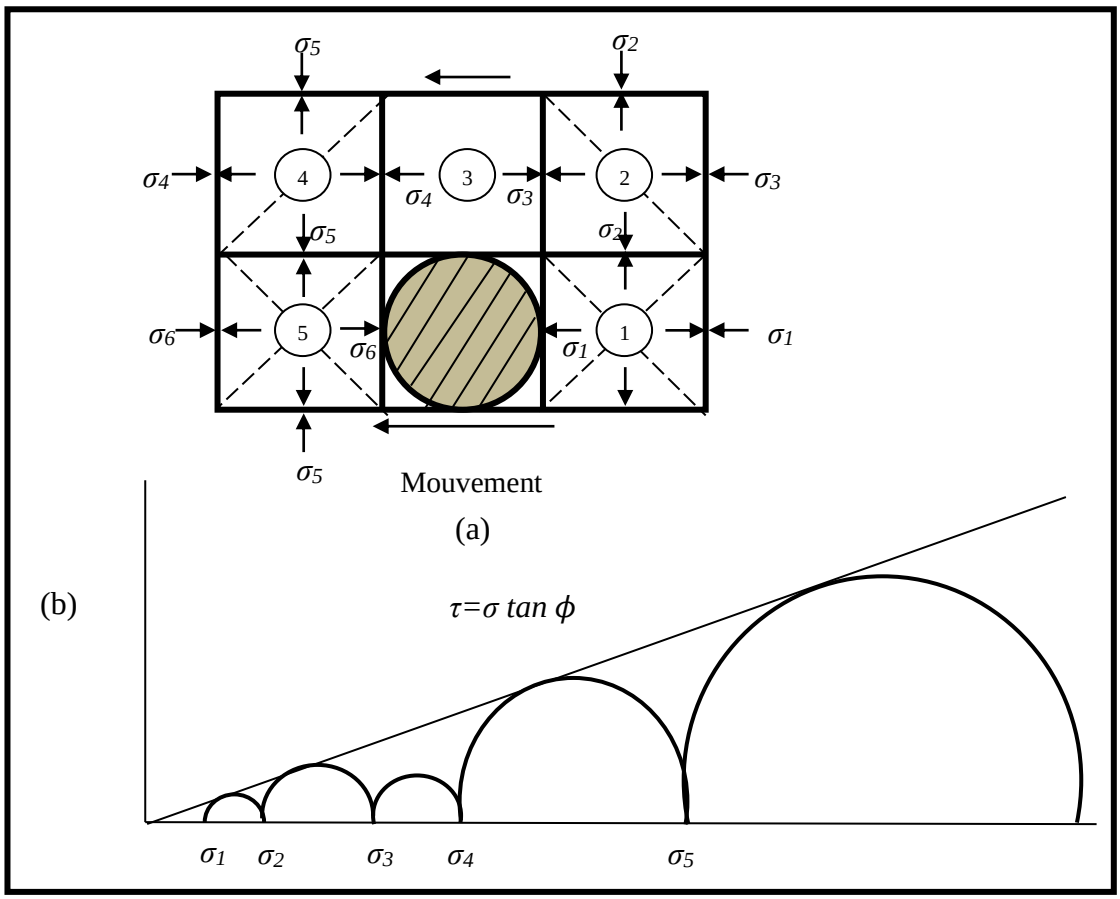


Figure II. 2 : Mode de rupture du sol par le mouvement latéral autour du pieu.
(a) Section à travers le pieu (b) Diagramme de Mohr-Coulomb représentant les pressions autour du pieu.

L'hypothèse est basée sur un comportement bidimensionnel : si on suppose les états de contraintes présentées sur la Figure (II.2b), la résistance ultime du sol pour le mouvement horizontal est sous la forme :

$$p_{uD} = K_a D_p\ \gamma z\ (tan^8\beta - 1) + K_0 D_p\ \gamma z\ tan\phi\ tan^4\beta \qquad \text{(II.3)}$$

- Trouver l'intersection de l'équation pour la résistance ultime près de la surface du sol et la résistance ultime en profondeur. Au-dessus de cette profondeur, utiliser l'équation (II.2) et en dessous de cette profondeur utiliser l'équation (II.3).
- Établir y_u comme $3D_p/80$.
- Calculer p_u par l'équation suivante :

$$p_u = Ap_c \qquad \text{(II.4)}$$

- Utiliser la valeur appropriée de A à partir de la Figure (II.3) pour la profondeur particulière adimensionnelle et pour le cas statique ou cyclique.
- Utiliser l'équation appropriée pour P_c soit l'équation (II.2) soit l'équation (II.3).

- Établir y_m comme $\frac{D_p}{60}$.
- Calculer p_m par l'équation suivante :

$$p_m = B\, p_c \tag{II.5}$$

- Utiliser la valeur appropriée de B à partir de la Figure (II.4), pour la profondeur particulière adimensionnelle et pour le cas statique ou cyclique. Utiliser l'équation appropriée de p_c.
- Établir la pente de la partie initiale de la courbe p-y par la sélection de la valeur appropriée k suivant les Tableaux (II.1) et (II.2).

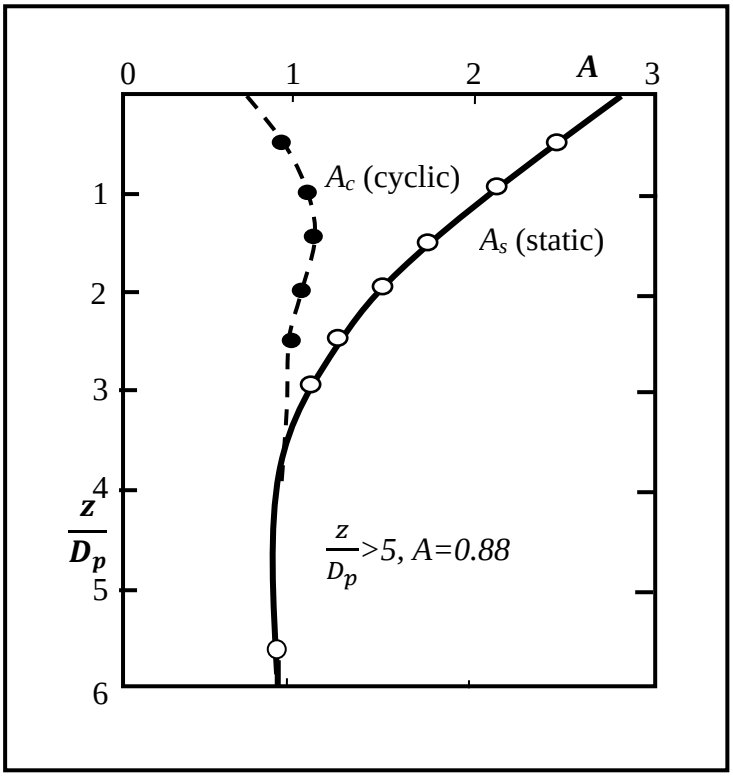


Figure II. 3 : Coefficient adimensionnel *A* pour la résistance ultime du sol.

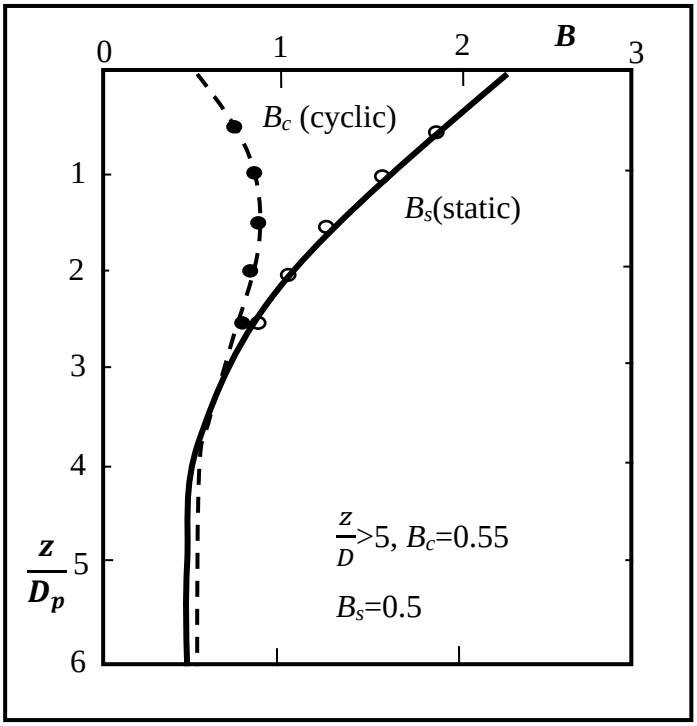


Figure II. 4 : Coefficient adimensionnel B pour la résistance ultime du sol.

Tableau II. 1: Valeurs représentatives de k pour le sable submergé (Reese et al. 1974).

Densité relative	***Lâche***	***Moyenne densité***	***Dense***
k recommandé (MN/m3)	*5.4*	*16.3*	*34*

Tableau II. 2: Valeurs représentatives de k pour le sable au-dessus de la nappe phréatique pour le chargement statique et cyclique (Reese et al. 1974).

Densité relative	***Lâche***	***Moyenne densité***	***Dense***
k recommandé (MN/m^3)	*6.8*	*24.4*	*61*

- Sélectionner la courbe parabole entre les points k et m

$$P = Cy^{\frac{1}{n}} \tag{II.6}$$

- Fixer la courbe parabole entre les points k et m comme suit :

  a- Obtenir la ligne de la pente entre les points m et u par :

$$m = \frac{p_u - p_m}{y_u - y_m} \tag{II.7}$$

  b- Obtenir la puissance de la section parabolique comme suit :

$$n = \frac{p_m}{m y_m} \quad \text{(II.8)}$$

c- Obtenir le coefficient *C* par :

$$C = \frac{p_m}{y_k^{\frac{1}{n}}} \quad \text{(II.9)}$$

- Déterminer le point *k* comme suit :

$$y_k = \left(\frac{C}{k_z}\right)^{\frac{n}{n-1}} \quad \text{(II.10)}$$

- Ceci complète le développement de la courbe p-y pour la profondeur souhaitée. Les autres courbes peuvent être développées en suivant les étapes décrites précédemment à la profondeur souhaitée.

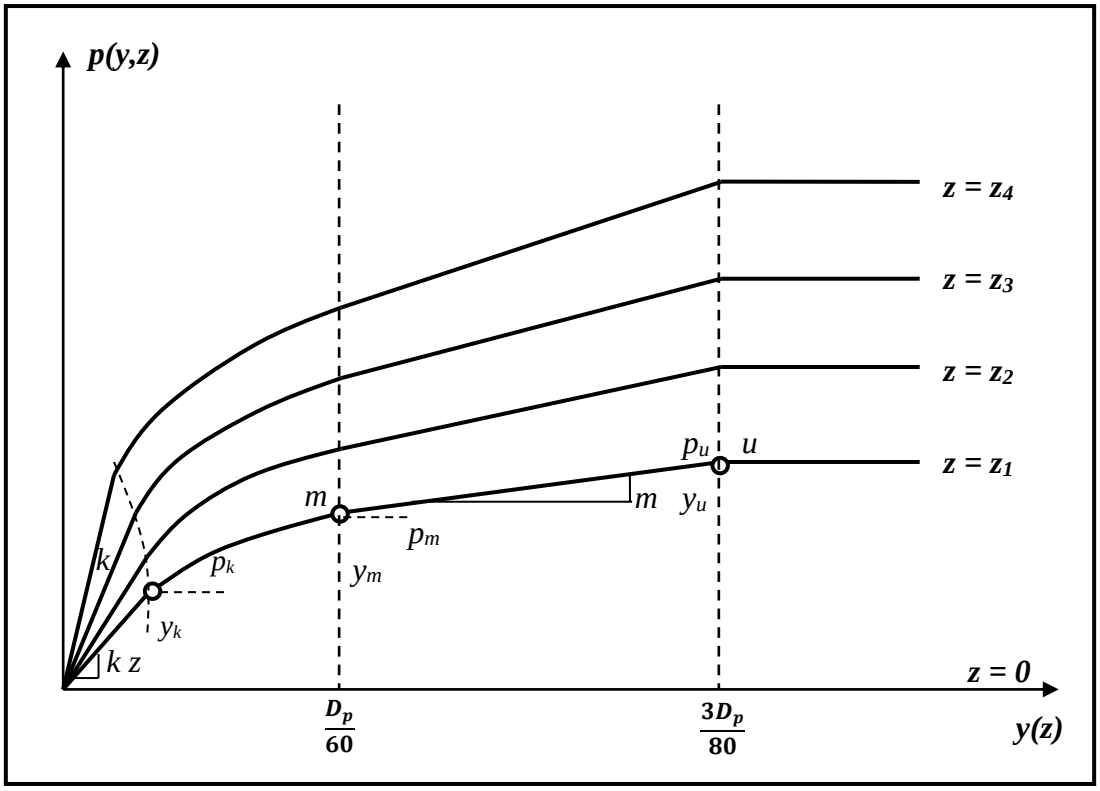


Figure II. 5: La famille typique de courbes p-y par le critère proposé d'après Reese et al. (1974).

Les courbes p-y proposées par Reese et al. (1974) qui sont illustrées dans la Figure (II.5) sont constituées de trois segments de forme droite et un segment de forme parabolique.

II.3 Le modèle d'O'Neill et Murchison (1983) :

En se basant sur les courbes p-y proposées par Reese et al. (1974) et sur la base de données des tests sur un pieu chargé latéralement, O'Neill et Murchison (1983) ont proposé

une formule hyperbolique pour la courbe p-y pour décrire la relation entre la résistance du sol et de la déformation du pieu latérale dans le sable :

$$p\,(y,z) = Ap_u \tanh\left(\frac{k_{API}z}{Ap_u}y\right) \qquad \text{(II.11)}$$

C'est une formule hyperbolique, et k_{API} représente le coefficient initial de la rigidité du sol qui dépend de l'angle du frottement interne et la densité relative du sol pulvérulent. La valeur de k_{API} est obtenue à partir de l'équation (II.12) qui a été ajustée par Augustesen et al. (2009) à partir de la Figure présentée dans son article original :

$$k_{API} = (0.008085\phi^{2.45} - 26.09)10^3 \text{ [kPa/m] pour } 29^0 \leq \phi \leq 45^0 \text{ (}\phi\text{ en degrés)} \qquad \text{(II.12)}$$

La rigidité initiale des courbes p-y de l'API, recommandée dans la conception, peut être obtenue par l'évaluation de la pente de la courbe p-y tangente à *y=0* notée E^*_{py}.

$$E^*_{py} = \left.\frac{dp\,(y,z)}{dy}\right|_{y=0} = Ap_u \left.\frac{\frac{k_{API}z}{Ap_u}}{\cosh^2\left(\frac{k_{API}zy}{Ap_u}\right)}\right|_{y=0} = k_{API}z \qquad \text{(II.13)}$$

Il est clair dans l'équation (II.13) que la rigidité initiale ne dépend pas du diamètre et de la rigidité à la flexion du pieu. Elle varie linéairement avec la profondeur *z*.

La résistance du sol ultime p_u dans l'équation (II.11) est la valeur minimale des deux expressions proposées par Reese et al. (1974). Ces expressions ont été simplifiées par Bogard et Matlock (1980) comme suit :

$$p_u(z) = \min\begin{cases}(C_1 z + C_2)\,\gamma z \\ (C_3 D_p\,\gamma z)\end{cases} \qquad \text{(II.14)}$$

La première expression correspond à un mode de rupture en coin, tandis que la deuxième correspond à un mode d'écoulement. Les coefficients C_1, C_2 *et* C_3 ont été donnés par Bogard et Matlock (1980) par des graphes et des Tableaux en fonction de l'angle de frottement interne. En ajustant les valeurs tabulées, Augustesen et al. (2009) ont proposé les valeurs approximatives suivantes :

$$C_1 = 0.115\ 10^{0.0405\phi}\ ;\ C_2 = 0.571\ 10^{0.022\phi}\ \text{; et}\ C_3 = 0.646\ 10^{0.0555\phi} \qquad \text{(II.15)}$$

Le coefficient *A* est déterminé par l'équation suivante :

$$A = \begin{cases} \left(3.0 - 0.8\frac{z}{D_p}\right) \geq 0.9 & \text{Pour un chargement statique} \\ 0.9 & \text{Pour un chargement cyclique} \end{cases} \quad \text{(II.16)}$$

II.3.1 Modèle API RP 2A :

Cette procédure est recommandée par l'American Petroleum Institute pour la conception des pieux supportant des plates-formes offshore (API RP 2A, 2010).

Les étapes suivantes décrites dans API RP 2A (2010) pour le chargement statique à court terme et pour le chargement cyclique :

- Obtenir des valeurs pour des propriétés du sol et des dimensions des pieux ϕ, γ et D_p

  ϕ: Angle de frottement ;

  γ : Poids volumique du sol ;

  D_p : Diamètre de pieu.

  - Calculer la résistance ultime du sol p_u à une profondeur choisie z déterminée par l'équation (II.14).
  - Déterminer Les facteurs C_1, C_2, C_3 à partir de la Figure (II.6).
  - k = Coefficient de rigidité initiale ou module de réaction du sol ; Déterminer k par la Figure (II.7) en fonction de l'angle de frottement interne.
  - Calculer la courbe de charge-déflexion en fonction de la résistance latérale du sol-déflexion (p-y) pour le sable qui est non linéaire et peut être déterminée à toute profondeur z par l'expression (II.11).

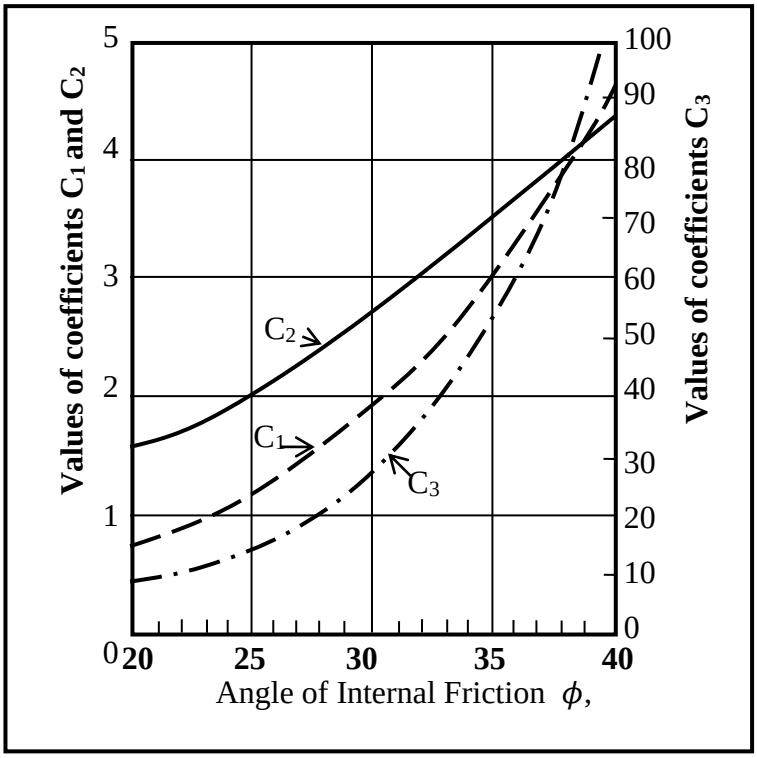


Figure II. 6 : Les facteurs C_1, C_2, C_3 en fonction de l'angle de frottement interne du sol d'après O'Neill et Murchison (1983).

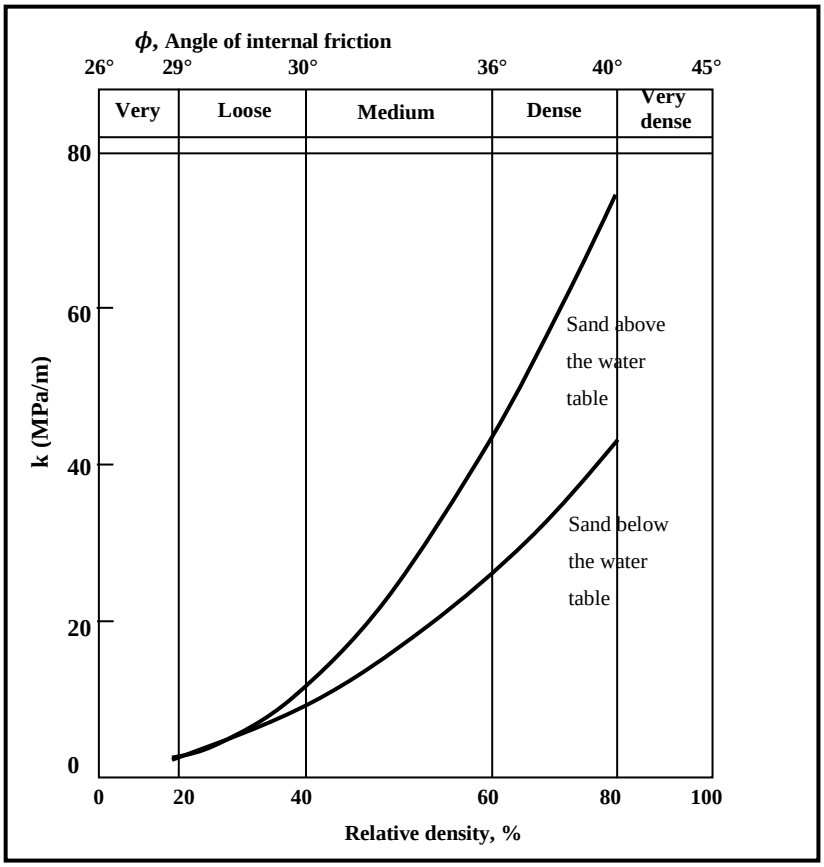


Figure II. 7 : Valeur de k d'après O'Neill et Murchison (1983).

Dans la conception des pieux supportant les plateformes dans l'industrie des gaz et de pétrole, la proposition d'O'Neill et Murchison (1983) a reconnu une large reconnaissance c'est pour cela elle est toujours utilisée dans la conception actuelle des pieux sous chargement latéral.

Comme la construction des tours éolienne offshore est devenue nécessaire, les concepteurs des monopieux ont extrapolé l'utilisation des courbes de Reese et al. (1974) et API initialement formulées à partir des tests sur des pieux à petit diamètre pour la conception des monopieux à grand diamètre. Une mauvaise prédiction a été remarquée dans l'évaluation des monopieux chargés latéralement, et par conséquent, les courbes p-y utilisées n'ont pas été jugées appropriées pour ce type de fondation.

II.4 Limites de la méthode des courbes p-y pour la conception de monopieu à grand diamètre :

À cause de nombreux incohérences et inconvénients qui ont été observés dans les formulations p-y précédentes qui traitent les monopieux sous chargements latéraux, une revue critique sera présentée dans cette partie.

II.4.1 Inconvénients dans la formulation originale p-y proposée par Reese et al. (1974) :

La courbe p-y proposée par Reese et al. (1974) contient trois lignes droites et une parabole. Le déplacement latéral limite séparant les segments a été défini empiriquement sans aucune preuve théorique, bien que la méthode entière a été développée sur la base d'un contexte théorique. À partir de la quantité considérable de l'empirisme qui a été impliquée dans les recommandations données par Reese et al. (1974), deux limitations significatives sont détaillées (Amar Bouzid 2018) :

(a) Inconvénients relatifs au coefficient des terres au repos K_0 :

Parmi les paramètres du sol qui ont une influence sur le comportement du sol est le coefficient des terres au repos K_0. Ce coefficient est le paramètre le plus influant sur le comportement latéral des monopieux. En effet, il a été négligé par les chercheurs dans la formulation de Reese et al. (1974) qui ont adopté une valeur de 0.4 pour K_0 dans le calcul de la réaction du sol. Cela signifie, selon Jâky (1944) qui a proposé $K_0=1-\sin\phi$, que Reese et al. (1974) ont développé leur théorie pour un sable dont l'angle de frottement interne égal à $37°$, et ont généralisé les courbes p-y pour tout type de sable quel que soit sa densité.

Les chercheurs, qui ont étudié ce paramètre, ont conclu que le coefficient des terres au repos dépend de plusieurs paramètres physiques du sol, comme l'indice des vides, l'angle de frottement interne, la densité relative et le rapport de la surconsolidation (OCR), pour les sols cohérents bien que le processus avec lequel le dépôt du sol est formé (Jâky 1944, Mayne and Kulhawy 1982, Michalowski 2005, Sherif et al. 1984). Les valeurs de K_0 varient significativement quand le sable varie de l'état lâche vers l'état très dense. Alors que c'est le paramètre le plus influençant sur le déplacement du pieu et par conséquent la résistance ultime du sol. Dans ce contexte et en utilisant la MEF, un modèle 3D a été réalisé par Dickin et Laman (2003) en analysant un pieu rigide dans un sol sableux, où ils ont examiné la variation des rotations en tête du pieu rigide qui était très sensible aux valeurs de K_0, spécialement celles qui appartenant à l'intervalle [0.25-0.6] alors que la sensibilité aux valeurs supérieues à 0.6 était très faible.

Fan et Long (2005) ont performé des analyses en éléments finis sur des pieux chargés latéralement et ont étudié l'effet de la variation K_0 sur la forme des courbes p-y. ils ont trouvé que l'augmentation n'est pas seulement dans la rigidité initiale dans les courbes p-y mais aussi dans la résistance ultime du sol.

(b) Définition ambiguë de la profondeur à laquelle la résistance du sol change de type coin vers le type d'écoulement

Reese et al. (1974) ont adopté deux modes de rupture pour le calcul de la résistance ultime du sol. En utilisant un modèle de coin près de la surface du sol (à une profondeur superficielle) et sur la base de la théorie de Rankine et les conditions de la rupture de Mohr-Coulomb, ils ont formulé une expression de la résistance du sol ultime qui contient le diamètre du pieu, la profondeur du coin de sable et le plus important est l'angle de frottement interne du sol. À une certaine profondeur à partir de la surface du sol, qui n'est pas quantifiée, ils ont considéré un autre modèle de rupture de sable qui consiste à un écoulement horizontal autour du pieu. Une expression différente de la résistance ultime du sol a été proposée qui contient les mêmes paramètres.

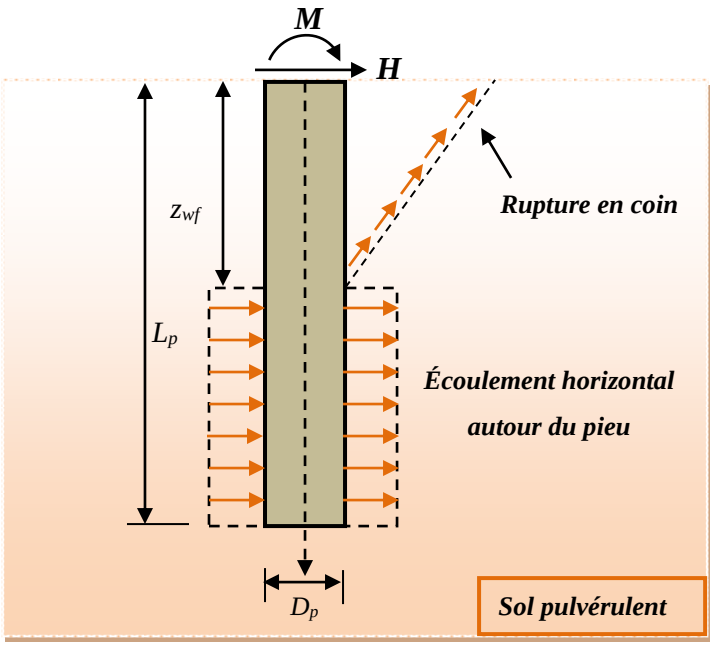


Figure II. 8 : Les modèles de déformation du sol selon Reese et al. (1974).

Un changement dans le mécanisme de rupture du premier modèle vers le deuxième a été remarqué d'après Reese et al. (1974) dans une profondeur particulière z_{wf} (Figure II.9), où les pressions ultimes exercées par les deux concepts sont égales. D'après ces auteurs, pour des monopieurs à grand diamètre, z_{wf} est simplement une profondeur au niveau de laquelle les deux concepts de rupture donnent la même valeur de la pression ultime en dessous de la pointe du monopieu. Une profondeur superficielle n'est pas définie pour quelques diamètres où la résistance ultime du sable change du premier modèle de sable vers le deuxième. Pour discuter ce point, la variation de z_{wf} en fonction de l'angle de frottement interne du sol ϕ pour quelques diamètres des monopieux a été tracée pour examen (Figure II.9).

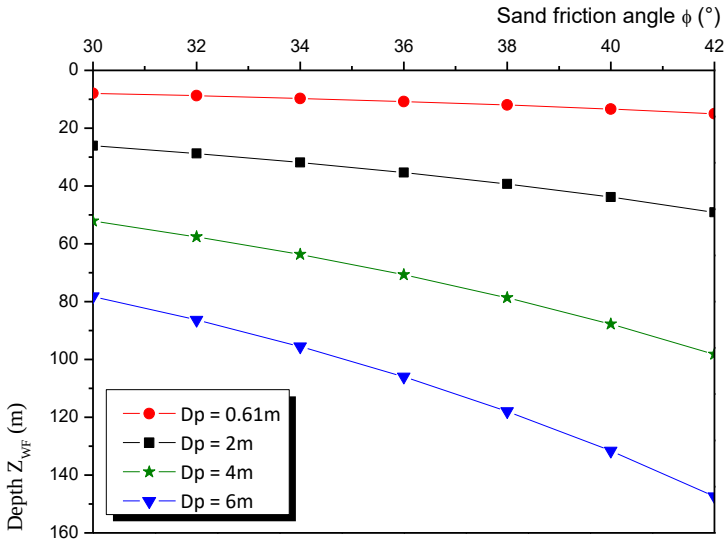


Figure II. 9 : La variation de z_{wf} en fonction de ϕ etD_p.

La Figure montre que même pour un diamètre de 2m, où la plupart des auteurs prétendent que comme un diamètre limite de la validation du modèle de Winkler, l'ancrage total du monopieu, qui est dans la plupart des cas inférieur de 30m, tombe dans la zone des profondeurs consacrées par Reese et al. (1974) comme superficielles. Pour des monopieux aux diamètres plus grands, la profondeur superficielle est même plus profonde. Par conséquent, le concept de la rupture en écoulement horizontal autour du monopieu, n'aurait jamais lieu parce que tous les monopieux ont des diamètres plus de 2m. Une définition plus appropriée serait considérée en utilisant d'autres fondements théoriques.

(c) Lacunes dans la formulation p-y proposée par O'Neill et Murchison (1983)

La formule analytique équation (II.11) proposée par les auteurs et adoptée dans le code de dimensionnement API est attirante parce qu'elle est simple à implémenter dans un code informatique. En effet, cette formule a montré ses limites dans la conception des monopieux à grand diamètre de la même manière que celle de Reese et al. (1974). L'inconvénient majeur dans la formulation proposée par O'Neill et Murchison (1983) est lié dans le fait, que la rigidité initiale dans leurs courbes p-y surestime significativement la rigidité du sol dans les grandes profondeurs et elle ne comporte aucune propriété géométrique du monopieu. Cela est considéré par plusieurs chercheurs pour être à l'origine de la mauvaise performance du modèle de Winkler.

(d) Le modèle ne tient pas compte des propriétés géométriques du monopieu et la rigidité à la flexion.

La rigidité initiale des courbes p-y E_{py}^{*} recommandée dans la conception peut être obtenue par l'évaluation de la pente de la courbe tangente à $y=0$

$$E_{py}^{*} = \frac{dp(y,z)}{dy}\Big|_{y=0} = Ap_u \frac{\frac{k_{API}z}{Ap_u}}{cosh^2\left(\frac{k_{API}zy}{Ap_u}\right)}\Bigg|_{y=0} = k_{API}z \qquad \text{(II.17)}$$

Il est très clair dans cette équation que la rigidité initiale est indépendante des propriétés des pieux (diamètre et rigidité à la flexion), et elle est linéairement dépendante de la profondeur z. Puisque E_{py}^{*}, à travers le paramètre k, est lié uniquement à la densité relative du sable et ne dépend pas des propriétés du monopieu, plusieurs questions peuvent se poser parce que la recherche sur ce problème a donné des conclusions contradictoires. On va voir dans le chapitre suivant que la plupart des auteurs qui ont essayé d'améliorer la performance des courbes p-y ont intervenu au niveau de la rigidité initiale de la courbe p-y plutôt que la pression ultime. La littérature sur ce problème est rare. Une modélisation numérique des monopieux sous un chargement latéral a été effectuée par Wiemann et al. (2004) et Sorensen et al. (2010) a montré que la rigidité initiale de l'interaction sol/monopieu est affectée par le changement du diamètre du monopieu. D'autre part, il y a une difficulté de trouver k pour un sable très dense qui a un angle de frottement interne supérieur de $40°$ (Figure II.7). Par conséquent, plusieurs chercheurs ont reporté que la variation linéaire de la rigidité avec la profondeur, montrée dans l'équation (II.17) mène à une surestimation de la rigidité du sol à des profondeurs importantes. En outre, les codes de dimensionnement actuels mènent à une sousestimation dans les déplacements en tête pour les monopieux à grand diamètres sous chargements extrêmes (Abdel-Rahman et Achmus 2005, Wiemann et al. 2004 et Sorensen 2012) ce qui est confirmé par Otsmane et Amar Bouzid (2018).

II.5 Conclusion :

Pendant plusieurs années, le modèle BNWF a été un moyen utile pour la conception des pieux supportant les plateformes offshore dans l'industrie du gaz et du pétrole et les autres secteurs de génie civil, tel que les grands bâtiments ou les ponts. L'incapacité de ces modèles pour la conception des monopieux supportant les tours éoliennes offshore a été pratiquement prouvée par les incohérences qui caractérisent le contexte de la théorie où les courbes p-y ont été formulées d'une part et les limites d'utilisation du modèle même d'autre part. Pour cette raison, plusieurs chercheurs ont proposé des formules analytiques pour les courbes p-y dans le but d'améliorer les analyses en tenant compte du diamètre du monopieu et quelques paramètres de la rigidité de monopieu.

Chapitre III

Évaluation de la Performance des Courbes P-Y Proposées dans le Dimensionnement des MonoPieux à Grand Diamètre.

Résumé :

Les courbes p-y utilisées dans les codes de dimensionnement (API et DNV) ne sont pas appropriées pour la modélisation des monopieux à grand diamètre, pour cela, des chercheurs ont proposé des formulations afin d'améliorer la performance du modèle de Winkler. Dans ce chapitre, deux cas sont étudiés, la première étude consiste une éolienne offshore à Horns Rev (Danemark) supportée par un monopieu dans un sol sableux en utilisant la MEF par ABAQUS et les résultats du programme Fortran WILDPOWER 1.0 qui utilise les différentes courbes p-y pour l'évaluation. La deuxième étude consiste deux éoliennes offshore (North Hoyle (UK) et Irenne Vorrink (Netherlands) afin d'évaluer la capacité des méthodes proposées à décrire les déplacements en tête des monopieux et par conséquent la première fréquence propre.

III.1 Introduction

Puisque les modèles de Reese et al. (1974) et d'O'Neill et Murchison (1983), qui sont adoptés dans les codes de dimensionnement notamment le code DNV (spécialisé dans le dimensionnement des turbines à vent offshore), ne sont pas appropriés pour le dimensionnement des monopieux à grand diamètre, d'autres nouvelles proposition ont été décrites et implémentées avec les méthodes p-y originales dans un codes WILDPOWER 1.0 et comparées avec les résultats obtenus par la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel ABAQUS .

III.2 Nouvelles propositions des courbes p-y à base de ϕ pour améliorer les performances du modèle BNWF (ϕ -based p-y curves) :

En ce qui concerne la résistance ultime du sol p_u , la majorité des auteurs considéraient la formulation utilisée par Reese et al. (1974) qui a été adoptée à la conception du monopieu de grand diamètre dans leurs nouvelles formulations de courbes p-y. Cependant, la plupart d'eux proposaient des modifications au niveau de leurs rigidités initiales des courbes p-y pour améliorer les performances du modèle Winkler en tenant compte du diamètre et parfois les paramètres de rigidité du monopieu.

En remarquant que la rigidité initiale dans la méthode originale API surestime approximativement la rigidité du sol dans des larges profondeurs, Wiemann et al. (2004), et à partir d'une analyse théorique ainsi qu'une analyse par éléments finis en 3D et pour l'application de la méthode p-y standard aux fondations monopieux à grand diamètre, Wiemannet al. (2004) ont proposé une formule qui diminue la rigidité du sol par l'introduction d'un rapport du diamètre du monopieu.

$$k_{Wiemann} = k_{API} \left(\frac{D_p^{ref}}{D_p}\right)^{\frac{4(1-a)}{4+a}} \qquad \text{(III.1)}$$

Avec : D_p^{ref}=1m ; $a = 0.6$ pour les sables moyennement denses et $a = 0.5$ pour les sables denses.

A partir d'une analyse par différences finis 3D en utilisant FLAC 3D, Sorensen et al. (2010) ont proposé une formule de courbe p-y pour les monopieux à grand diamètre et ils ont conclu que la rigidité initiale dépend de la profondeur, le diamètre du pieu et de l'angle de frottement interne du sol.

$$k_{Sorensen2010} = \frac{1}{z}\, a \left(\frac{z}{z_{ref}}\right)^{b} \left(\frac{D_p}{D_p^{ref}}\right)^{c} \phi^{d} \qquad \text{(III.2)}$$

Avec : $b = 0.6\,;\, c = 0.5\,;\, d = 3.6\,;\, z_{ref} = 1\ m\,;\, D_p^{ref} = 1\ m\,;\, a = 50MPa$ et ϕ en radians.

Deux ans plus tard et dans sa thèse de doctorat, Sorensen (2012) a modifié son expression en remplaçant le terme de l'angle de frottement du sol par un terme dépendant de la rigidité du sol.

$$k_{Sorensen2012} = \frac{1}{z}\, a \left(\frac{z}{z_{ref}}\right)^{b} \left(\frac{D_p}{D_p^{ref}}\right)^{c} \left(\frac{E_s}{E_s^{ref}}\right)^{d} \qquad \text{(III.3)}$$

Avec : $a = 1MPa\,;\, z_{ref} = 1m\,;\, D_p^{ref} = 1\ m\,;\, E_s^{ref} : 1MPa\,;\ b=0.3\,;\ c=0.5\,;\, d=0.8.$

Kallehave et al. (2012) ont donné une considération théorique pour déterminer la rigidité du sol par la modification de la rigidité initiale des courbes p-y de l'API, ils ont proposé une modification de la rigidité initiale de la courbe p-y selon l'équation suivant :

$$k_{Kallehave} = \frac{1}{z} k_{API} z_{ref} \left(\frac{z}{z_{ref}}\right)^{m} \left(\frac{D_p}{D_p^{ref}}\right)^{0.5} \qquad \text{(III.4)}$$

Avec : $m = 0.6m\,;\, D_p^{ref} = 0.61m\ \ ;\ \ z_{ref} = 2.5m$

Les récentes formes analytiques de ces courbes p-y sont groupées dans le Tableau (III.1).

Tableau III. 1: Formules proposées pour la rigidité initiale de la courbe p-y.

Auteur	***Rigidité initiale E_{py}^{*}***	***Paramètres assignés***
O'Neill et Murchison (1983) (API 2014 et DNV 2013)	$k_{API} z$	k_{API} = k Apparaissant dans l'équation (II.12)
Wiemann et al. (2004)	$k_{Wiemann}\ z = z\ k_{API} \left(\frac{D_p^{ref}}{D_p}\right)^{\frac{4(1-a)}{4+a}}$	$a = 0.6$ pour un sable de densité moyenne et $a = 0.5$ pour un sable dense, $D_p^{ref} = 1m$
Sorensen et al. (2010)	$k_{Sorensen2010}\ z = a\left(\frac{z}{z_{ref}}\right)^{b} \left(\frac{D_p}{D_p^{ref}}\right)^{c} \phi^{d}$	$a = 50MPa\,, z_{ref} = 1m, D_p^{ref} = 1m,$ $b = 0.6, c = 0.5, d = 3.6, \phi$ en radians
Sorensen (2012)	$k_{Sorensen2012}\ z = a\left(\frac{z}{z_{ref}}\right)^{b} \left(\frac{D_p}{D_p^{ref}}\right)^{c} \left(\frac{E_s}{E_s^{ref}}\right)^{d}$	$a = 1\ MPa, z_{ref} = 1m, D_p^{ref} = 1m,$ $E_p^{ref} = 1MPa, b = 0.3,\ c = 0.5,$ $d = 0.8$
Kallehave at al. (2012)	$k_{Kallehave}\ z = k_{API} z_{ref} \left(\frac{z}{z_{ref}}\right)^{m} \left(\frac{D_p}{D_p^{ref}}\right)^{0.5}$	$m = 0.6,\ z_{ref} = 2.5m,$ $D_p^{ref} = 0.61m$

Les formulations analytiques apparaissant dans le Tableau (III.1) sont toutes pour des sables de silice et le seul paramètre du sol d'entrée est l'angle du frottement interne du sable ϕ, sauf la formulation de Sorensen (2012) qui nécessite le module d'Young de sable E_s.

III.3 Le programme informatique WILDPOWER 1.0 :

La formulation p-y multi-segments proposée par Reese et al. (1974), la forme hyperbolique par O'Neill et Murchison (1983) ainsi que les autres formulations suggérées pour améliorer les courbes p-y à base de ϕ décrites dans le Tableau (III.1), ont été encodées dans un programme Fortran nommé WILDPOWER 1.0 (Amar Bouzid 2018). WILDPOWER 1.0 a été conçu comme un nom général qui signifie **W**inkler **I**dealization of **L**arge **D**iameter **P**iles for **O**ffshore **W**ind **E**nergy **R**egenerators version **1.0**.

La procédure du calcul implémentée dans WILDPOWER 1.0 est basée sur l'utilisation de la méthode des différences finies pour résoudre l'équation (II.1). Il utilise un organigramme spécial où les différentes étapes de calcul sont effectuées de manière itérative. Puisque la solution de l'équilibre du monopieu soit sous un chargement latéral ou un moment de renversement est basée sur la résolution de l'équation (II.1), les paramètres les plus précis sont les déplacements nodaux *y* et les réactions du sol nodales *p* pour la simple raison que les premiers sont les solutions de l'équation (II.1) tandis que les seconds sont les valeurs correspondant aux déplacements sur les courbes p-y prescrites. Donc, les paramètres de conception restants, comme les rotations, forces de cisaillement et les moments fléchissants peuvent être déterminés par l'intégration des réactions du sol ou par la dérivation des déplacements du monopieu. La double intégration des réactions du sol peut donner successivement les forces de cisaillement et les moments fléchissants suivant les équations :

$$T_i = T_{i+1} - 0.5(p_{i+1} + p_i)(z_{i+1} - z_i) \quad \text{(III.5)}$$

$$M_i = M_{i+1} - T_{i+1}(z_{i+1} - z_i) + \frac{1}{6}(z_{i+1} - z_i)^2(2.p_{i+1} + p_i) \quad \text{(III.6)}$$

Où : T_i et M_i sont respectivement la force de cisaillement et le moment fléchissant du nœud *i* pour une profondeur z_i. p_i est la réaction du sol du nœud *i*. Cependant, les profils de rotation sont déterminés par un simple calcul des dérivées des profils de déplacement.

III.4 Prédiction de la réponse d'un monopieu à grand diamètre : Modélisation BNWF vis à vis l'analyse par éléments finis :

La performance des modèles des courbes p-y implémentés dans WILDPOWER 1.0 est évaluée par rapport aux résultats fournis par l'utilisation d'un logiciel bien connu. Tous les résultats rapportés ici, sont effectués alors par ABAQUS (2011), la modélisation décrite par la suite est la même pour tous les monopieux étudiés.

Le maillage des éléments finis utilisé pour modéliser le monopieu et son milieu environnant est illustré dans la Figure (III.1). À cause de l'existence d'un plan de symétrie dans le problème du monopieu à grand diamètre sous un chargement latéral, seulement la moitié du domaine est maillé comme il est montré dans la Figure (III.1). La partie du sol est discrétisée en utilisant des éléments isoparamétriques basés sur un élément hexaédrique à vingt (20) nœuds type C3D20R. (20-noded hexahedral displacement based isoparamtric elements type C3D20R). Les limites verticales sont placées à une distance de $15D_p$ (D_p est le diamètre du monopieu) à partir de la ligne centrale du monopieu, pour éliminer tout effet de frontière possible, où la limite inférieure est placée assez loine sous la pointe du monopieu à une distance d'un L_p. Les nœuds appartenant aux limites verticales sont empêchés de se déplacer latéralement, tandis que ceux de la limite inférieure sont empêchés contre tout mouvement.

Le monopieu est modélisé soit comme un solide cylindrique soit comme un monopieu tubulaire ouvert en utilisant les éléments shell. Lorsqu'il est modélisé comme un élément solide, le module d'Young fourni en tant que donnée d'entrée dans ABAQUS est calculé sur la base de la valeur effective de la rigidité à la flexion $(EI)_p$ en tenant compte la section transversale (cross-section) du monopieu.

Afin de ne pas tenir compte de tout effet d'installation, le monopieu est supposé être réalisé sur place. Il est modélisé avec des éléments hexaédriques quadratiques à vingt (20) nœuds, le même type avec le sol et il a été traité comme un matériau élastique linéaire avec un module d'Young $E_p = 210\ GPa$ et un coefficient de Poisson ν=0.30.

La réponse élasto-plastique du sol sableux est modélisée en utilisant le modèle Mohr-Coulomb avec une règle d'écoulement non-associé. Quatre paramètres sont nécessaires dans le modèle de Mohr-Coulomb pour effectuer une analyse par éléments finis. Les paramètres de résistance sont, la cohésion c, l'ange de frottement interne du sol ϕ et l'angle de dilatance ψ contrôlent le comportement plastique du sol, alors que les paramètres de rigidité nommés le module d'Young du sol E_s et le coefficient de Poisson ν_s régissent la

déformation élastique du sol. Pour modéliser l'interaction entre le monopieu et le sol, le contact de la formulation (surface-to-surface master/slave) a été utilisé. Car le sol en contact avec le monopieu est beaucoup plus mou que le monopieu et il a été choisi comme slave surface, alors que le monopieu est choisi comme master surface.

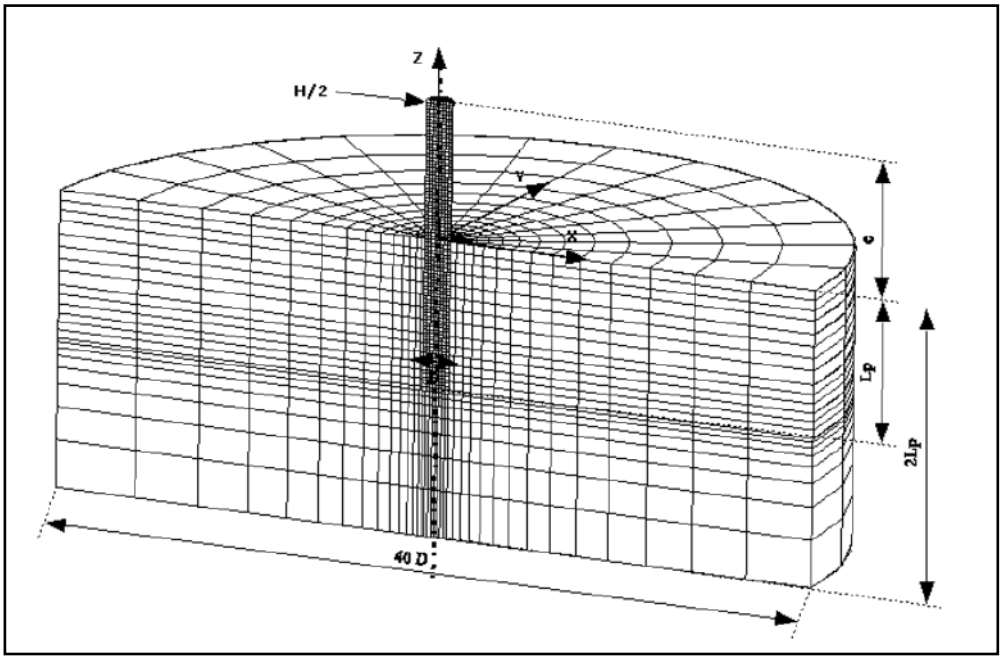


Figure III. 1 Maillage des éléments finis utilisé dans l'interaction sol/monopieu.

Les déplacements latéraux ont été tirés directement des résultats d'ABAQUS sur l'axe z suivant le chemin montré dans la Figure (III.2a). Le moment fléchissant a été calculé à partir des contraintes normales le long de l'axe z suivant le chemin montré dans la Figure (III.2b) par l'équation suivante :

$$M(z) = \sigma_z \pi \, D_p^3/32 \qquad \text{(III.7)}$$

Avec σ_z est la contrainte normale verticale (suivant l'axe z).

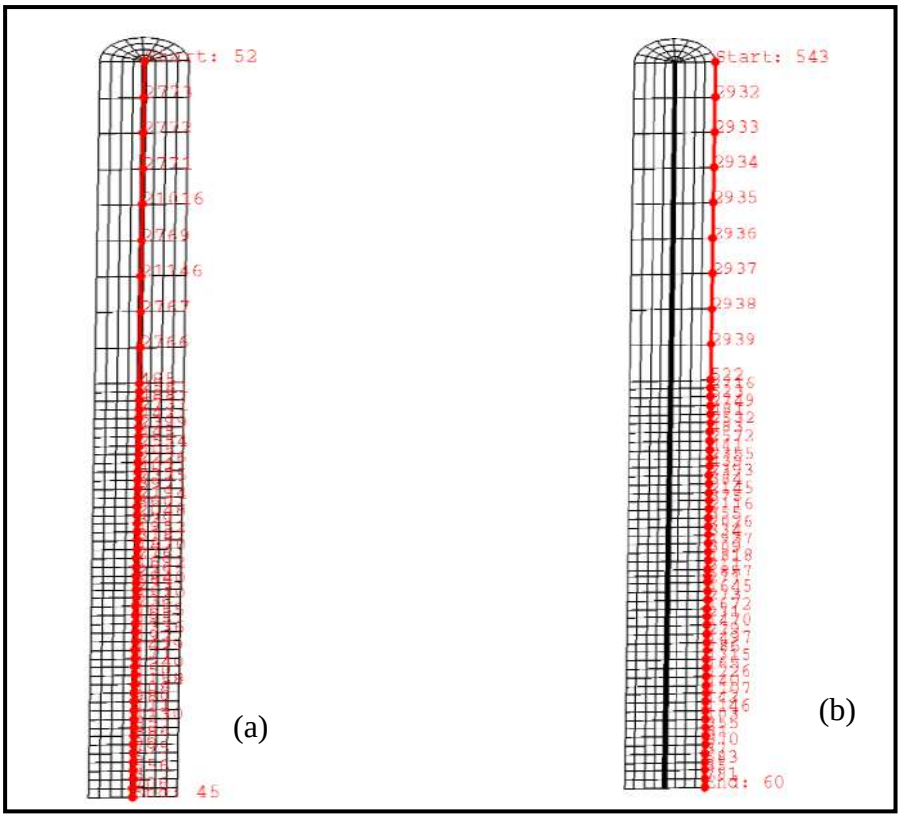


Figure III. 2 : Domaine des résultats

(a) des déplacements latéraux (b) Domaine des résultats des moments fléchissants.

L'effort tranchant a été déterminé à partir des contraintes tangentielles τ_{rz} et $\tau_{z\theta}$, avec :

$$\tau_{rz} = \bar{\tau}_{rz}\ cos\,\theta \quad \text{et} \quad \tau_{z\theta} = \bar{\tau}_{z\theta} sin\,\theta \qquad \text{(III.8)}$$

Où $\bar{\tau}_{rz}$ et $\bar{\tau}_{z\theta}$ sont les amplitudes des contraintes au point appartenant au pieu et distant de r de l'axe de celui-ci.

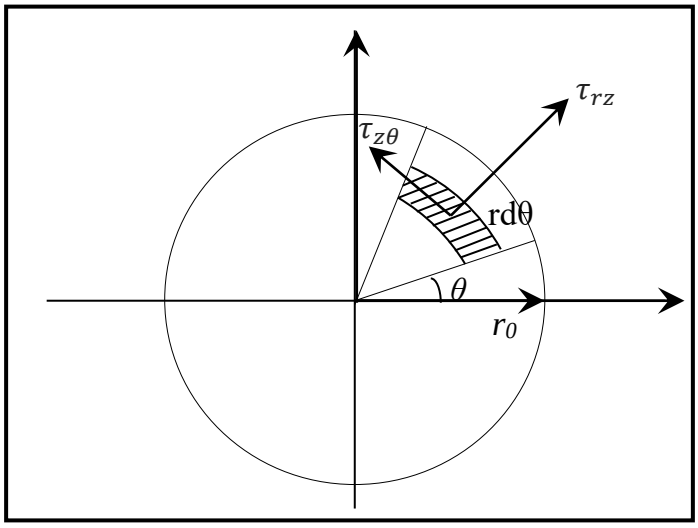


Figure III. 3 : Évaluation des efforts tranchants à partir des contraintes tangentielles $\boldsymbol{\tau_{rz}}$ et $\boldsymbol{\tau_{z\theta}}$

L'effort tranchant est calculé donc par l'équation :

$$T(z) = \pi \int_0^{r_0} (\ \bar{\tau}_{rz}(r_1 z) - \bar{\tau}_{z\theta}(r_1 z)\ r dr \qquad \text{(III.9)}$$

Et par conséquent, la réaction du sol est calculée par la dérivation de l'effort tranchant :

$$p(z) = \frac{\Delta T(z)}{\Delta h} \qquad \text{(III.10)}$$

III.4.1 Évaluation des récentes propositions relativement aux résultats d'éléments finis en incluant les résultats expérimentaux :

Le code WILDPOWER 1.0 a été conçu afin d'évaluer un monopieu ancré dans un sol sous un chargement latéral. Afin d'évaluer les différentes méthodes implémentées dans ce code, une modélisation 3D en utilisant le logiciel ABAQUS a été rajoutée aux résultats expérimentaux obtenus par Doherty et al (2012).

III.4.1.1 La description du site :

Des essais in situ ont été effectués sur un sable dense dans le site de Blessington, (Dublin, Irlande). Des tests de pénétration statique (CPT) ont été réalisés dans des endroits proches au monopieu étudié (Figure III.4).

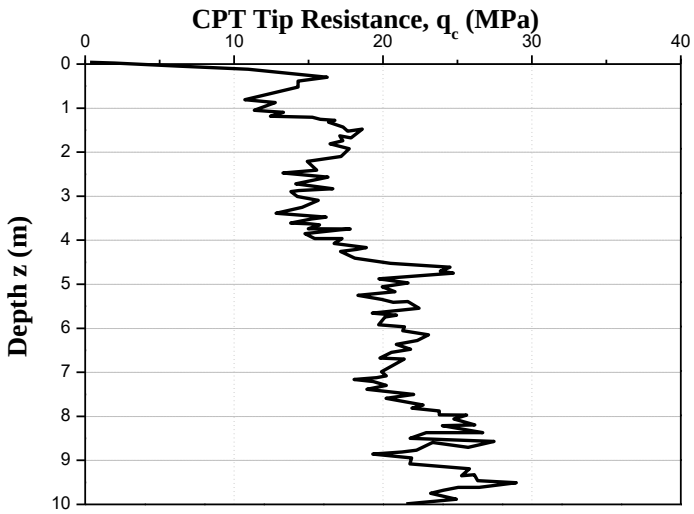


Figure III. 4 : Tests de pénétration au cône au site de Blessington (Doherty et al. 2012).

Des tests sur un monopieu en acier, de rigidité à la flexion $(EI)_p = 390\,000\ kNm^2$, ont été effectués (Doherty et al. 2012), les caractéristiques du monopieu sont mentionnées

dans le Tableau (III.2). La charge statique a été appliquée, en utilisant un vérin hydraulique connecté à une pompe, à une distance de 0.4 m au-dessus de la surface du sol. Le monopieu est chargé jusqu'à un déplacement latéral supérieur de 10% du diamètre du monopieu.

Tableau III. 2: Caractéristiques du monopieu

L_p (m)	D_p (m)	t (mm)	e (m)	E_pI_p (kNm^2)
2.2	*0.34*	*13.0*	*0.4*	*390 000.0*

L'analyse de la méthode des éléments finis a été faite par le logiciel ABAQUS. Le monopieu est modélisé comme un cylindre solide avec un module d'élasticité équivalent $E_{p\,eq} = 594\ GPa$ et un comportement linéaire. Le comportement du sol est modélisé par Mohr-Coulomb où les ses caractéristiques sont mentionnées dans le Tableau (III.3). L'angle de l''interface entre le sol et le monopieu est estimé par $2\phi/3$ (deux tiers l'angle de frottement interne du sol).

Tableau III. 3 : Paramètres utilisés dans la modélisation de la méthode des éléments finis 3D par ABAQUS.

Paramètre	Valeur
Poids volumique, γ (kN/m^2)	*20.0*
Module d'Young, E_s (kPa)	*155 000.0*
Cohésion, c (kPa)	*0.1*
Angle de frottement interne, ϕ (°)	*42.4*
Coefficient de Poisson, ν	*0.2*

Le modèle géométrique utilisé est illustré dans la Figure (III.5).

La courbe charge-déplacement mesurée in situ est comparée dans la Figure (III.6) avec celles de la modélisation 3D par ABAQUS et les méthodes décrites dans le programme WILDPOWER 1.0. Les déplacements considérés sont à la surface du sol. Deux points essentiels sont observés :

- Les résultats des éléments finis sont dans une marge acceptable en comparaison aux résultats des essais réalisés par (Doherty et al. 2012).
- Des écarts importants sont observés dans les résultats des méthodes décrites dans le programme WILDPOWER 1.0 qui surestiment grossièrement les déplacements en tête du

monopieu. Ce qui confirme encore une fois que ces méthodes ne conviennent pas pour la conception des monopieux offshore.

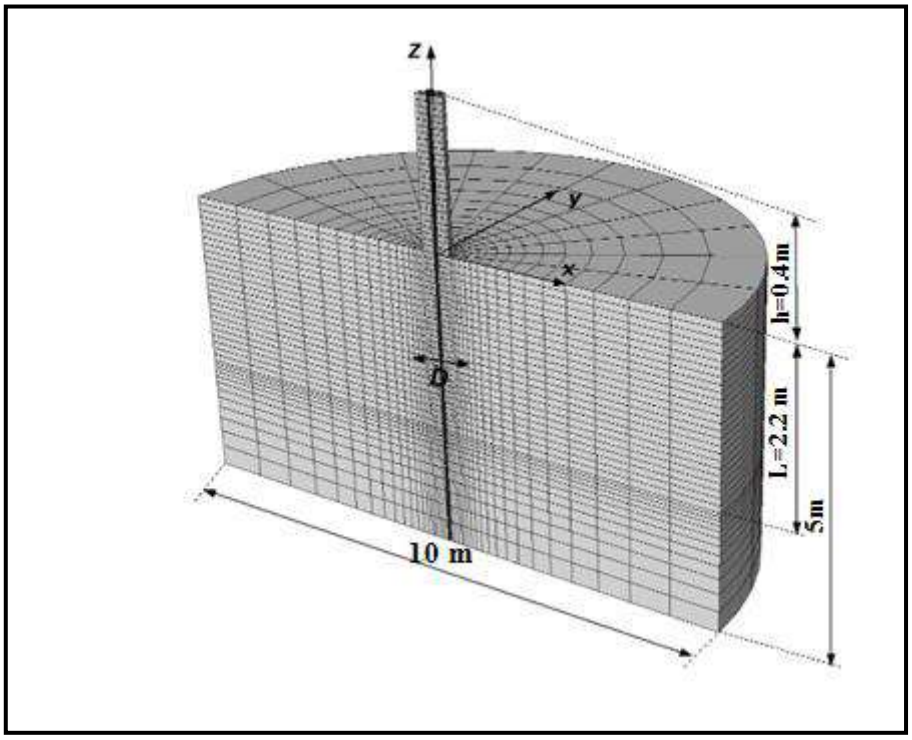


Figure III. 5 : Le modèle géométrique de la modélisation 3D par la méthode des éléments finis.

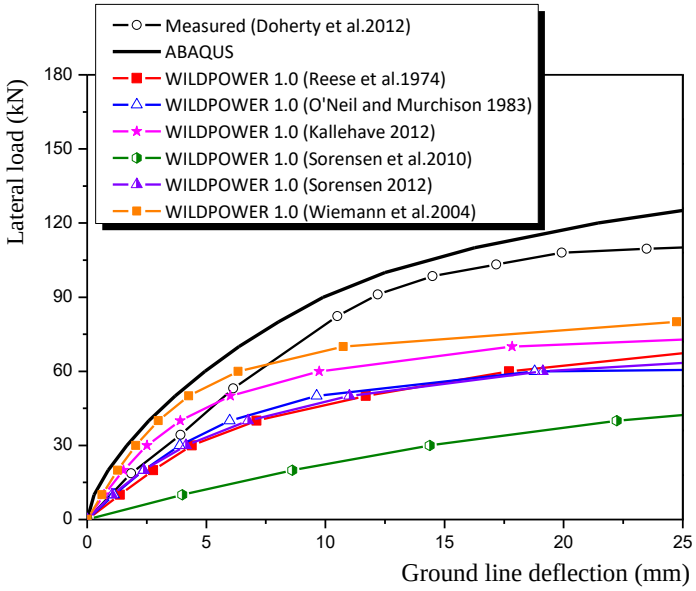


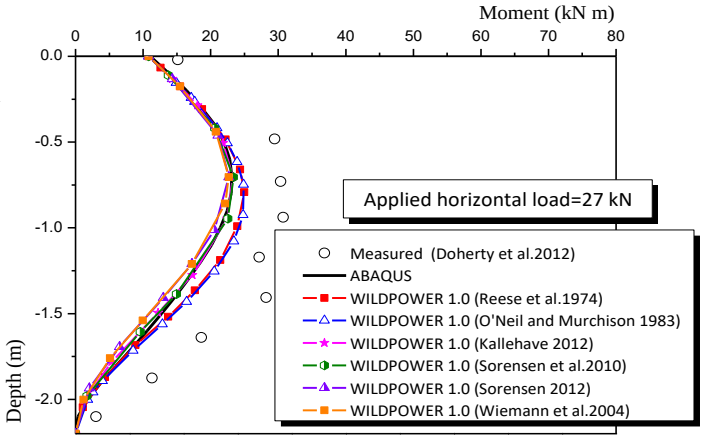
Figure III. 6 : Comparaison des courbes charge – déplacement.

La Figure (III.7) illustre les profils des moments calculés par WILDPOWER 1.0 et par la modélisation 3D ABAQUS pour deux valeurs différentes de charges latérales (*a*) pour

H=27kN et (*b*) pour *H=49kN*. On observe un excellent accord des méthodes utilisées par Kallehave et al. (2012), Sorensen et al. (2010), Sorensen (2012) et Wiemann et al. (2004) avec la modélisation 3D par ABAQUS pour *H=27kN*, alors que les courbes de Reese et al. (1974) et O'Neill et Murchison (1983) s'éloignent un peu de la courbe fournie par ABAQUS. Pour une charge de *49kN*, la courbe relative à ABAQUS s'éloigne des autres courbes et présente un moment maximal moins que les autres.

Toutes les courbes présentent une marge acceptable avec celle mesurée in situ dans les deux Figures (III.7) (a) et (b).

(a)



(b)

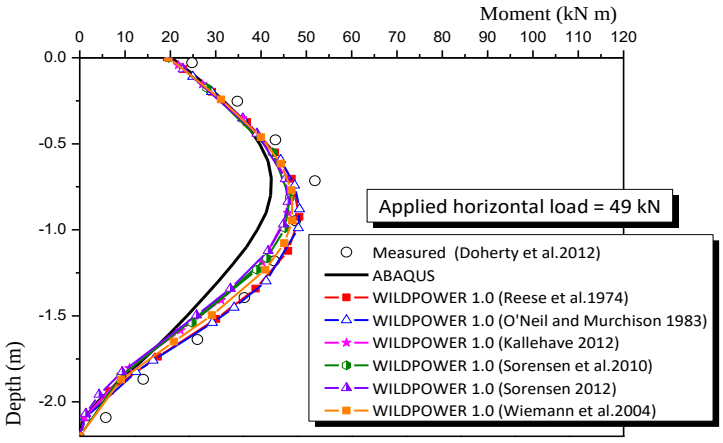


Figure III. 7 : Profils des moments des différentes méthodes.
(a) pour une charge de *27kN* (b) pour une charge de *49kN*.

III.4.2 Modèle BNWF vis à vis l'analyse par éléments finis pour un monopieu supportant une turbine à vent à Horns Rev (Danemark) : Estimation des paramètres de conception :

La précision de la réponse du monopieu aux sollicitations latérales est estimée sur un monopieu ancré dans un site appelé Horns Rev qui est situé dans le secteur Danois de la mer du Nord. Les paramètres de conception du monopieu qui consistent en profils de déplacement, rotation, moment fléchissant, force de cisaillement et de la réaction du sol sont calculés par WILDPOWER 1.0 en utilisant les six (06) courbes p-y et par ABAQUS et ensuite une étude comparative est effectuée. Le monopieu considéré dans cette section, a été choisi parmi les 80 éoliennes offshore type Vestas V80. Il a un diamètre extérieur de 4m, une longueur de 31.6m et une paroi d'une épaisseur variable induisant une rigidité à la flexion variable $(EI)_p$ le long du monopieu comme il est montré dans la Figure (III.8a). Le monopieu a une longueur de $31.8m$ sous le niveau moyen de la mer, ce qui a entrainé une profondeur d'ancrage de $21.9m$.

L'identification des strates du sol traversées par le monopieu a été effectuée par Augustesen et al. (2009). Les expériences de CPT ont montré que la lithologie était principalement formée de sable avec à peu près six (06) couches. Les détails des épaisseurs des couches avec leurs propriétés physiques et de résistance sont résumés dans le Tableau (III.4). La nature et l'épaisseur de chaque couche est illustrée dans la Figure (III.8b).

Tableau III. 4 : La stratigraphie du sol avec les valeurs moyennes des paramètres de rigidité et de résistance pour chaque couche de sol à Horns Rev.

Couche de sol	Type	Profondeur	E_s (MPa)	γ/γ' (kN/m^3)	ϕ (°)	ψ(°)	ν_s
1	Sable	0-4.5	130	20/10	45.4	15.4	0.28
2	Sable	4.5-6.5	114.3	20/10	40.7	10.7	0.28
3	Sable à sable limoneux	6.5-11.9	100	20/10	38.0	8.0	0.28
4	Sable limoneux	11.9-14.0	104.3	20/10	36.6	6.6	0.28
5	Sable / limon / organique	14.0-18.2	4.5	20/10	29.0	0.0	0.28
6	Sable	18.2-44	168.8	20/10	38.7	8.7	0.28

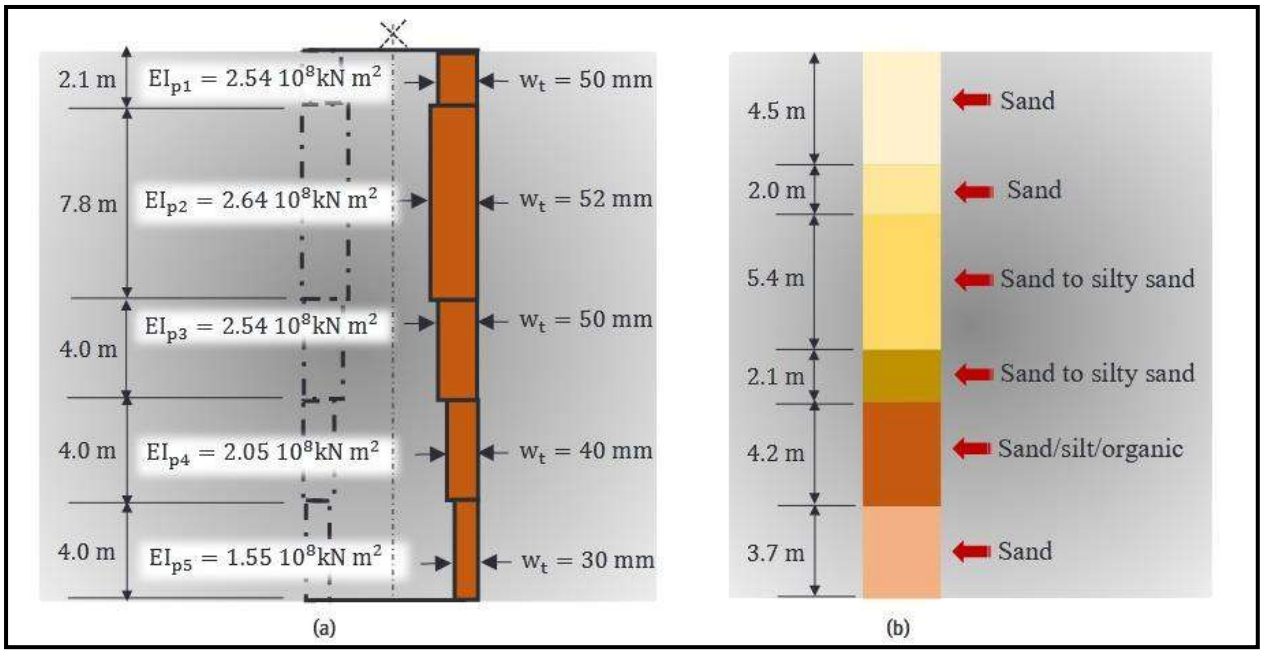


Figure III. 8 : Caractéristiques du monopieu et lithologie du site à Horns Rev.

Le monopieu dans ce premier cas d'étude a été soumis à une charge latérale statique $H=4.6MN$ et un moment de renversement $M=95MNm$, tous les deux, agissant au niveau du fond marin adoptant le même chargement que celui de Augustesen et al. (2009). La charge extérieure dans le modèle est appliquée comme une force horizontale de $H=2.3MN$ ($=0.5*4.6MN$ à cause de la symétrie) avec une excentricité de $h=20.65m$ au-dessus de la surface du sol. Cette excentricité engendre un moment fléchissant de $M=95MNm$ au niveau de la surface du sol.

La partie du sol est discrétisée en utilisant 4600 éléments isoparamétriques en utilisnt un élément hexaédrique à vingt (20) nœuds type C3D20R. (20-noded hexahedral displacement-based isoparamtric elements type C3D20R) et le monopieu est modélisé avec 3230 éléments hexaédriques quadratiques à vingt (20) nœuds selon la modélisation décrite dans la Figure (III.9) qui discrétise le monopieu et le milieu environnant à Horns Rev.

Le monopieu en acier est supposé élastique linéaire avec des paramètres $E_s = 210GPa$ et $\nu=0.3$. Le monopieu est modélisé par un cylindre solide à la place d'un modèle tubulaire. Le module d'Young est réduit en comparant avec les rigidités à la flexion. Pour un monopieu solide équivalent, E_p est entre $12.3GPa$ à $21.0GPa$ et le coefficient du Poisson ne change pas. Le comportement du sol est modélisé par le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb.

L'interaction entre le monopieu et le sol est modélisée par le modèle de Mohr-Coulomb avec un coefficient de frottement égal à 0.5. Les éléments d'interface permettent le

glissement entre le monopieu et le sol. Le calcul a été fait en deux étapes, la première est d'établir les contraintes dans le modèle entier en considérant le monopieu comme un sol, et la deuxième est d'appliquer la charge latérale sur le monopieu.

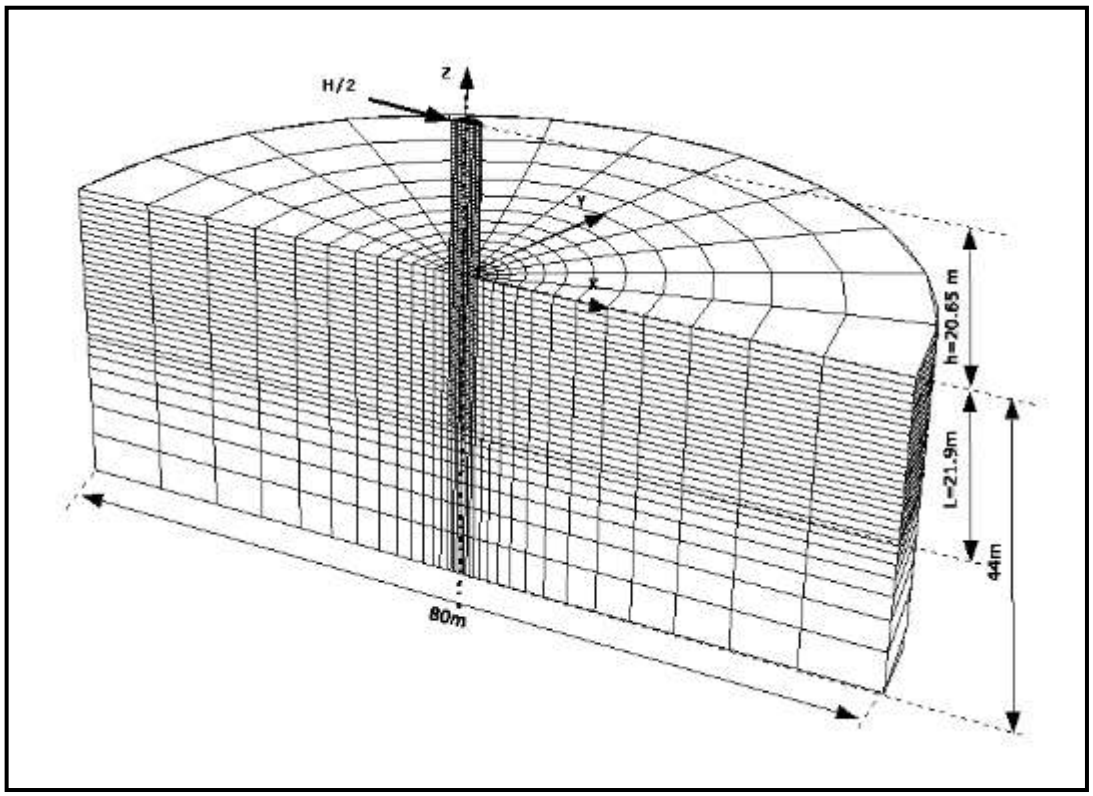


Figure III. 9 : Modèle éléments finis du monopieu à Horns Rev.

Les résultats de WILDPOWER 1.0 et ABAQUS sont représentés dans les cinq séries de Figures (III.10-III.14), qui décrivent respectivement la variation du déplacement, de la rotation, du moment fléchissant, de l'effort tranchant et de la réaction du sol avec la profondeur. Un examen attentif des résultats dans leur globalité révèle que les résultats obtenus peuvent être catégorisés dans trois grandes classes distinctes. Ces classes sont également visibles dans chaque paramètre de conception. Alors, la Figure (a) de chaque paramètre de conception correspond aux résultats des courbes p-y déjà adopté par les codes de dimensionnement (API et DNV) et montrant un comportement similaire. La Figure (b) dans chaque série des Figures contient des résultats du modèle BNWF où WILDPOWER 1.0 utilisant les courbes p-y de Sorensen et al. (2010), Sorensen (2012) et Wiemann et al. (2004). Ces méthodes, qui sont proches les unes des autres, ont une tendance différente de celles de API. La Figure (c) dans les Figures (III.10-III.14) correspond aux résultats qui ont montré un modèle entièrement différent. Ceux-ci ont été obtenus lorsque WILDPOWER 1.0 a été exécuté avec la courbe p-y de Kallehave et al. (2012).

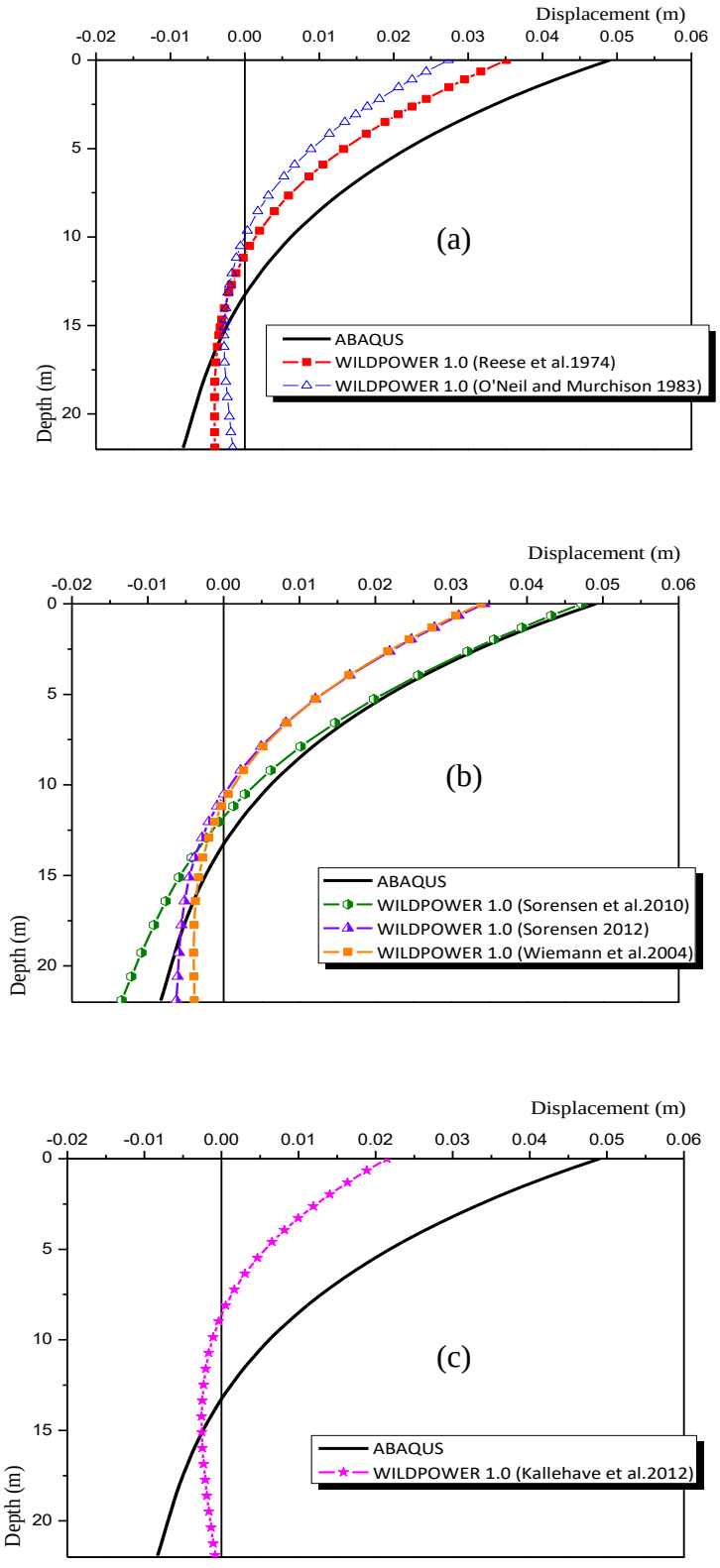


Figure III. 10 : Profils des déplacements

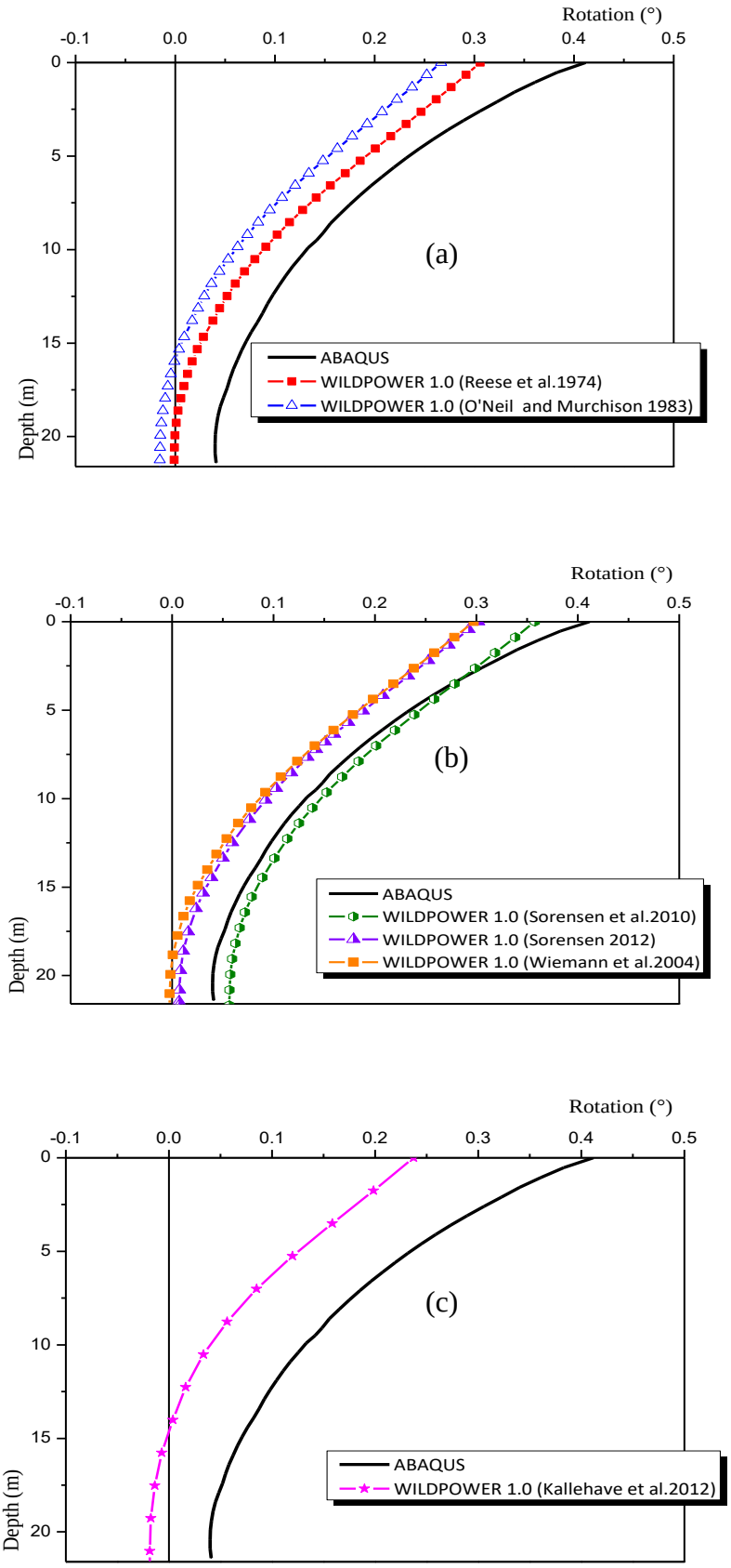


Figure III. 11 : Profils de rotations

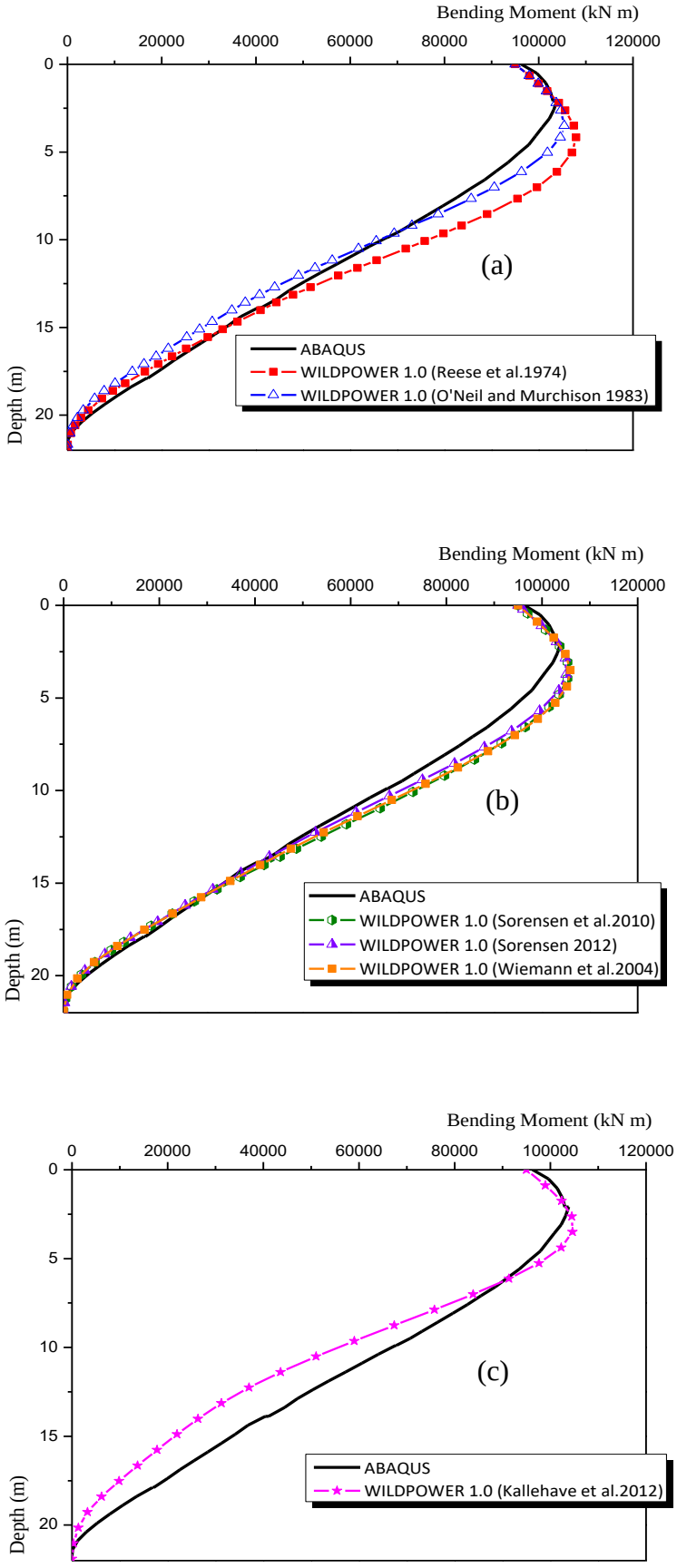


Figure III. 12 : Profils des moments fléchissants.

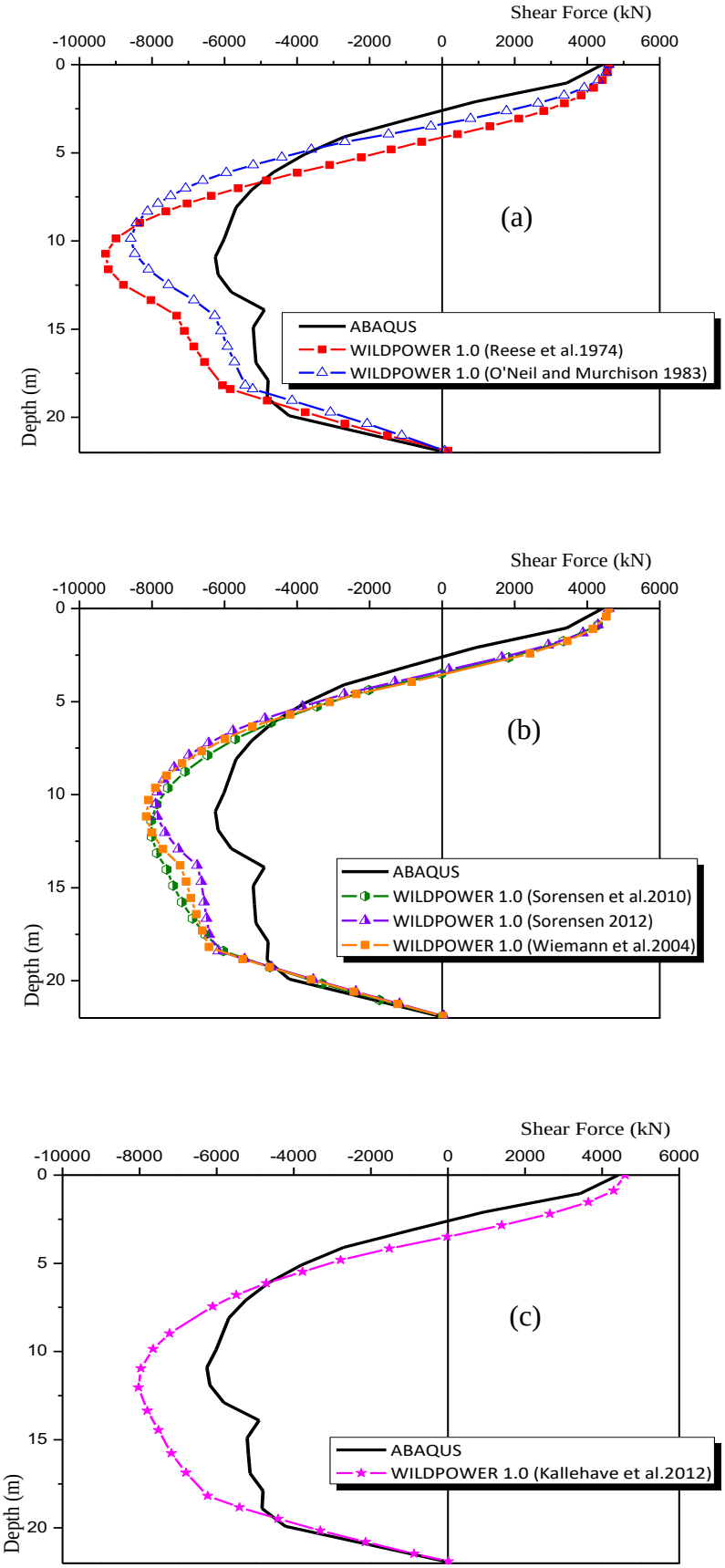


Figure III. 13 : Profils des forces de cisaillement.

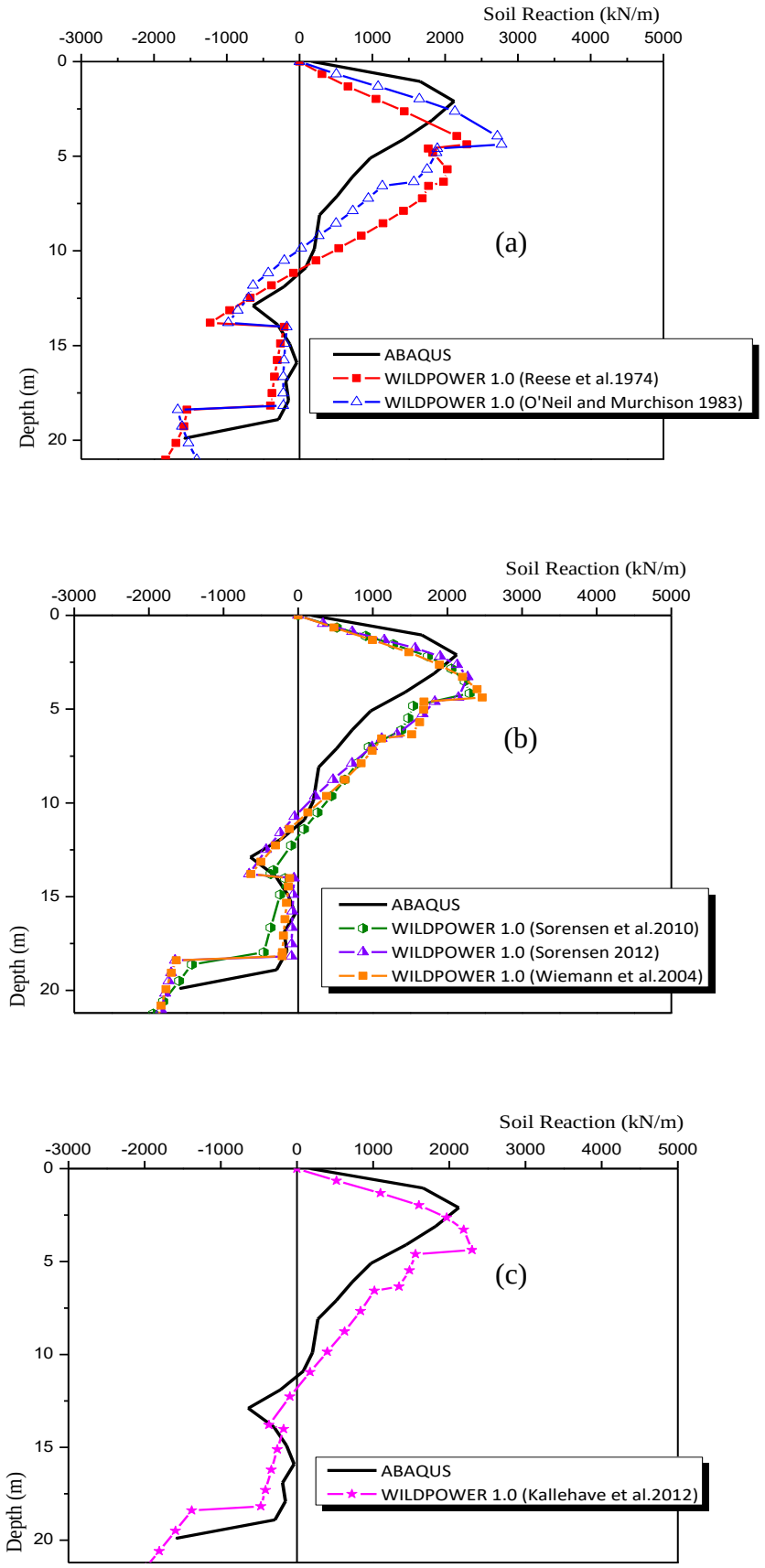


Figure III. 14 : Profils de réaction des sols.

La Figure (III.10) montre la variation des déplacements du monopieu avec la profondeur. Comme première observation, il est facile de remarquer que le modèle présenté par la méthode de Winkler où les courbes p-y de Reese et al. (1974) et API sont utilisés, diffère de celui de ABAQUS. Cela confirme que ces méthodes ne sont pas appropriées pour prévoir correctement les déplacements du monopieu, spécialement en tête et en pointe du monopieu. Cependant dans la Figure (III.10b), un accord presque parfait a été remarqué entre les déplacements par la méthode des éléments finis et ceux du modèle de Winkler pour la partie supérieure du monopieu quand WILDPOWER 1.0 utilise les courbes p-y de Sorensen et al. (2010), bien qu'un écart significatif soit remarqué à la pointe du monopieu. Le modèle de Winkler utilisant les courbes p-y de Sorensen (2012) et Wiemann (2004) révèle une sous-estimation des déplacements du monopieu sur toute sa longueur, montrant aussi un schéma de déformation proche de celui présenté par la méthode de l'API. Le profil des déplacements présenté par Kallehave et al. (2012) échoue complètement à modéliser le comportement rigide d'un monopieu.

Les profils des rotations sont donnés dans la Figure (III.11). Encore ici, la courbe p-y de Sorensen et al. (2010) est la meilleure pour présenter les rotations du monopieu. Les autres modèles de Winkler n'ont pas réussi à présenter un modèle correct. Les différents profils des moments fléchissants sont détaillés dans les Figures (III.12). À l'exception du modèle de Kallehave et al. (2012) qui sousestime le moment fléchissant sur presque toute la longueur du monopieu, les autres méthodes présentent la même tendance avec des valeurs proches des moments fléchissants maximaux qui diffèrent légèrement de celui de ABAQUS. Ça donne une confirmation que le moment fléchissant ne peut pas être considéré comme un indicateur de performance pour évaluer le modèle BNWF. Les profils des forces de cisaillement et des réactions du sol sont montrés respectivement dans les Figures (III.13) et (III.14). Par rapport aux forces de cisaillement, toutes les méthodes représentent correctement le comportement du monopieu dans le tiers supérieur de la longueur, alors qu'une surestimation significative des valeurs des forces de cisaillement au milieu où les moments maximaux absolus devaient avoir lieu. Dans la Figure (III.14), qui montre l'évolution des réactions du sol avec la profondeur, tous les modèles de Winkler présentent la même tendance avec de légers écarts par rapport aux résultats des éléments finis.

Les caractéristiques les plus importantes de la conception du monopieu chargé latéralement sont groupées dans le Tableau (III.5). Pour le déplacement en tête du monopieu, la profondeur du déplacement nul ainsi que la rotation en tête du monopieu, le modèle de

Sorensen et al. (2010) donne les valeurs les plus proches en comparaison avec ceux de ABAQUS.

Tableau III. 5 : Les caractéristiques les plus importantes de la conception dans la déformation du monopieu à Horns Rev.

Méthodes	*Déplacement en-tête (m)*	*Profondeur de zéro déplacement (m)*	*Déplacement de la pointe du monopieu (m)*	*Rotation en-tête (°)*	*Moment maximal (kNm)*	*Profondeur du moment maximal (m)*
ABAQUS	*0.049*	*13.27*	*-0.0083*	*0.41*	*103 812.4*	*2.091*
Reese et al. (1974)	*0.035*	*10.9*	*-0.0040*	*0.305*	*107 918.9*	*4.161*
O'Neill et Murchison (1983)	*0.027*	*9.86*	*-0.0016*	*0.266*	*105 395.7*	*3.285*
Kallehave et al. (2012)	*0.021*	*8.56*	*-0.0008*	*0.237*	*104 857.6*	*3.066*
Sorensen et al. (2010)	*0.047*	*11.6*	*-0.0134*	*0.358*	*105 564.0*	*3.504*
Sorensen (2012)	*0.034*	*10.5*	*-0.0062*	*0.302*	*105 199.9*	*3.285*
Wiemann et al. (2004)	*0.034*	*10.9*	*-0.0039*	*0.297*	*105 916.5*	*3.504*

Pour la profondeur au moment fléchissant maximal, la plus petite valeur est donnée par l'analyse par la méthode des éléments finis. Le point le plus profond du moment maximal est prévu par le modèle de Reese et al. (1974).

Malgré qu'il n'y a pas un accord parfait, l'approche BNWF la plus performante est le modèle basé sur la courbe p-y proposé par Sorensen et al. (2010). C'est probablement parce que la courbe p-y de Sorensen et al. (2010) est la seule formulation qui contient l'angle de frottement interne du sable ϕ dans son expression.

III.4.3 Modèle BNWF vis à vis l'analyse par éléments finis pour des monopieux supportant des turbines à vent offshore : Évaluation de la fréquence naturelle de vibration :

La présente étude est dédiée à l'évaluation indirecte de la performance de la méthode des courbes p-y lors de la conception des monopieux supportant des éoliennes offshore. L'élément le plus significatif dans cette section est la première fréquence naturelle (1st NF) qui est un paramètre important dans la conception sécurisée de ces structures élancées. Pour

cette raison, et avant d'effectuer la comparaison sur la base de 1 ère NF de chaque modèle, les trois étapes suivantes méritent d'être décrites. En première étape, les différents termes constituant les expressions analytiques décrivant la vibration naturelle d'une turbine à vent offshore sont donnés et sont expliqués. Dans la deuxième étape, les détails des structures des éoliennes offshore de Nord Hoyle et à Irene Vorrink choisies pour cette étude sont donnés et les données des sites géotechniques sont également fournies. L'interaction sol/monopieu en termes de coefficients de flexibilité et puis en termes de coefficients de rigidité nécessaires pour le calcul de la fréquence naturelle sont établis par ABAQUS et WILDPOWER 1.0 en utilisant tous les modèles de Winkler dans la troisième étape. Les 1ères FN calculées par l'analyse des éléments finis et par les modèles de Winkler sont comparées à la fréquence naturelle mesurée fournie par le fabriquant des éoliennes offshore pour évaluer la performance de chaque courbe p-y.

III.4.3.1 Modélisation approximative des éoliennes offshore pour une analyse dynamique :

La fréquence naturelle d'une éolienne offshore dépend extrêmement des propriétés du matériau utilisé dans sa fabrication, et elle est affectée par la rigidité du système monopieu/sol.

À cet effet, et à fin d'inclure l'influence de la rigidité du sol sur la vibration de la tour, Harland et Vugts (1996) ont été parmi les premiers chercheurs qui ont proposé une expression de la 1ère FN en tenant compte l'interaction sol/tour. Ils ont proposé que le sol où la turbine à vent est ancrée peut-être remplacé par deux ressorts représentant respectivement le mode de translation et de basculement selon la Figure (III.15). Ils ont considéré que la période naturelle de vibration de la turbine à vent est la superposition de la période de la tour à base fixe (fixed base tower) et les périodes résultant de la translation rigide de la tour et la rotation. L'expression établie est :

$$T^2 = \frac{4\pi^2 (M_{top} + m_{eq}) L^3}{3EI_{eq}} \left(\frac{48}{\pi^2} + \frac{3E_{eq}}{K_{eq}}\right) \qquad \text{(III.11)}$$

Avec : L est la longueur de la tour, M_{top} est la masse supérieure, m_{eq}, I_{eq} et K_{eq}sont :

$$m_{eq} = \frac{\sum_{j=1}^{n} m_j l_j \left[1 - cos\left(\frac{\pi x_j}{2L}\right)\right]^2}{L} \; ; \; I_{eq} = \frac{\sum_{j=1}^{n} I_j l_j cos^2\left(\frac{\pi x_j}{2L}\right)}{L} \text{ et } K_{eq} = \frac{K_R K_L L^2}{K_R + K_L L^2} \qquad \text{(III.12)}$$

Avec : K_L et K_R sont les coefficients de rigidité du ressort (Figure III.15).

En considérant que $f = 2\pi/T$, la fréquence naturelle à base fixe est déduite de l'équation (III.11) :

$$f_{FB}=\frac{\pi^2}{4\sqrt{3}}\sqrt{\frac{3EI_{eq}}{(M_{top}+m_{eq}L)L^3}} \quad \text{(III.13)}$$

La 1ère FN de la turbine à vent, en tenant compte de l'interaction sol/fondation est donnée par :

$$f_1=f_{FB}\eta_{SSI} \quad \text{(III.14)}$$

Avec η_{SSI} est un facteur donné par : $\eta_{SSI}=\frac{1}{\sqrt{1+\frac{\pi^4 EI_{eq}}{16K_{eq}L}}}$ (III.15)

f_{FB} dans l'équation (III.13) est la fréquence naturelle de la turbine à vent quand elle est ancrée dans un milieu de rigidité infinie et le facteur η_{SSI} de l'équation (III.15) est le facteur reflétant l'influence de la rigidité de la fondation de la turbine à vent.

Bien que la formule de la 1ère FN proposée par Harland et Vugts (1996) soit parmi les premiers travaux qui ont tenu compte de l'effet de la rigidité du sol dans la vibration latérale des turbines à vent, il semble qu'elle manque de rigueur pour au moins trois raisons principales. Premièrement, l'expression (III.13) de la fréquence naturelle à base fixe a été trouvée inadéquate dans plusieurs cas, car elle donne de grandes valeurs dont la correction par l'incorporation du facteur de l'équation (III.15) a un effet marginal sur l'écart, qui est significatif, par rapport à la 1ère FN mesurée. Deuxièmement, elle a été dérivée sur l'hypothèse d'une tour à gradins (Figure (III.15) qui s'avère peut être pratique pour une tour éolienne terrestre, mais pour une turbine à vent offshore, la variation du diamètre de la tour est linéaire. Troisièmement, pour une modélisation plus rigoureuse, l'interaction sol/monopieu a besoin d'un troisième ressort qui représente le terme de couplage (cross-coupling) de la rigidité.

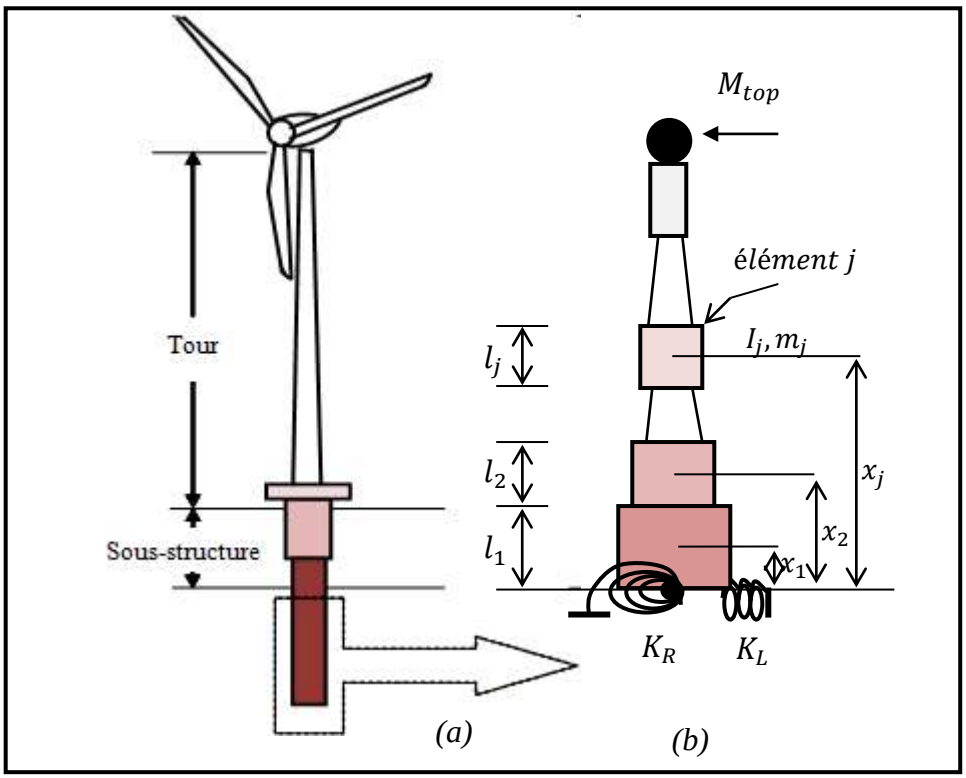


Figure III. 15 : Modélisation dynamique simplifiée d'une turbine à vent offshore à deux ressorts : (a) Tour montée sur un monopieu (b) modélisation par ségments avec deux ressorts représentant l'interaction de sol/fondation.

La structure montée sur un monopieu, est généralement formée par une sous-structure et une tour dans une éolienne offshore (Figure III.16). Une expression plus rigoureuse pour la fréquence naturelle à base fixe en tenant compte de la variation de la section transversale de la tour avec l'élévation, a été proposée par Belvins (2001) :

$$f_{FB}=\frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{3(EI)_{TS}}{(M_{top}+(\frac{33}{140})m_{TS})L^3}} \qquad \text{(III.16)}$$

Où : $$m_{TS} = m_T + m_S \qquad \text{(III.17)}$$

m_T et m_S sont la masse de la tour et la masse de la sous-structure respectivement. Pour une représentation plus précise de la rigidité à la flexion (sous-structure+tour) $(EI)_{TS}$, Amar Bouzid et al. (2018) et Aissa et al. (2018) ont proposé la formule suivante :

$$(EI)_{TS} = (1-\alpha)(EI)_S + \alpha(EI)_{Top} \times \lambda_{av} \qquad \text{(III.18)}$$

Où : $\alpha = \frac{L_T}{L}$, $(EI)_{TS}$ est la rigidité à la flexion de la sous-structure, $(EI)_{Top}$ est la rigidité à la flexion au sommet et λ_{av} est un facteur expliquant la diminution graduelle de la tour en terme de $m = \frac{D_b}{D_t}$.

Les expressions analytiques des masses de la sous-structure et de la tour sont données par :

$$m_S = \gamma_{steel}\pi L_S t_S (D_S - t_S) \quad \text{(III.19)}$$

$$m_T = 0.5\,\gamma_{steel}\pi L_T t_T (D_b + D_t - 2t_T) \quad \text{(III.20)}$$

Où : γ_{steel} est le poids volumique de l'acier qui également donné par $7860\ kg/m^3$ et les autres paramètres sont détaillé dans la Figure (III.16).

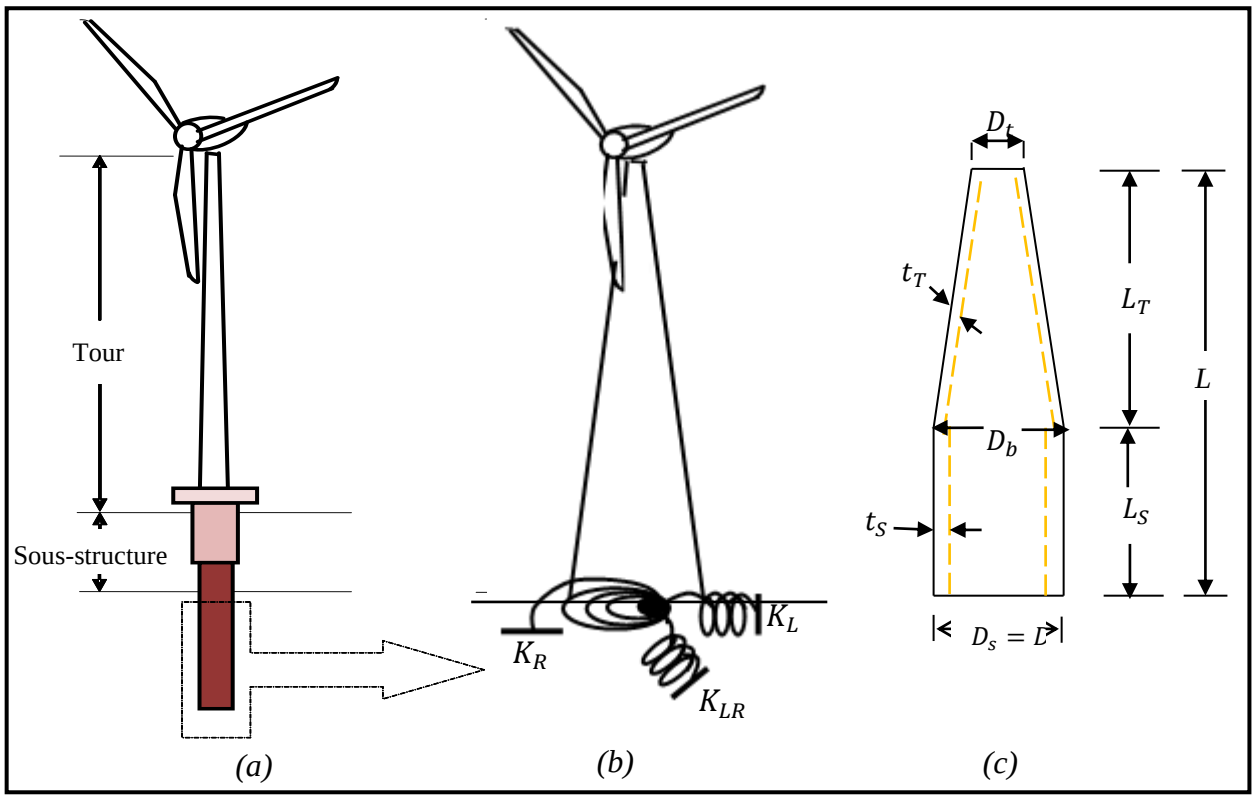


Figure III. 16 : Modélisation dynamique simplifiée d'une éolienne offshore à trois ressorts : (a) système (sous-structure/tour) supporté par un monopieu, (b) Modélisation réelle de la tour conique avec trois ressorts quantifiant l'interaction sol/monopieu, (c) Dimensions des éléments de la sous-structure et de la tour.

Les rigidités à la flexion de la sous-structure et du sommet de la tour sont données par :

$$(EI_s) = E\frac{\pi[D_s^4-(D_s-2t_s)^4]}{64}\,,\ EI_{top} = E\frac{\pi[D_t^4-(D_t-2t_T)^4]}{64} \quad \text{(III.21)}$$

Où : E est le module d'Young de l'acier qui est égal à E_T et E_p.

Le facteur λ_{av} qui dépend du rapport m, a été déterminé par Aissa et al. (2018) comme la valeur moyenne des trois facteurs. Ils sont :

$$\lambda_{p1} = \frac{1}{3} \times \frac{2m^2(m-1)^3}{2m^2\ln(m)-3m^2+4m-1} \quad \text{(III.22)}$$

$$\lambda_{p2} = \frac{1}{30} \times \frac{12m^2(m-1)^5}{12m^2\ln(m)+m^4-8m^3+8m-1} \quad \text{(III.23)}$$

$$\lambda_{p3} = \frac{11}{120} \times \frac{12m^2(m-1)^5}{(-18m^3+6m^2)\ln(m)+5m^4+11m^3-27m^2+13m-2} \quad \text{(III.24)}$$

$$\lambda_{av}= (\lambda_{p1} + \lambda_{p2} + \lambda_{p3})/3 \quad \text{(III.25)}$$

$$m = \frac{D_b}{D_t} \quad \text{(III.26)}$$

Comme il a été mentionné précédemment, la rigidité en tête du monopieu quantifiant l'interaction sol/monopieu peut être mieux présentée par trois ressorts. Cela parce que les modes de translation et de la rotation sont couplés (cross-coupled) ce qui nécessite un ressort supplémentaire. Dans ce contexte, Arany et al. (2015) ont dérivé des expressions de la fréquence naturelle d'une éolienne sur une fondation flexible à trois ressorts au moyen de deux modèles de poutre : Bernoulli-Euler et Timoshenko. La fréquence propre dans les deux cas a été obtenue numériquement. Ils ont proposé une expression de analytique exacte contenant un coefficient de rigidité latérale K_L, un coefficient de rigidité rotationnelle K_R et un coefficient de rigidité de couplage K_{LR}. L'équation de la 1ère FN proposée est :

$$f_1 = C_R C_L f_{FB} \quad \text{(III.27)}$$

Où : f_{FB} est la fréquence à base fixe donnée par l'équation (III.16). Les facteurs C_R et C_L décrivant la rigidité en tête du monopieu sont utilisés pour quantifier l'interaction sol/monopieu :

$$C_L = 1 - \frac{1}{1+b\left(\eta_L - \frac{\eta_{LR}^2}{\eta_R}\right)} \quad ; \quad C_R = 1 - \frac{1}{1+a\left(\eta_R - \frac{\eta_{LR}^2}{\eta_L}\right)} \quad \text{(III.28)}$$

Avec $a= 0.6$; $b=0.5$, η_L ,η_R et η_{LR} sont données par :

$$\eta_L = \frac{K_L L^3}{EI_{TS}} ; \eta_R = \frac{K_R L}{EI_{TS}} \text{ et } \eta_{LR} = \frac{K_{LR} L^2}{EI_{TS}} \quad \text{(III.29)}$$

III.4.3.2 Caractéristiques des éoliennes offshore étudiées et description des sites :

Deux éoliennes offshore Irene Vorrink (Nerthrlands) et North Hoyle (UK) ont été sélectionnées pour cette étude. Ces éoliennes ont été choisies pour la disponibilité des données, notamment les fréquences propres mesurées. Les investigations géotechniques des montrent que les deux sites sont sableux. Les paramètres de résistance et de déformation des sols adoptés sont résumés dans le Tableau (III.6). Les données structurales des deux éoliennes offshore et les 1ères FN mesurées fournies par le fabriquant sont présentées dans le Tableau (III.7). Afin de calculer les fréquences naturelles, WILDPOWER 1.0 et ABAQUS sont exécutés en utilisant les informations recueillies des deux tableaux précédents. Puisque ces données proviennent directement des fabricants, il est possible de vérifier leurs précisions, sauf les données relatives à la masse de la nacelle de la tour.

Tableau III. 6 : Paramètres de résistance et de déformation des sols des sites choisis.

Propriétés du sol	*Symbole (unité)*	*Irene Vorrink*	*North Hoyle*
Cohésion du sol	*c (kN/m²)*	*0.0*	*0.0*
Angle de frottement interne du sol	*ϕ (°)*	*40.0*	*40.0*
Module d'Young du sol	*E_s (MPa)*	*165.0*	*644.0*
Coefficient du Poisson du sol	*ν_s*	*0.5*	*0.4*
Module de cisaillement du sol	*G_s (MPa)*	*55.0*	*230.0*
Poids volumique du sol	*γ (kN/m³)*	*21.0*	*21.0*
Références		*Arany et al. (2016)*	*Arany et al. (2016) – Amar Bouzid et al. (2016)*

Tableau III. 7: Caractéristiques géométriques des éoliennes offshore choisies.

Composant de la turbine	*Symbole (unité)*	*Irene Vorrink*	*North Hoyle*
Hauteur de la tour	*L_T (m)*	*44.5*	*67.0*
Hauteur de la sous-structure	*L_s (m)*	*5.2/6.0*	*7.0*
Hauteur totale de la tour	*L (m)*	*49.7/50.5*	*74.0*
Diamètre supérieur de la tour	*D_t (m)*	*1.7*	*2.3*
Diamètre inférieur de la tour	*D_b (m)*	*3.5*	*4.0*
Épaisseur de la tour	*t_T (mm)*	*13.0*	*35.0*
Diamètre de la sous-structure	*D_s (m)*	*3.5*	*4.0*
Épaisseur de la sous-structure	*t_s (mm)*	*28.0*	*50.0*
Module d'Young de la tour	*E_T (GPa)*	*210.0*	*210.0*
Masse de la tour	*m_T(ton)*	*37.0*	*130.0*
Masse de la nacelle	*M_{RNA}/M_t (ton)*	*35.5*	*100.0*
Diamètre du monopieu	*D_P (m)*	*3.5*	*4.0*
Épaisseur du monopieu	*t_p (mm)*	*28.0*	*50.0*
Module d'Young du monopieu	*E_p (GPa)*	*210.0*	*210.0*
Profondeur du monopieu	*L_p (m)*	*19.0*	*33.0*
Fréquence mesurée	*f_1 (Hz)*	*0.546/0.563*	*0.35*

Sur la base des données fournies par le Tableau (III.7), un certain nombre des paramètres structuraux et d'autres détails nécessaire pour le calcul de la 1ère FN sont donnés

dans le Tableau (III.8). Deux points importants doivent être soulignés. Premièrement, la masse de la tour m_T calculée sur la base de son expression (III.20) reportée dans le Tableau (III.8) s'avère différente de celle reportée dans le Tableau (III.7). Par conséquent, la valeur dans le Tableau (III.8) est utilisée pour le calcul de la 1ère NF. Deuxièmement, vue que la valeur du module d'Young du site North Hoyle donnée dans le Tableau (III.6) ne représente pas le sol sableux, une valeur de $E_s = 110\ MPa$, qui est correspondante au module d'Young utilisé dans la section (III.4.2), a été adoptée.

Tableau III. 8 : Valeurs adoptées pour les paramètres utilisés dans le calcul de la 1ère FN.

Turbine à vent	*Symbole (unité)*	*Irene Vorrink*	*North Hoyle*
α	-	0.895	0.905
m	-	2.059	1.739
Masse de la sous-structure	m_S (ton)	12.483 / 14.403	34.14
Masse de la tour	m_T (ton)	36.955	180.37
Masse du support de la structure	m_{TS} (ton)	49.438 / 51.358	214.51
Rigidité à la flexion de la tour	$(EI)_T$ ($GN.m^2$)	29.773	127.76
Rigidité à la flexion de la sous-structure	$(EI)_S$ ($GN.m^2$)	96.651	254.16
Rigidité à la flexion de la structure	$(EI)_{TS}$ ($GN.m^2$)	36.770 / 37.719	139.72
Rigidité à la flexion du monopieu	$(EI)_P$ ($GN.m^2$)	96.651	254.16
Rigidité à la flexion du supérieur de la tour	$(EI)_{Top}$ ($GN.m^2$)	5.147	33.547
Module d'Young du sol	E_s (MPa)	165.0	110.1
λ_{av}	-	5.784	3.808

III.4.3.3 Approche pour calculer les fréquences naturelles des éoliennes offshore et comparaison :

La dernière étape menant à l'étude comparative est pour évaluer la fréquence naturelle des éoliennes offshore en utilisant l'analyse par la méthode des éléments finis par ABAQUS d'une part et la 1ère FN en utilisant WILDPOWER 1.0 pour chaque modèle de courbe p-y d'autre part. Bien qu'on puisse trouver f_{FB} facilement à partir de l'équation (III.16) et qui dépend seulement des paramètres structuraux de l'éolienne, trouver f_1 n'est pas une tâche

facile. Cette dernière dépend des valeurs de C_L et C_R qui dépendent à leurs tours des coefficients de rigidité K_L, K_R et K_{LR}. Ces coefficients ne peuvent pas être évalués par un processus direct dans les problèmes numériques contrôlés par des forces (MEF ou l'approche de Winkler). Cependant, les coefficients de flexibilité en tête du monopieu sont les résultats directs de n'importe quelle méthode structurale contrôlée par des forces pour la raison que les mouvements en têtes des monopieux (déplacement et rotation) sont reliés au chargement appliqué par l'équation suivante :

$$\begin{Bmatrix} u_L \\ \theta_R \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} I_L & I_{LR} \\ I_{RL} & I_R \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} H \\ M \end{Bmatrix} \quad \text{(III.30)}$$

Où : H et M sont respectivement la force horizontale et le moment de renversement appliqué en tête du monopieu et u_L et θ_R sont respectivement le déplacement latéral et la rotation en tête du monopieu. Pour déterminer les éléments de la matrice de rigidité I_L et I_{LR}, une charge horizontale arbitraire pure ($H \neq 0$ et $M=0$) est appliquée à travers un certain nombre d'incréments en tête du monopieu au niveau du fond marin. Les valeurs de I_L et I_{LR} sont obtenues à partir de la pente des courbes représentant la variation de H avec u_L et l'évolution de H en fonction de θ_R respectivement. Comme le facteur de flexibilité de rotation nécessite une flexion pure, le système monopieu/sol est analysé sous un moment de renversement pure ($M \neq 0$ et $H=0$) appliqué au sommet du monopieu au niveau du fond marin par le biais d'un certain nombre d'incréments. À partir de la courbe représentant les valeurs croissantes de M en fonction de la rotation θ_R obtenue, le facteur de flexibilité I_R est évalué par un calcul simple de la tangente à l'origine de la courbe M-θ_R (voir Figure (III.17). L'application d'ABAQUS et WILDPOWER 1.0 avec ses différentes courbes p-y aux éoliennes offshore à Irene Vorrink et au North Hoyle a donné les relations effort-déformation qui sont montrées dans les Figures (III.18) et (III.19).

Les courbes H-u_L, M-θ_R et H-θ_R sont respectivement tracées dans les Figures (III.18 a-c) et (III.19 a-c) pour les éoliennes à Irene Vorrink et à North Hoyle. Les coefficients de flexibilité déterminés par ABAQUS et les modèles des courbes p-y inclus dans WILDPOWER 1.0 sont illustrés dans les Tableaux (III.9) et (III.10). Encore une fois, le comportement le plus flexible se rapporte à l'analyse des éléments finis, qui est bien visible dans les deux modes de translation et de rotation. Cependant, les valeurs des coefficients de flexibilités issus de la courbe p-y de Kallehave et al. (2012) affichent les valeurs les plus faibles, indiquant aussi un comportement très rigide.

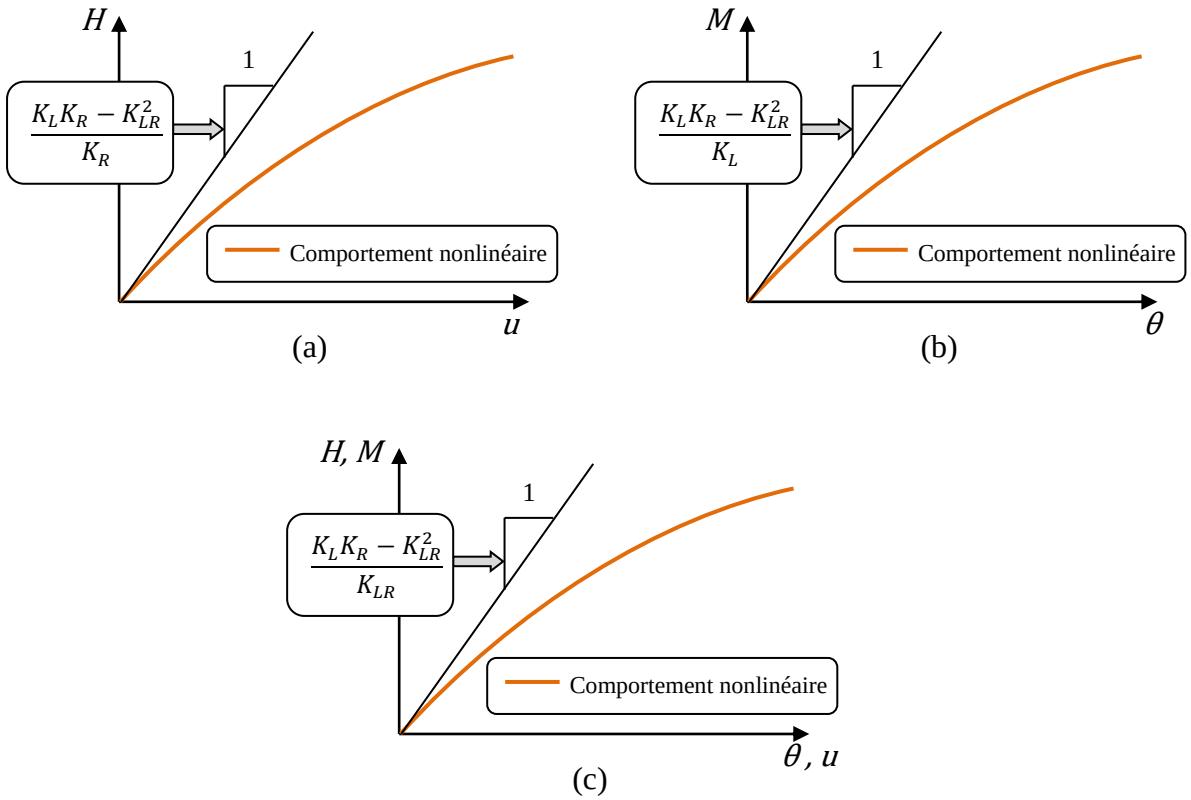


Figure III. 17 : Courbes de charge-déplacement en tête du monopieu permettant d'obtenir : (a) la rigidité latérale (b) la rigidité rotationnelle et (c) la rigidité de couplage.

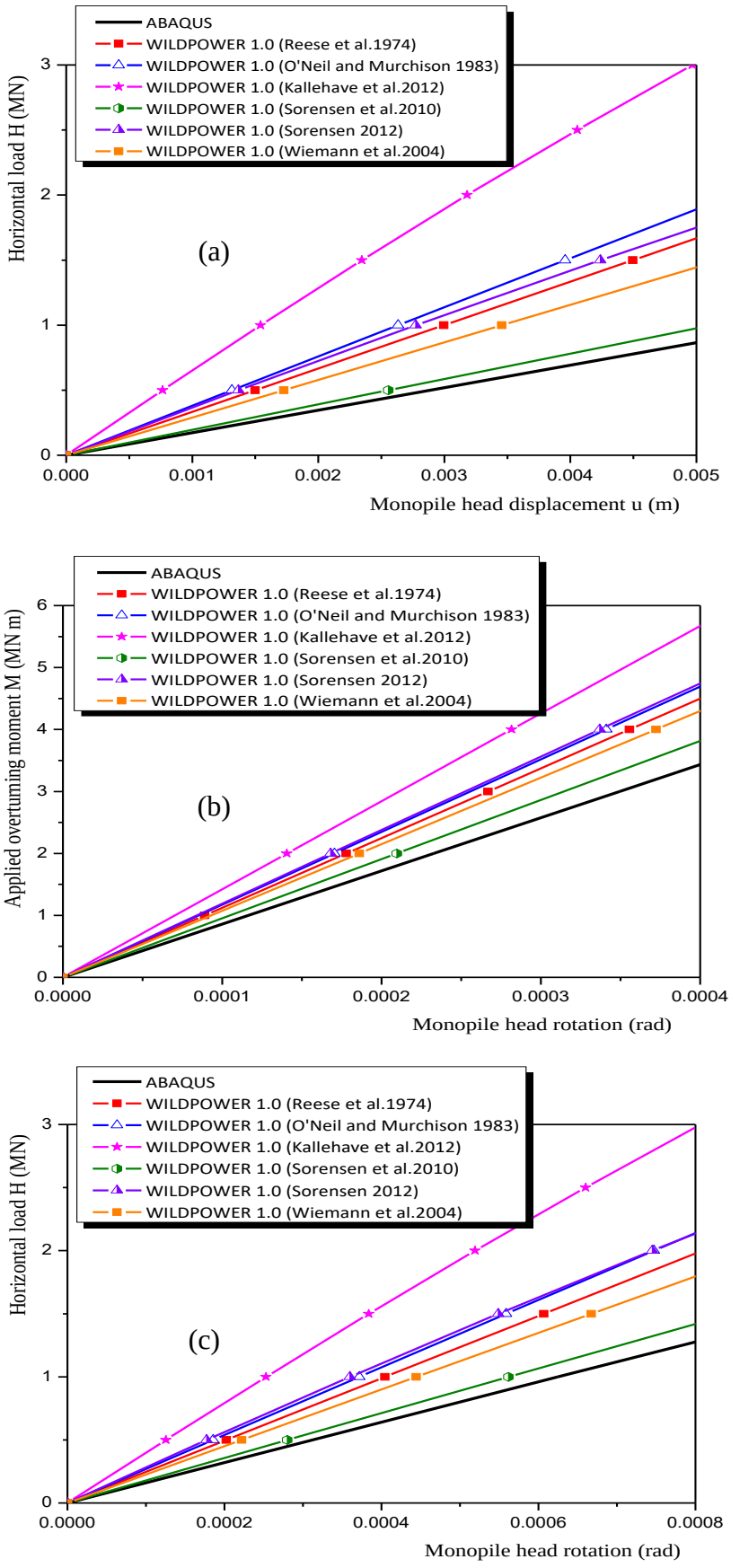


Figure III. 18 : Mouvements en tête du monopieu en termes du chargement appliqué à Irene Vorrink : (a) courbe H-u_L, (b) courbe M-θ_R et (c) courbe H-θ_R.

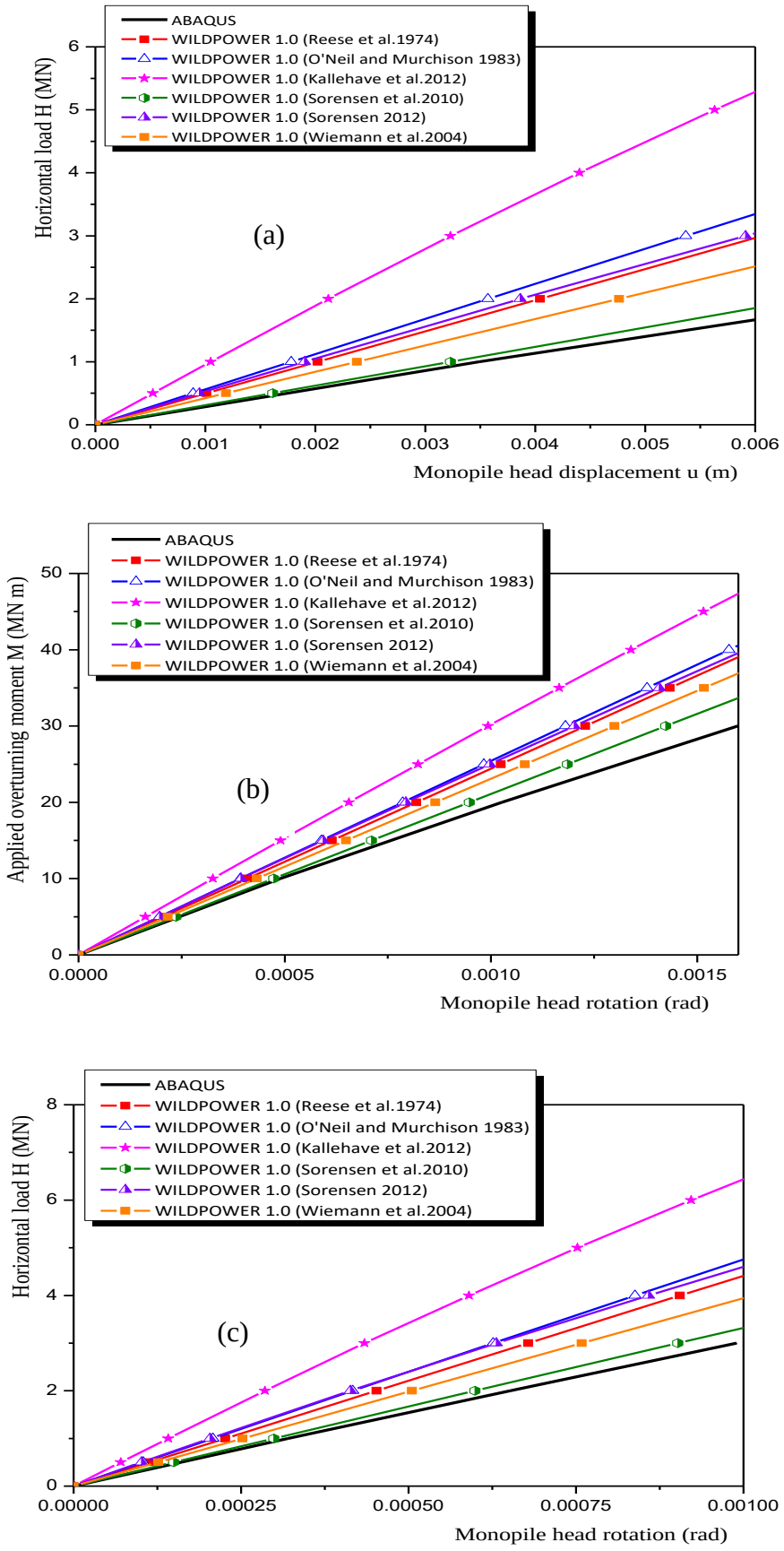


Figure III. 19 : Mouvements en tête du monopieu en termes du chargement appliqué à North Hoyle : (a) courbe H-u_L (b) courbe M-θ_R et (c) courbe H-θ_R

Tableau III. 9 : Coefficients de flexibilité I_L , I_R et I_{LR} caractérisant le monopieu à Irene Vorrink et leurs équations de lissage.

Modèle	*Équation de lissage des courbes (a) de la Figure 18*	I_L *(m/MN)* $\left(\frac{dH}{du}\Big\vert_{u=0}\right)$	*Équation de lissage des courbes (b) de la Figure 18*	I_R *(rad /MN/m)* $\left(\frac{dM}{d\theta}\Big\vert_{\theta=0}\right)$	*Équation de lissage des courbes (c) de la Figure 18*	I_{LR} *(1/MN)* $\left(\frac{dH}{d\theta}\Big\vert_{\theta=0}\right)$
ABAQUS	$H=-1020u^2+178\,u$	*0,0056*	$M=-43.10^3\theta^2+8620\theta$	116.10^{-6}	$H=6.10^6\theta^3-2739\theta^2+1680\theta$	595.10^{-6}
Reese et al. (1974)	$H=-17.10^3u^3+3.10^3u^2+333\,u$	*0.0030*	$M=1240\theta^2+11.10^3\theta$	889.10^{-7}	$H=-2.10^{-16}\theta^6+10^{14}\theta^5-4.10^{11}\theta^4+4.10^8\theta^3-2.10^4\theta^2+2500\theta$	4.10^{-4}
O'Neill et Murchison (1983)	$H=-65.10^3u^3-434\,u^2+384\,u$	*0.0026*	$M=-28.10^3\theta^2+11750\theta$	851.10^{-7}	$=-4.10^4\theta^2+2710\theta$	369.10^{-6}
Kallehave et al. (2012)	$H=-7.10^9u^5+2.10^8u^4-3.10^6u^3-2.10^3u^2+666\,u$	*0.0015*	$M=10^{11}\theta^4-4.10^8\theta^3+4784\theta^2+14.10^3\theta$	703.10^{-7}	$H=-10^8\theta^3-3.10^4\theta^2+4048\theta$	247.10^{-6}
Sorensen et al. (2010)	$H=-11.10^3u^3-200\,u^2+200\,u$	*0.0050*	$M=-27\,10^3\theta^2+9523\theta$	105.10^{-6}	$H=-10^7\theta^3-2469\theta^2+1785\theta$	560.10^{-6}
Sorensen (2012)	$H=45.10^3u^3-5.10^3u^2+384\,u$	*0.0026*	$M=-50.10^9\theta^4-2.10^8\theta^3-12.10^3\theta^2+11933\theta$	838.10^{-7}	$H=2.10^{10}\theta^4-30.10^6\theta^3-23.10^{32}\theta^2+2865\theta$	349.10^{-6}
Wiemann et al. (2004)	$H=-24.10^3u^3-131\,u^2+294\,u$	*0.0034*	$M=-16.10^3\theta^2+10752\theta$	93.10^{-6}	$H=-9.10^6\theta^3-6.10^3\theta^2+2257\,\theta$	443.10^{-6}

Tableau III. 10 : Coefficients de flexibilité I_L , I_R et I_{LR} caractérisant le monopieu à North Hoyle et leurs équations de lissage.

Modèle	***Équation de lissage des courbes (a) de la Figure 19***	I_L ***(m/MN)*** $\left(\frac{dH}{du}\Big\vert_{u=0}\right)$	***Équation de lissage des courbes (b) de la Figure 19***	I_R ***(rad/MN/m)*** $\left(\frac{dM}{d\theta}\Big\vert_{\theta=0}\right)$	***Équation de lissage des courbes (c) de la Figure 19***	I_{LR} ***(1/MN)*** $\left(\frac{dH}{d\theta}\Big\vert_{\theta=0}\right)$
ABAQUS	$H=10^5u^3-3.10^4u^2+303\,u$	*0.0033*	$M=-10^6\theta^2+20920\,\theta$	478.10^{-7}	$H=-18.10^3\theta^2+3194\,\theta$	313.10^{-6}
Reese et al. (1974)	$H=2.10^6u^6+4.10^8u^5-4.10^7u^4+5.10^4u^3-2.10^3u^2+500u$	*0.0020*	$M=9.10^{15}\theta^6-6.10^{13}\theta^5+8.10^{10}\theta^4-6.10^6\theta^3-4.10^4\theta^2+24450\theta$	409.10^{-7}	$H=5.10^{15}\theta^6+4.10^{13}\theta^5-3.10^{11}\theta^4+4.10^8\theta^3-16.10^3\theta^2+4444\,\theta$	225.10^{-6}
O'Neill et Murchison (1983)	$H=-7.10^4u^3-500\,u^2+588\,u$	*0.0017*	$M=-5.10^4\theta^2+25510\theta$	392.10^{-7}	$H=-4.10^7\theta^3-24.10^3\theta^2+4830\,\theta$	207.10^{-6}
Kallehave et al. (2012)	$H=5.10^{12}u^6-10^{11}u^5-2.10^9u^4-10^7u^3+10^4u^2+1000\,u$	*0.0010*	$M=3.10^{15}\theta^6-2.10^{14}\theta^5+9.10^{11}\theta^4-2.10^9\theta^3+3.10^4\theta^2+30769\,\theta$	325.10^{-7}	$H=8.10^{17}\theta^6-3.10^{15}\theta^5+5.10^{12}\theta^4-4.10^9\theta^3-56.10^3\theta^2+7092\,\theta$	141.10^{-6}
Sorensen et al. (2010)	$H=3.10^4u^4-26.10^3u^3-31\,u^2+312\,u$	0.0032	$M=-2.10^{10}\theta^5+3.10^8\theta^4-4.10^7\theta^3+6.10^3\theta^2+21141\theta$	473.10^{-7}	$H=4.10^9\theta^4-3.10^7\theta^3-3.10^3\theta^2+3355\,\theta$	298.10^{-6}
Sorensen (2012)	$H=5.10^6u^4-12.10^3u^3-4.10^3u^2+526\,u$	*0.0019*	$M=10^{11}\theta^4-4.10^9\theta^3-14.10^3\theta^2+25510\theta$	392.10^{-7}	$H=2.10^{16}\theta^6-10^{14}\theta^5+3.10^{11}\theta^4-4.10^8\theta^3-2.10^4\theta^2+4761\,\theta$	210.10^{-6}
Wiemann et al. (2004)	$H=-2.10^4u^3-125\,u^2+416\,u$	*0.0024*	$M=10^9\theta^4-2.10^7\theta^3+6.10^3\theta^2+23148\theta$	432.10^{-7}	$H=-2.10^7\theta^3-8.10^3\theta^2+3968\,\theta$	252.10^{-6}

Si on inverse le système (III.30), les coefficients de rigidité peuvent être facilement déterminés par :

$$\begin{Bmatrix} H \\ M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_L & K_{LR} \\ K_{RL} & K_R \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_L \\ \theta_R \end{Bmatrix} \tag{III.31}$$

Les coefficients de rigidité sont liés à ceux de flexibilité par :

$$\begin{bmatrix} K_L & K_{LR} \\ K_{RL} & K_R \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} I_L & I_{LR} \\ I_{RL} & I_R \end{bmatrix}^{-1} = \begin{bmatrix} \frac{I_R}{I_L I_R - I_{LR}^2} & \frac{I_{LR}}{I_L I_R - I_{LR}^2} \\ \frac{I_{LR}}{I_L I_R - I_{LR}^2} & \frac{I_L}{I_L I_R - I_{LR}^2} \end{bmatrix} \tag{III.32}$$

Les valeurs de la rigidité en tête du monopieu, les valeurs de C_R et C_L et les valeurs de la 1ère FN générées par la MEF et par le modèle BNWF sont tous regroupées dans les Tableaux (III.11) et (III.12) pour les sites Irene Vorrink et North Hoyle respectivement. Un examen attentif des chiffres rapportés, trois caractéristiques importantes peuvent nous aider à décrire la performance de chaque modèle de p-y. Premièrement, les valeurs obtenues de C_R et C_L montrent clairement le rôle de chaque paramètre. Ces valeurs indiquent que la quantification de l'interaction monopieu/sol revient en grande partie à C_R, alors que C_L n'a qu'une contribution marginale car il est très proche de l'unité quelle que soit la méthode d'analyse utilisée. Deuxièmement, la 1ère FN de l'analyse par éléments finis et WILDPOWER 1.0 lors de l'utilisation de la courbe p-y de Sorensen et al. (2010) coïncident presque et sont tous deux très proches de la 1ère FN mesurée. Cela suggère que le modèle p-y de Sorensen et al. (2010) est le meilleur pour modéliser les monopieux lorsqu'il s'agit de placer la 1ère FN d'une éolienne offshore dans un intervalle de sécurité. Troisièmement, les autres modèles de Winkler présentent des écarts plus prononcés avec le plus élevé relatif au modèle de Kallehave et al. (2012) (16.7%/13.2% à Irene Vorrink et 8.0% à North Hoyle) et le plus petit par Wiemann et al. (2004) (13.7%/10.2% à Irene Vorrink et 4.7% à North Hoyle).

Tableau III. 11 : Les résultats de calcul de la fréquence propre à Irene Vorrink.

Site	Irene Vorrink						
Méthode	ABAQUS	Reese et al. (1974)	O'Neill et Murchison (1983)	Kallehave et al. (2012)	Sorensen et al. (2010)	Sorensen (2012)	Wiemann et al. (2004)
K_L (MN/m)	394.21	806,41	984,23	1531,58	477,80	822.18	749,62
K_R (MN m/rad)	18957.42	27543,33	30282,47	33210,99	23238,16	26156.14	27763,98
K_{LR} (MN)	2019.87	3625,46	4271,55	5392,16	2556,72	3420.00	3571,06
η_L	1 316.14	2692,33	3286,02	5113,41	1595,20	2 744.96	2502,72
η_R	25.62	37,23	40,93	44,89	31,41	35.35	37,53
η_{LR}	135.69	243,54	286,95	362,23	171,75	229.74	239,89
C_R	0.8747	0,9012	0,9050	0,9202	0,8857	0.9063	0,8971
C_L	0.9967	0,9982	0,9984	0,9991	0,9970	0.9984	0,9979
Fréquence à base fixe f_{FB}(Hz)	0,693						
Première fréquence propre f_1(Hz)	0,604	0,624	0,626	0,637	0,612	0,627	0,621
Fréquence mesurée $f_{mesured}$ (Hz)	0,546 / 0,563						
Erreur(%)=$\frac{f_{mesurée}-f_{1calculée}}{f_{mesured}}\times 100$	-10,7 / -7,4	-14,2 / -10.8	-14,7 / -11,3	-16,7 / -13,2	-12,1 / -8,7	-14,9 / -11,4	-13,7 / -10,2

Tableau III. 12 : Les résultats de calcul de la fréquence propre à North Hoyle.

Site	North Hoyle						
Méthode	ABAQUS	Reese et al. (1974)	O'Neill et Murchison (1983)	Kallehave et al. (2012)	Sorensen et al. (2010)	Sorensen (2012)	Wiemann et al. (2004)
K_L(MN/m)	771.643	1293.015	1473.867	2307.261	744.072	1335.671	1101.319
K_R(MN m/rad)	54172.939	63519.498	66662.734	74640.812	50676.571	63667.966	60458.794
K_{LR}(MN)	5065.433	7109.837	7790.222	10061.802	4689.587	7141.606	6412.896
η_L	2 238.00	3 750.14	4 274.665	6 691.761	2 158.037	3 873.853	3 194.163
η_R	28.69	33.64	35.307	39.533	26.840	33.721	32.021
η_{LR}	198.53	278.66	305.325	394.355	183.800	279.903	251.343
C_R	0.8693	0.8859	0.8901	0.9072	0.8703	0.8901	0.8802
C_L	0.9977	0.9986	0.9988	0.9993	0.9978	0.9987	0.9984
Fréquence à base fixe f_{FB}(Hz)	0,417						
Première fréquence propre f_1(Hz)	0,361	0,369	0,371	0,378	0,362	0,371	0,367
Fréquence mesurée $f_{mesured}$ (Hz)	0.35						
Erreur(%)=$\frac{f_{mésurée}-f_{1calculée}}{f_{mesured}}\times 100$	-3,365	-5,438	-5,959	-8,048	-3,502	-5,951	-4,736

III.5 Conclusion :

Quand il s'agit de la conception des monopieux élancés de petits diamètres en ce qui concerne le chargement latéral, la méthode la plus appropriée est le modèle de Winkler adoptant les courbes p-y. Cela est dû aux résultats satisfaisants obtenus et pour le faible taux de rupture de monopieux observé dans les cinq décennies d'années d'utilisation. Cependant, l'extension de la méthode p-y déjà incluse dans les codes de dimensionnement des monopieux à grand diamètre supportant des éoliennes offshore a donné des prédictions insatisfaisantes et a prouvé que les courbes p-y de l'API ne sont pas capables à modéliser correctement le modèle de déformation de ce type de fondations rigides. À cause du manque de procédures adéquates pouvant donner des estimations correctes, plusieurs chercheurs ont été incités pour proposer d'autres formulations des courbes p-y qui ont la capacité de produire de meilleures performances.

En élaborant un programme informatique nommé WILDPOWER 1.0, les courbes déjà implémentées dans les codes des monopieux avec celles récemment proposées, ont été examinées dans ce chapitre et leurs capacités de prédiction ont été évaluées par rapport à l'analyse des éléments finis en utilisant le code commercial ABAQUS.

Par les concepteurs des monopieux sont concernés par le comportement du monopieu en général et les déplacements et les rotations en tête du monopieu en particulier, deux cas ont été considérés dans ce chapitre III pour examiner ces problèmes. Le premier cas qui consiste un monopieu ancré dans un sol multi-couches sableux à Horns Rev (Danemark) a été considéré pour illustrer l'évolution de tous les paramètres de conception du monopieu avec la profondeur. Le deuxième cas, qui consiste deux éoliennes offshore à Irene Vorrink (Netherland) et à North Hoyle (UK) ont été choisies à cause de la disponibilité des données géotechniques, structurales et de vibration. La première fréquence naturelle dans le deuxième cas était l'élément pivot autour pour l'étude d'évaluation présentée dans ce chapitre. Les principales conclusions tirées de l'évaluation du modèle de Winkler sont les suivantes :

- Les modèles BNWF basés sur les courbes p-y de Reese et al. (1974) ou d'O'Neill et Murchison (1983) surestimaient, d'une part la rigidité du monopieu en présentant un modèle de déformation similaire à celui des pieux élancés de petits diamètres. Dans d'autre part, ces modèles n'ont pas réussi à quantifier la rigidité en tête du monopieu en donnant des grandes valeurs de la 1ère NF. Ainsi, ils n'ont pas capables de prédire correctement le comportement de ce type de fondation profondes.

- Concernant la déformation des monopieux, les modèles BNWF basant sur les courbes p-y de Wiemann et al. (2004) et Sorensen (2012) n'ont pas apporté beaucoup d'amélioration et par conséquent ils ne sont acceptables pour la conception des monopieux. Cependant, un excellent accord a été observé entre ABAQUS et WILDPOWER 1.0, en utilisant la courbe p-y de Sorensen et al. (2010), pour la partie supérieure du monopieu. Cela a montré que la rigidité en tête du monopieu a été correctement estimée en donnant une valeur de la 1ère NF presque correspondante à celle prédite par ABAQUS qui sont toutes deux proches de la fréquence naturelle mesurée.

- Dans l'évaluation de la forme de la déformation du monopieu ou la prédiction de la 1ère fréquence de l'éolienne offshore, le modèle BNWF se basant sur la courbe p-y de Kallehave et al. (2012) n'a pas réussi à prédire un comportement correct pour les monopieux à grand diamètre chargés latéralement.

Chapitre IV

Quantification Analytique de la Résistance Ultime du Sable S'écoulant Horizontalement Autour d'un Monopieu

Résumé :

Le problème de la résistance ultime du sol p_u a été étudié par plusieurs auteurs au cours des années. Jusqu'à présent, pas de solutions rigoureuses exactes ont été trouvées à cause de la complexité du sol autour du pieu chargé latéralement qui nécessite une analyse 3D élastoplastique. Plusieurs méthodes empiriques ont été publiées pour estimer la résistance latérale ultime des pieux. Dans ce chapitre, une étude bibliographique a été effectuée premièrement sur les méthodes empiriques du calcul de cette résistance dans les pieux chargés latéralement dans les sols pulvérulents, qui surestimaient la rigidité du sable dans les grandes profondeurs. En profitant de la géométrie du problème du monopieu qui est axisymétrique soumis à un chargement non-axisymétrique, une expression donnant la réaction du sol devant un disque en mouvement a été établie en utilisant l'approche semi-analytique par éléments finis. Par l'extension de la formule obtenue à la rupture en utilisant quelques notions fondamentales de la mécanique des sols de base, la résistance ultime pour des profondeurs élevées a été rigoureusement quantifiée.

IV.1 Introduction :

Le développement des réactions le long du pieu est progressif et évolué avec l'augmentation du chargement appliqué auquel le pieu est sollicité. Lorsque le pieu est chargé latéralement, le sol qui l'entoure se déforme. En effet, le pieu résiste au chargement appliqué en subissant un déplacement d'ensemble, ou en fléchissant, ce qui provoque dans le sol des réactions latérales qui vont équilibrer le système des charges appliquées.

Avec l'augmentation du niveau de chargement, le déplacement ou la déformation du pieu augmente ainsi que la réaction du sol, ce qui permet au système d'être en équilibre. La pression latérale des terres atteint la résistance limite du sol le long de la fiche du pieu, le pieu rigide subit alors une rotation autour d'un point localisé à une certaine profondeur du sol.

Les méthodes de dimensionnement à la rupture nécessitent la détermination de la résistance latérale ultime, plus le module initial de réaction du sol pour pouvoir tracer les courbes p-y.

IV.2 La résistance latérale ultime :

Des études ont été faites à l'état limite ultime en introduisant la réaction horizontale ultime p_u qui apparait par l'opposition du sol aux grands déplacements du pieu, la détermination de p_u fait la particularité des études suivantes.

IV.2.1 La méthode de Brinch Hansen (1961)

Brinch Hansen (1961) a présenté une expression pour estimer la résistance latérale ultime des pieux dans un sol $\boldsymbol{c-\phi}$, pour un sol pulvérulent ($\boldsymbol{c=0}$ a proposé la formule suivante :

$$\boldsymbol{p_u = K_q \gamma z D_p} \quad \text{(IV.1)}$$

Avec : $\boldsymbol{p_u}$ est la résistance latérale ultime exprimée comme une force par la longueur du pieu, $\boldsymbol{K_q}$ est le coefficient de la pression des terres de Hansen qui est en fonction de $\boldsymbol{\phi}$, γ, z et $\boldsymbol{D_p}$ qui sont respectivement, l'angle du frottement interne du sol, le poids volumique effectif du sol, la profondeur à partir de la surface du sol et le diamètre ou la largeur du pieu.

Brinch Hansen (1961) a jugé que la rupture se produit non seulement à partir du coin, mais aussi profonde localisée autours du pieu.

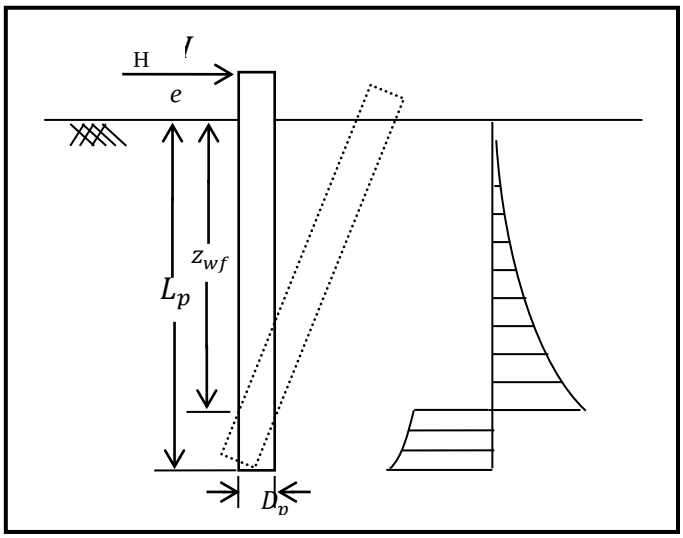


Figure IV. 1: Modèle de calcul de Brinch Hansen (1961)**.**

IV.2.1 La méthode de Broms (1964)

La méthode de Broms (1964) reste la plus largement adoptée, elle consiste à déterminer la résistance ultime d'un sol sableux suite à un chargement latéral (ignorant les charges axiales), ainsi que le moment maximal induit dans les pieux comme résultat de ce chargement. Cette méthode est généralement utilisée pour évaluer la capacité portante latérale pour des conditions des pieux ayant une tête libre ou fixe et installés dans des sols pulvérulents. Par contre cette méthode n'est pas applicable pour un système de multicouche.

Broms (1964) a considéré la contrainte passive du sol en arrière du pieu négligeable et a proposé la distribution de la pression des terres latérale en avant du pieu dans les sols pulvérulents montrée dans la Figure (IV.2). À une profondeur *z* sous la surface du sol il a estimé la pression ultime du sol p_u par unité de longueur du pieu par l'expression :

$$p_u = 3K_p \gamma z D_p \qquad \text{(IV.2)}$$

Pour un sol pulvérulent, $\boldsymbol{K_p = tan^2(45° + \frac{\phi}{2})}$ et qui est le coefficient des pressions des terres passives.

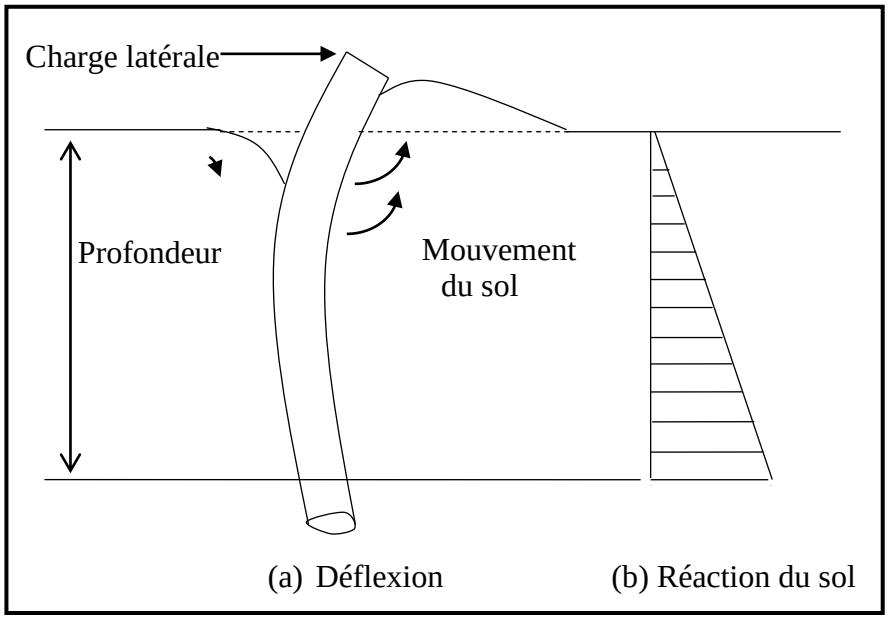


Figure IV. 2 : La distribution de la réaction du sol proposée par Broms (1964)

IV.2.2 Méthode de Petrasovits et award (1972)

Petrasovits et award (1972) ont trouvé que l'état de la direction des pressions passives devient inversé à la profondeur du point de rotation, et la résistance ultime à ce point prend une certaine valeur. La résistance maximale derrière le pieu apparait à l'extrémité du pieu.

L'équation de la résistance latérale ultime d'après Petrasovits et Award (1972) est :

$$p_u = (3.7K_p - K_a)\gamma z D_p \qquad \text{(IV.3)}$$

Avec K_a est le coefficient de la pression des terres actives

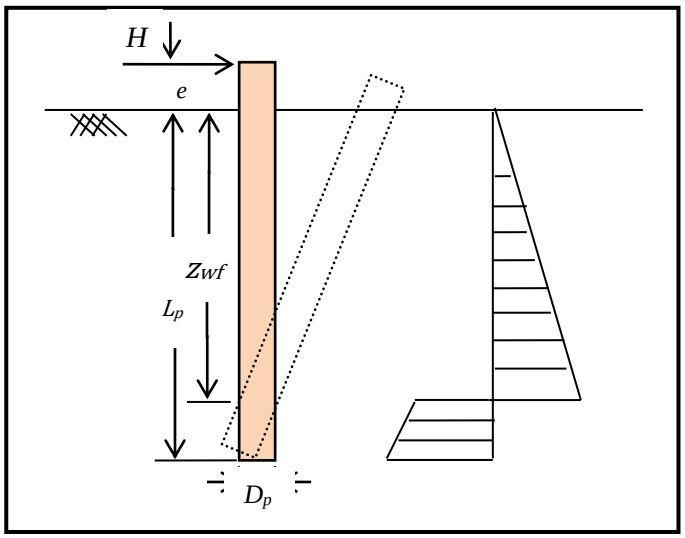


Figure IV. 3 : Modèle de calcul de Petrasovits et award (1972).

IV.2.3 La méthode de Reese et al. (1974)

Reese et al. (1974) ont été parmi les premiers chercheurs qui ont identifié deux modes de rupture qui peuvent être mobilisés par le pieu quand il est soumis à une charge horizontale ou un moment de renversement. À partir de la surface du sol jusqu'à une profondeur peu-profonde au-dessous, le sol à l'avant du pieu se rompt dans un coin passif similaire au mécanisme de rupture observé dans le problème d'un mur de soutènement.

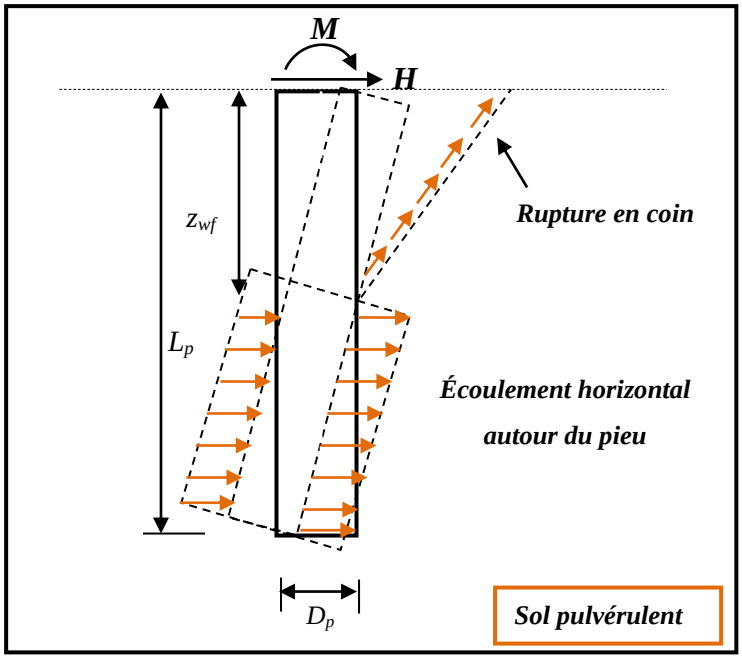


Figure IV. 4 : Mécanismes de rupture autour d'un monopieu chargé latéralement d'après Reese et al. (1964)

À de grandes profondeurs, quand le pieu dans son mouvement latéral, il perd la capacité de mobiliser un coin, le sol autour du pieu se rompt par un écoulement latéral. Le sol se serre latéralement et coule autour du pieu quand il atteint une certaine valeur de la résistance ultime, qui est plus petite que celle mobilisée suivant le premier mode. Pour la rupture du sol dans les deux modes, Reese et al. (1974) ont proposé les formules suivantes qui ont été très bien détaillées dans le chapitre II.

Pour la rupture du sol dans un coin passif à des profondeurs superficielles, l'équation est la suivante :

$$p_{us} = \left[D_p(K_p - K_a) + z(K_p - K_0)\sqrt{K_p}tan\alpha + zK_0\sqrt{K_p}\left(\frac{1}{cos\alpha} + 1\right)tan\phi sin\beta\right]\gamma z \qquad \text{(IV.4)}$$

Où K_a et K_p sont les coefficients des pressions des terres actives et passives. K_0 est le coefficient des pressions des terres latérales au repos respectivement, $\beta = 45° + \phi/2$, α est l'angle définissant la forme du coin.

Pour le deuxième mode de rupture qui se produit à une profondeur de plusieurs diamètres à partir de la surface du sol (atteindre plus de 20 diamètres pour le cas de sable dense), ces auteurs ont proposé la formule :

$$p_{ud} = (K_p^3 + K_0 K_p^2 tan\phi - K_a)\gamma z D_p \quad \text{(IV.5)}$$

La résistance ultime p_u qui est prise en compte est la valeur minimale des deux expressions proposées par Reese et al. (1974) dans les équations (IV.4) et (IV.5). En regroupant les termes pour obtenir des facteurs qui varient en fonction de ϕ, ces deux expressions ont été simplifiées par Bogard et Matlock (1980) comme :

$$p_{us} = (C_1 z + C_2 D_p)\gamma z \quad \text{(IV.6)}$$

$$p_{ud} = C_3 D_p \gamma z \quad \text{(IV.7)}$$

La description de cette expression et ces coefficients sont donnés en détail dans le chapitre II.

IV.2.4 La méthode de Barton (1982)

Barton (1982) en effectuant des investigations sur un modèle des pieux, chargés latéralement dans une centrifugeuse, indique que la résistance limite p_u proportionnelle au carré du coefficient des pressions des terres à partir d'une profondeur d'environ 1.5 D_p :

$$p_u = K_p^2 D_p \gamma z \quad \text{(IV.8)}$$

Au voisinage la surface du sol, Barton a trouvé que la résistance ultime est environ :

$$p_u = K_p D_p \gamma z \quad \text{(IV.9)}$$

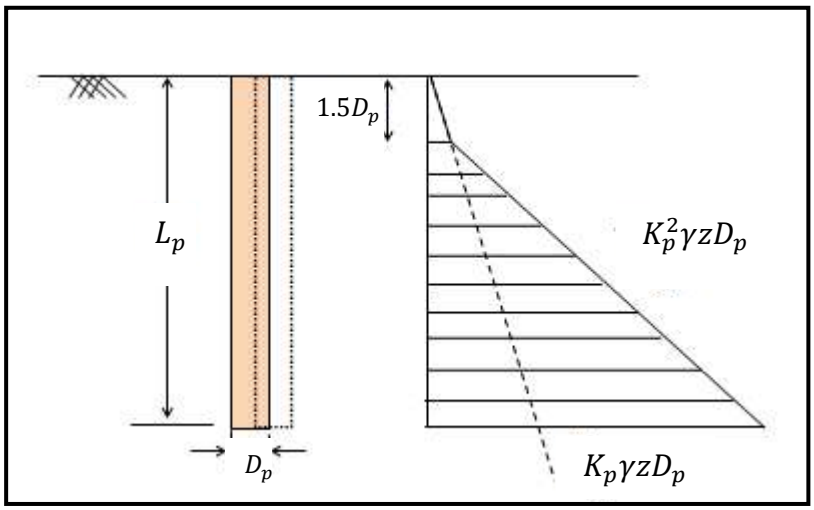


Figure IV. 5 : Distribution de la pression ultime le long d'un pieu rigide dans un sol pulvérulent.

IV.2.5 La méthode de Zhang et al. (2005) :

Zhang et al. (2005) ont décrit une méthode par l'analyse de la distribution de la résistance latérale ultime le long du pieu qui base sur des résultats des tests sur huit modèles de pieux rigides dans un sol pulvérulent. Une simple méthode est développée en introduisant la résistance du sol frontal et la résistance du cisaillement. Comme cette méthode considère la résistance du sol, elle est appliquée aux pieux rigides et flexibles.

- Les composantes de la résistance latérale du sol :

La résistance du sol au mouvement latéral du pieu est exprimée en deux composantes : la réaction normale frontale et la réaction du cisaillement.

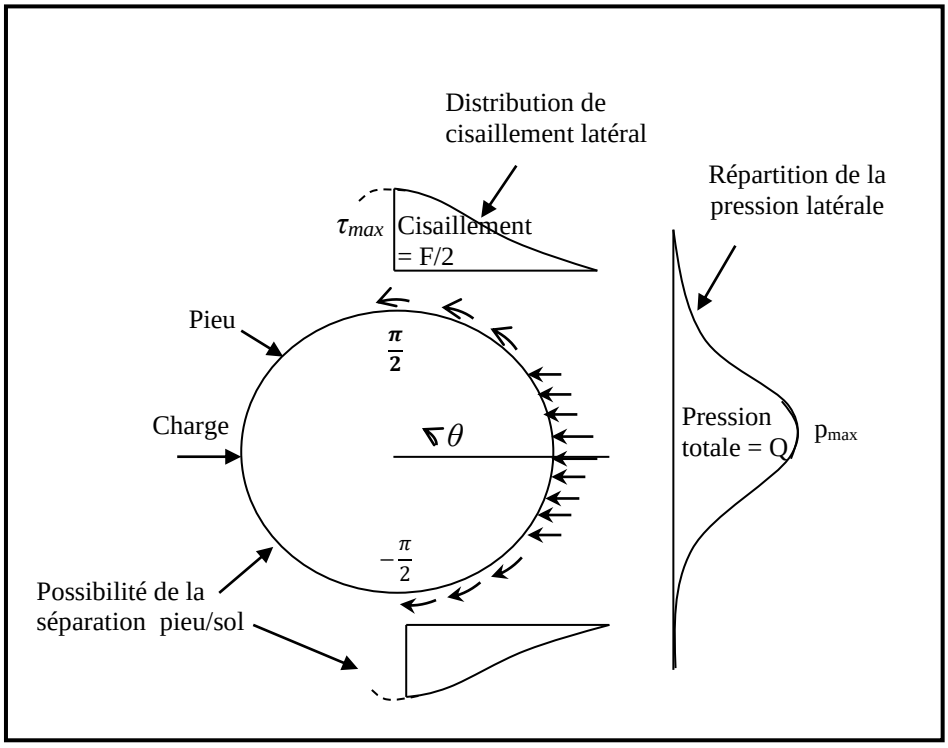


Figure IV. 6 : .Distribution de la pression des terres latérale et le cisaillement latéral autour d'un pieu soumis à la charge latérale.

En utilisant le concept développé par Briaud et Smith (1983), Zhang et al. (2005) ont proposé une expression de la résistance ultime exprimée en deux composantes qui sont la réaction normale latérale et la réaction du frottement latéral. La formule proposée est :

$$p_u = Q + F \tag{IV.10}$$

Où : Q est la résistance frontale normale ultime du sol et F est la résistance du cisaillement latéral ultime nette qui sont estimées comme :

$$Q = \eta p_{max} D_p \tag{IV.11}$$

$$F = \xi \tau_{max} D_p \tag{IV.12}$$

Où η et ξ sont des facteurs de forme de la section transversale du pieu en tenant compte la distribution non-uniforme de la pression des terres devant le pieu et le cisaillement latéral respectivement.

p_{max} est la pression des terres maximale à θ=0 ; et τmax = résistance du cisaillement maximale à $\theta = \pm \pi/2$ (Figure IV.6)

Les facteurs η et ξ apparaissant dans les équations (IV.11) et (IV.12) sont donnés en fonction de la forme de la section transversale du pieu dans le Tableau (IV.1).

Tableau IV. 1 : Les valeurs de η et ζ en fonction de la forme de la section transversale du monopieu

Forme de la section transversale du pieu	η	ζ
Circulaire	*0.8*	*1.0*
Carré	*1.0*	*2.0*

En remplaçant les équations (IV.11 et IV.12) dans l'équation (IV.10), la résistance latérale ultime p_u est exprimée comme :

$$p_u = (\eta p_{max} + \zeta\, \tau_{max})D_p \qquad \text{(IV.13)}$$

Avec : $$p_{max} = K_p^2 \gamma z \qquad \text{(IV.14)}$$

Et $$\tau_{max} = K\gamma z \tan\delta \qquad \text{(IV.15)}$$

K est le coefficient des pressions des terres latérales qui dépend du mode d'installation du pieu et la construction du pieu (Kulhawy 1991), et il est dans la plupart des cas une fraction du coefficient des pressions des terres au repos. δ l'angle de frottement de l'interface entre le pieu et le sol. Il dépend du type du matériau du pieu et la rugosité de l'interface sol/pieu. Il est aussi une fraction de l'angle de frottement interne du sol ϕ. Différentes valeurs ont été reportées dans la littérature (Kulhawy et al. 1983, et Kulhawy 1991).

IV.3 Étude de la variation de p_u en fonction de la profondeur pour les méthodes citées et critiques :

Les méthodes choisies pour cette étude sont celles de Reese et al. (1974), de Barton (1982) et de Zhang et al. (2005). Ces méthodes sont sélectionnées parce qu'elles ont été établies sur diverses origines. Resse et al. (1974) ont combiné les expérimentations en vraie grandeur avec les solutions de la plasticité pour l'établissement de p_u.

Barton (1982) a effectué des expériences en centrifugeuse, par contre Zhang et al. (2005) ont utilisé le développement analytique.

Afin de voir si ces méthodes donnent des valeurs raisonnables avec la profondeur, un monopieu de $L_p = 30m$ est considéré. Trois diamètres qui sont $D_p = 2m$, $D_p = 4m$, et $D_p = 6m$ sont sélectionnés avec deux angles de frottement interne du sol $\phi = 30°$ et $\phi = 42°$. La variation de $p_u/\gamma L_p^2$ fournie par ces différentes formulations citées précédemment en termes de z est présentée dans la Figure (IV.7). Pour p_u donnée par l'équation (IV.13), K est pris comme K_0 et δ comme 0.8ϕ.

À partir de l'examen minutieux de la Figure (IV.7), trois points nécessaires sont tirés. Premièrement, la deuxième expression de Reese et al. (1974) a montré des valeurs élevées significatives même près de la surface du sol en comparant avec les autres valeurs fournies. Deuxièmement, la première expression de Reese et al. (1974) pour la résistance ultime mobilisée par le coin passif présente un accord avec celles fournies par Barton (1982) et Zhang et al. (2005) pour une profondeur d'environ trois (03) diamètres du pieu. Troisièmement, de légères différences ont été observées entre la résistance ultime proposée par Barton (1982) et celle proposée par Zhang et al. (2005). La variation de $p_u/\gamma L_p^2$ avec la profondeur montre que les valeurs fournies par les deux méthodes sont très proches à la surface du sol et s'écartent progressivement quand la profondeur devient plus importante. La position du pieu de $30m$ de longueur par rapport à la profondeur du point d'intersection des deux expressions de Reese et al. (1974) par une ligne en pointillé a été rajoutée dans les graphes se trouvant de la pointe du coté gauche de la figure (IV.7).

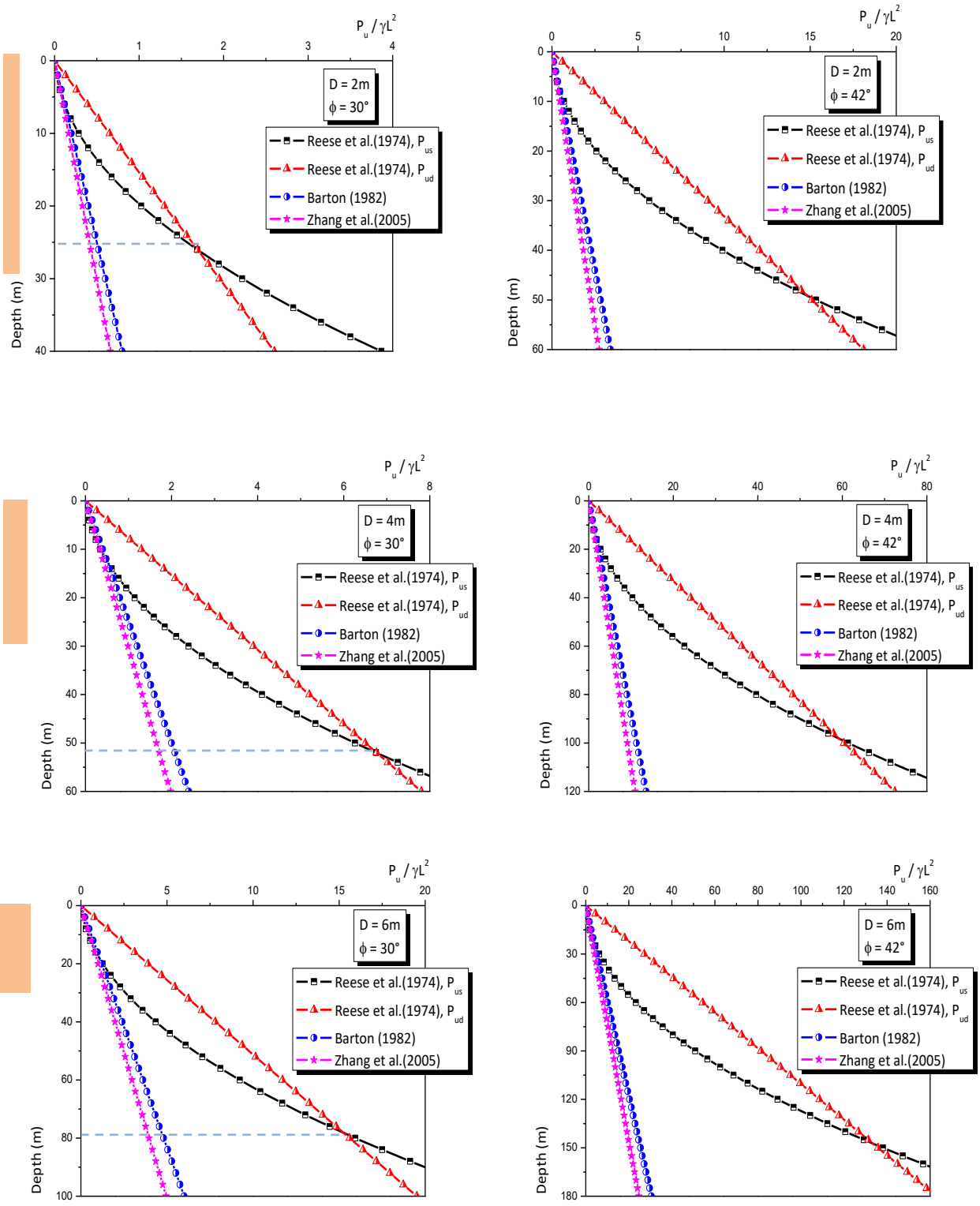


Figure IV. 7 : Variation de la résistance ultime adimensionnelle avec la profondeur : (a) $D_p = 2m, \phi = 30°$, (b) $D_p = 2m, \phi = 42°$, (c) $D_p = 4m, \phi = 30°$, (d) $D_p = 4m, \phi = 42°$, (e) $D_p = 6m, \phi = 30°$, (f) $D_p = 6m, \phi = 42°$.

Désignons par z_{wf} comme la profondeur à laquelle les valeurs de la résistance ultime évaluées par la première expression de Reese et al. (1974) (équation IV.6) deviennent plus grandes que les valeurs des autres expressions (équations IV.7, IV.8 et IV.13). z_{wf} dans l'approche développée par Reese et al. (1974) est la profondeur à laquelle le mécanisme de rupture devant le pieu change du coin passif à un écoulement latéral. Pour une meilleure compréhension, on se réfère au travail de Amar Bouzid (2018), où une expression analytique de z_{wf} en fonction de ϕ a été obtenue sur la base des constantes qui se trouvent dans la formulation originale de Reese et al. (1974). Cependant, la détermination de z_{wf} en utilisant les constantes utilisées dans l'équation (II.14) du chapitre II peuvent conduire à un résultat légèrement différent. Dans les autres méthodes, z_{wf} définie la profondeur de l'intersection de p_{us} avec p_u proposée par Barton (1982) d'une part et Zhang et al. (2005) d'autre part. Les valeurs de z_{wf} sont reportées dans le Tableau (IV.2).

Tableau IV. 2: Les différentes valeurs de z_{wf} selon D_p et ϕ

Diamètre du pieu D_p		***2m***		***4m***		***6m***	
L'angle du frottement interne du sable ϕ		*30°*	*42°*	*30°*	*42°*	*30°*	*42°*
Intersection de p_{us} avec p_{ud}	$z_{wf}(m)$	*26.06*	*49.12*	*52.11*	*98.25*	*78.17*	*147.37*
	$(z_{wf}/D_p)_{RR}$	*13.03*	*24.56*	*13.03*	*24.56*	*13.03*	*24.56*
Intersection de p_{us} avec $p_{u\ Barton\ (1982)}$	$z_{wf}(m)$	*6.20*	*7.73*	*12.41*	*15.46*	*18.61*	*23.19*
	$(z_{wf}/D_p)_{RB}$	*3.10*	*3.86*	*3.10*	*3.86*	*3.10*	*3.86*
Intersection de p_{us} avec $p_{u\ Zhang\ et\ al.(2005)}$	$z_{wf}(m)$	*4.66*	*5.90*	*9.32*	*11.81*	*13.98*	*17.71*
	$(z_{wf}/D_p)_{RZ}$	*2.33*	*2.95*	*2.33*	*2.95*	*2.33*	*2.95*

À première vue, il est facile de remarquer que les expressions de Reese et al. (1974) présentent des valeurs de z_{wf} nettement les plus élevées en indiquant deux points importants. Premièrement, z_{wf} est plus profonde qu'on ne peut pas la considérer comme une profondeur superficielle, même si le sable lâche est considéré avec le monopieu à un diamètre le plus petit. Deuxièmement, et le plus important, une incohérence dans la variation de z_{wf} avec ϕ est observée. z_{wf} est plus grande quand le sable est plus dense (l'angle de frottement devient plus grand), qui est physiquement irréaliste. Un monopieu peut mobiliser une quantité de sable dans le cas du sable lâche plus que dans un sable dense. Selon cette approche, et si on considère un monopieu de longueur *30m*, tout le sol est mobilisé dans un coin passif qui

n'est pas possible actuellement. Donc, la détermination de la résistance ultime comme une valeur minimale des expressions (IV.6 et IV.7) pour les courbes p-y de l'API est discutable. Selon certains auteurs, c'est l'une des raisons qui sont à l'origine des mauvaises performances du modèle p-y quand il est appliqué aux monopieux à grand diamètre. Pour les profondeurs superficielles, la détermination de la résistance ultime combinant la première équation de Reese et al. (1974) et celle de Barton (1982) d'une part et de Zhang et al. (2005) d'une autre part, peut constituer un bon choix. Ces deux méthodes ont donné des valeurs raisonnables où les valeurs sont proches de quelques diamètres. Cependant, les deux méthodes présentent une variation irréaliste de la profondeur avec la variation de l'angle de frottement interne du sable.

Malgré que les résistances ultimes données par Barton (1982) et Zhang et al. (2005) peuvent être potentiellement considérées comme méthodes pour évaluer la résistance ultime pour les profondeurs moyennes, les deux ont été déterminées d'une manière empirique et elles n'ont pas été établies sur une base théorique solide. De plus, puisque ces méthodes ont été toutes établies dans le cadre des pieux à petit diamètre testés en vraie grandeur ou par modèle, il est difficile de les considérer effectivement comme des méthodes appropriées pour la conception des monopieux à grand diamètre.

La première expression de Reese et al. (1974) p_{us} semble raisonnable pour l'évaluation de la résistance ultime du sol à une profondeur superficielle inférieure à deux (02) diamètres du monopieu pour deux raisons principales. Parce qu'elle est la valeur minimale de la résistance ultime pour une profondeur supérieure à deux (02) diamètres (Tableau IV.2). Deuxièmement, elle a été essentiellement dérivée de la théorie de pression des terres considérant le monopieu à une petite profondeur comme une parois rigide induisant un coin de rupture passif. La recherche d'autres expressions rigoureuses quantifiant la résistance ultime en profondeurs qui peuvent être utilisées en conjonction avec p_{us} est obligatoire. C'est le but principal de ce chapitre.

IV.4 Prédiction de p_u en considérant un segment de monopieu profondément ancré :

Sur la base d'un développement théorique, l'objectif principal de cette section est de déterminer une expression pour la résistance ultime qui peut modéliser le comportement du sol pendant son écoulement latéral autour d'un segment d'un monopieu profondément ancré. Pour atteindre ce but, cette section a été divisée en deux sous-sections principales. Dans la première, on a profité de la géométrie axisymétrique du problème où l'approche semi-

analytique par éléments finis (séries de Fourier combinées avec la MEF) est facile à appliquer pour calculer la réaction élastique du sol sur la base des contraintes normales et tangentielles agissant sur la circonférence du segment du monopieu. Dans la deuxième sous-section, de simples principes de la mécanique des sols à la rupture ont été utilisés pour établir une équation pour la résistance ultime en profondeur.

IV.4.1 Solutions analytiques et numériques pour la réaction du sol autour d'un disque rigide chargé latéralement en utilisant l'approche semi-analytique :

À n'importe quelle profondeur, la section transversale du pieu chargé latéralement et son milieu environnant peuvent être considérés comme un problème axisymétrique soumis à un chargement non-axisymétrique. La solution élastique de ce problème est bien établie en géomécanique (Winnicki et Zienkiewicz 1979, Amar Bouzid 1997 et Cook et al. 2001). Ce type de problèmes peut être analysé par une approche semi-analytique communément appelée Fourier Series Aided Finite Element Method (FSAFEM). Elle consiste à exprimer les déplacements et les charges appliquées dans le sens de la révolution sous forme de séries de Fourier, en calculant la réponse de chaque terme de Fourier et en superposant les résultats. Une telle méthode réduit le problème tridimensionnel à un problème bidimensionnel harmonique, où une solution globale a été obtenue par la superposition des résultats de chaque analyse de composante harmonique. Une condition essentielle de cette approche est que les propriétés du matériau dans le sens circonférentiel restent constantes.

Pour résoudre le problème de pieux chargés latéralement, un seul terme de séries de Fourier est nécessaire pour représenter la force horizontale ainsi que le moment de renversement appliqué en tête du pieu (Amar Bouzid et Vermeer 2009, Amar Bouzid 2011 et Medjitna et Amar Bouzid 2018). Cela parce que le chargement horizontal et le moment de renversement peuvent être exprimés dans une fonction cosinus autour da circonférence du pieu suivant l'équation suivante :

$$\begin{Bmatrix} \text{RadLoad} \\ \text{AxiLoad} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \bar{R}\cos\theta \\ \bar{Z}\cos\theta \end{Bmatrix} \quad \text{(IV.16)}$$

Où, $\bar{R}$ et $\bar{Z}$ sont les amplitudes de charge de la première harmonique. La charge latérale appliquée H produit un chargement radial distribué le long de la circonférence du pieu dont l'amplitude est $\bar{R}$ (Figure IV.8a). Par l'intégration de la composante de RadLoad sur l'axe x sur toute la circonférence du pieu on obtient :

$$H = \int_0^{2\pi} RadLoad \times cos\,\theta d\theta = \bar{R}\int_0^{2\pi} cos^2\theta d\theta = \pi\bar{R} \quad \text{(IV.17)}$$

Le chargement distribué l'amplitude $\bar{R}$ aura le même effet comme une force latérale concentrée $H = \pi\bar{R}$ soumise dans la direction *x*.

Le moment de renversement M appliqué en tête du pieu génère un chargement vertical distribué le long de la circonférence du pieu dont l'amplitude est $\bar{Z}$ (Figure IV.8b). Il peut être obtenu par l'intégration de AxiLoad fois son bras de levier sur toute la circonférence de la section transversale du pieu. L'intégration donne :

$$M = \int_0^{2\pi} \text{AxiLoad} \times \text{arm}\ d\theta = \int_0^{2\pi} \text{AxiLoad} \times \frac{D_p}{2}\cos\theta\, d\theta = \frac{D_p}{2}\bar{Z}\int_0^{\pi}\cos^2\theta d\theta = \frac{D_p}{2}\pi\bar{Z} \quad \text{(IV.18)}$$

Où D_p : est le diamètre du pieu.

Les déplacements latéraux, verticaux et circonférentiels résultant du chargement appliqué au-dessus peut être donné comme :

$$\begin{Bmatrix} u_r \\ v_z \\ w_\theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \bar{u}_r \cos\theta \\ \bar{v}_z \cos\theta \\ \bar{w}_\theta \sin\theta \end{Bmatrix} \quad \text{(IV.19)}$$

Où $\bar{u}_r$, $\bar{v}_z$ et $\bar{w}_\theta$ sont respectivement les amplitudes des déplacements radiaux, verticaux et tangentiels. À la limite extérieure du pieu, le déplacement radial est $u_{r_p} = \bar{u}_{r_p}\, cos\,\theta$ et le déplacement circonférentiel est $w_{\theta(r=r_p)} = -\bar{u}_{r_p}\, sin\,\theta$ (Figure IV.8c). r_p est le rayon du pieu.

Malgré le problème est géométriquement axisymétrique, le chargement non-axisymétrique génère un état de contrainte tridimensionnel. Les contraintes normales et de cisaillement suivent le même modèle de déplacements :

$$\sigma_r = \bar{\sigma}_r \cos\theta, \sigma_z = \bar{\sigma}_z \cos\theta \text{ et } \sigma_\theta = \bar{\sigma}_\theta \cos\theta \quad \text{(IV.20)}$$

$$\tau_{rz} = \overline{\tau}_{rz} cos\theta, \tau_{z\theta} = \overline{\tau}_{z\theta}\, sin\theta \text{ et } \tau_{\theta r} = \overline{\tau}_{\theta r} sin\theta \quad \text{(IV.21)}$$

Où les termes à barres sont les amplitudes des contraintes.

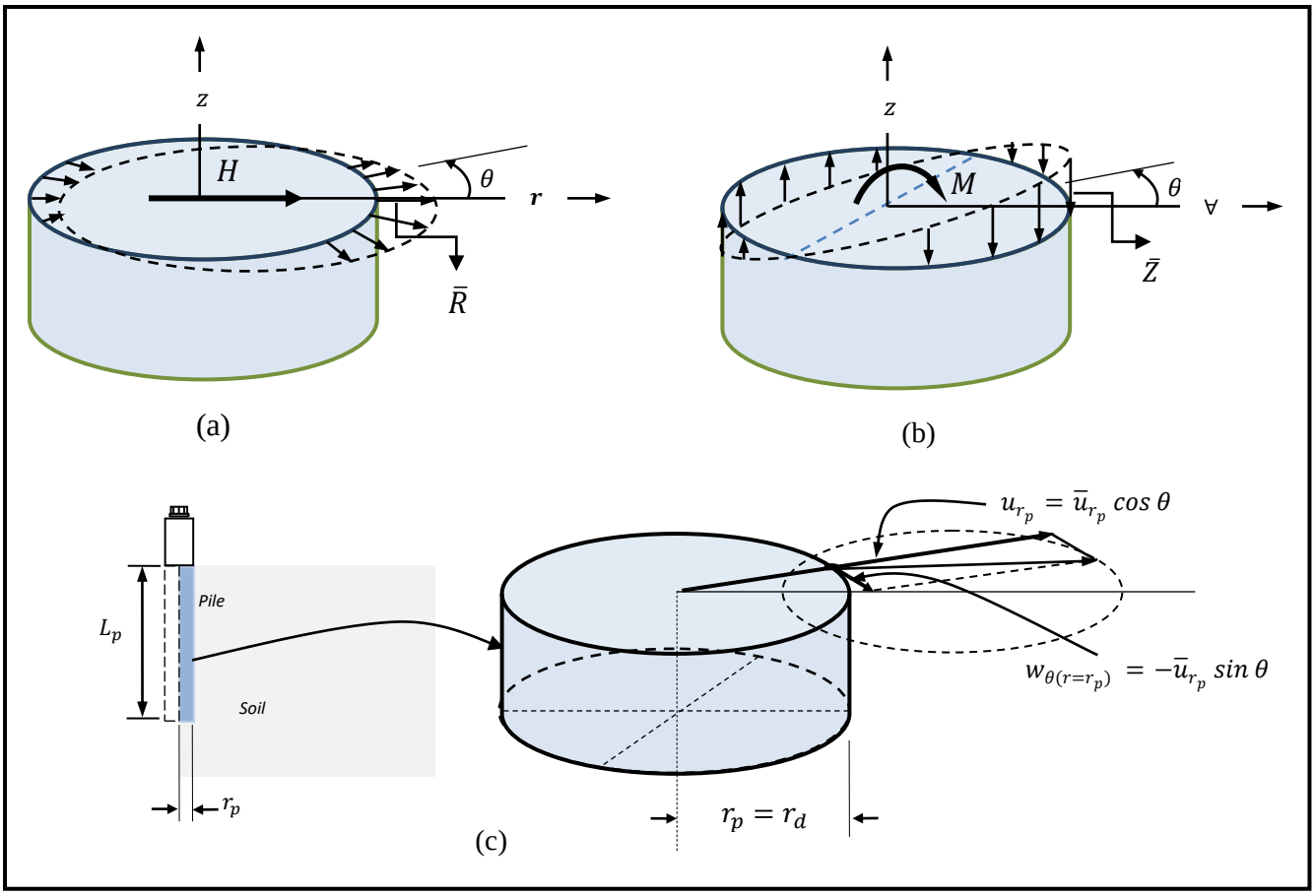


Figure IV. 8 : Chargement distribué sur la circonférence d'un disque : (a) chargement radial, (b) chargement vertical, (c) composantes de déplacement d'un point à $\boldsymbol{r = r_d}$.

Afin d'établir les courbes p-y, un disque enterré est souvent pris comme un modèle représentatif du comportement de sol autour d'un court segment d'un pieu sous un chargement latéral loin des effets de la pointe du pieu et la surface du sol. Le modèle considéré alors est lié avec un problème de déformation plane où toutes les contraintes qui sont en relation avec l'axe z sont nulles. Les contraintes restantes qui ne sont pas nulles sont : σ_r, σ_θ et $\tau_{\theta r}$ (Figure IV.9).

Baguelin et al. (1977) ont considéré le déplacement latéral d'un disque rigide de rayon $r_p = (D_p/2)$ sous une charge $T(kN/m)$ dans un milieu cylindrique de rayon R_m (Figure IV.9). En utilisant les fonctions d'Airy, Baguelin et al. (1977) ont dérivé des expressions analytiques élastiques pour les contraintes radiales, ortho-radiales et de cisaillement à n'importe quel point entre le rayon intérieur et le rayon extérieur du milieu. Ces contraintes exprimées en cordonnées cylindriques $(r; \theta)$ sont :

$$\sigma_r = \frac{T}{4\pi r_d}\frac{1}{1-\nu_s}\left[(3-2\nu_s)\frac{r_d}{r} - \frac{1}{1+(r_d/R_m)^2}\left(\frac{r_d}{r}\right)^3 + \frac{1}{(3-4\nu_s)}\frac{1}{1+(R_m/r_d)^2}\frac{r}{r_d}\right]\cos\theta \qquad \text{(IV.22a)}$$

$$\sigma_\theta = -\frac{T}{4\pi r_d}\frac{1}{1-\nu_s}\left[(1-2\nu_s)\frac{r_d}{r} - \frac{1}{1+(r_d/R_m)^2}\left(\frac{r_d}{r}\right)^3 - \frac{3}{(3-4\nu_s)}\frac{1}{1+(R_m/r_d)^2}\frac{r}{r_d}\right]cos\,\theta \quad \text{(IV.22b)}$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{T}{4\pi r_d}\frac{1}{1-\nu_s}\left[(1-2\nu_s)\frac{r_d}{r} + \frac{1}{1+(r_d/R_m)^2}\left(\frac{r_d}{r}\right)^3 - \frac{1}{(3-4\nu_s)}\frac{1}{1+(R_m/r_d)^2}\frac{r}{r_d}\right]sin\,\theta \quad \text{(IV.22c)}$$

Suivant Baguelin et al. (1977), R_m est suffisamment grand quand il est supérieur à $10\,r_d$. Par conséquent, en ignorant le terme $(r_d/R_m)^2$ et $\frac{1}{1+(R_m/r_d)^2}$ qui tendent vers zéro quand $R_m$est assez grand, les expressions des contraintes précédentes deviennent :

$$\sigma_r \simeq \frac{T}{4\pi r_d}\frac{1}{1-\nu_s}\left[(3-2\nu_s)\frac{r_d}{r} - \left(\frac{r_d}{r}\right)^3\right]cos\,\theta \quad \text{(IV.23a)}$$

$$\sigma_\theta \simeq -\frac{T}{4\pi r_d}\frac{1}{1-\nu_s}\left[(1-2\nu_s)\frac{r_d}{r} - \left(\frac{r_d}{r}\right)^3\right]cos\,\theta \quad \text{(IV.23b)}$$

$$\tau_{r\theta} \simeq \frac{T}{4\pi r_d}\frac{1}{1-\nu_s}\left[(1-2\nu_s)\frac{r_d}{r} + \left(\frac{r_d}{r}\right)^3\right]sin\,\theta \quad \text{(IV.23c)}$$

À l'interface disque/sol $(r = r_d)$, les amplitudes de ces contraintes auront les expressions suivantes :

$$\overline{\sigma_r}|^{r=r_d} \simeq \frac{T}{\pi D_p},\ \overline{\sigma_\theta}|^{r=r_d} \simeq \frac{\nu_s}{1-\nu_s}\frac{T}{\pi D_p} \text{ et } \overline{\tau_{r\theta}}|^{r=r_d} \simeq \frac{T}{\pi D_p} \quad \text{(IV.24)}$$

Où ν_s est le coefficient de Poisson du milieu et $\overline{\sigma_r}|^{r=r_d}$ et $\overline{\tau_{r\theta}}|^{r=r_d}$ sont les amplitudes des contraintes agissant sur la circonférence du disque. La formule de l'équation (IV.24) indique que toute distribution de contrainte connue sur la circonférence du disque au voisinage du disque peut être utilisée dans le calcul de la charge T.

En plus des contraintes ci-dessus, Baguelin et al. (1977) ont obtenu une expression analytique donnant le déplacement radial à n'importe quelle distance radiale r et position angulaire θ en fonction de la charge T pour une interface entièrement rugueuse. En utilisant l'amplitude de déplacement radial du disque $\bar{u}_{(r=r_d)}$, l'expression de T est donnée par :

$$T = 8\pi E_s \bar{u}_{(r=r_d)}\frac{1-\nu_s}{1+\nu_s}\frac{1}{\left[(3-4\nu_s)\ln\left(\frac{R_m}{r_d}\right)^2 - \frac{2}{(3-4\nu_s)}\right]} \quad \text{(IV.25)}$$

T qui peut être considérée comme la réaction du sol p, utilise l'amplitude du déplacement latéral prescrit et les propriétés élastiques du milieu : le module d'Young et le coefficient de Poisson. En effet, dans l'analyse par éléments finis il est préférable de reconstituer les valeurs de T ou p soit en calculant les contraintes normales et tangentielles dans la frontière gauche du premier élément du sol en contact avec le disque ou simplement avec l'interface si les éléments de l'interface sont incorporés dans l'analyse par éléments finis.

En utilisant la Figure (IV.9) il est facile de remarquer que la charge T ou la réaction élastique du sol p sont les résultats de l'intégration de la somme des contraintes sur la circonférence du disque :

$$p = T = \int_0^{2\pi} (\sigma_r|^{r=r_d} \cos\theta + \tau_{r\theta}|^{r=r_d} \sin\theta) r_d d\theta \qquad \text{(IV.26)}$$

Remplaçant les contraintes en fonction de leurs amplitudes $\sigma_r|^{r=r_d} = \overline{\sigma_r}|^{r=r_d} cos\,\theta$ et $\tau_{r\theta}|^{r=r_d} = \overline{\tau_{r\theta}}|^{r=r_d} sin\,\theta$, la réaction du sol mobilisée opposant le déplacement rigide du disque, peut être calculée comme :

$$p = \int_0^{2\pi} (\overline{\sigma_r}|^{r=r_d} \cos^2\theta + \overline{\tau_{r\theta}}|^{r=r_d} \sin^2\theta) r_d d\theta = \frac{1}{2}\pi D_p (\overline{\sigma_r}|^{r=r_d} + \overline{\tau_{r\theta}}|^{r=r_d}) \qquad \text{(IV.27)}$$

Où $\overline{\sigma_r}|^{r=r_d}$ est l'amplitude de la contrainte radiale qui se produit à l'interface sol/disque sur l'axe$(\theta = 0)$, et $\overline{\tau_{r\theta}}|^{r=r_d}$ est l'amplitude de la contrainte de cisaillement qui a lieu à l'emplacement de l'interface sur l'axe $(\theta = \pi/2)$(Figure IV.9). p dans l'équation (IV.27) donne la même valeur de Tdans l'équation (IV.25).

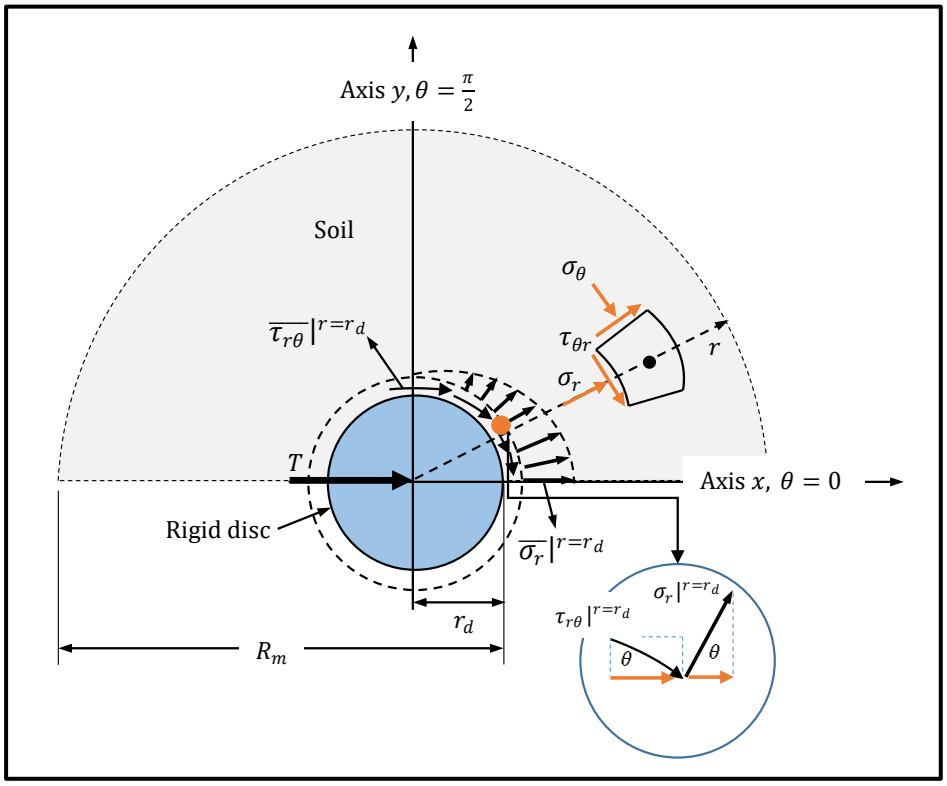


Figure IV. 9 : État de contrainte à l'interface sol/disque montrant les amplitudes utilisées pour le calcul de la réaction du sol.

En utilisant le maillage de la Figure (IV.10), Amar Bouzid et Vermeer (2009) ont étudié le comportement élastique d'un disque rigide poussé latéralement dans un milieu élastique. Des appuis simples ont été prescrits en haut et en bas du modèle pour simuler les

conditions de déformation plane. Les limites latérales sont suffisamment loin à une distance de $20r_d$ pour représenter l'infinité du milieu où les déplacements nuls sont imposés. Un élément d'interface d'épaisseur nulle (Amar Bouzid et al. 2004) a été utilisé pour simuler l'état de rugosité de l'interface.

La méthode FSAFEM décrite précédemment a été utilisée pour calculer les contraintes à n'importe quel point à partir du disque modélisé. En plus, T calculée de l'équation (IV.25) en utilisant la valeur du déplacement décrit était en bon accord avec la valeur de p à partir de l'équation (IV.27) calculée par l'analyse par éléments finis sur la base des amplitudes de contrainte au voisinage du disque. C'est une bonne indication que l'expression (IV.27) peut être utilisée pour évaluer la résistance ultime du sol quand les amplitudes de contraintes atteignent leurs valeurs limites. La section suivante s'articule sur les expressions des termes élastiques de l'équation (IV.27) lorsque la rupture s'installe autour du segment du monopieu dans le but d'établir une équation analytique quantifiant p_u à des grandes profondeurs.

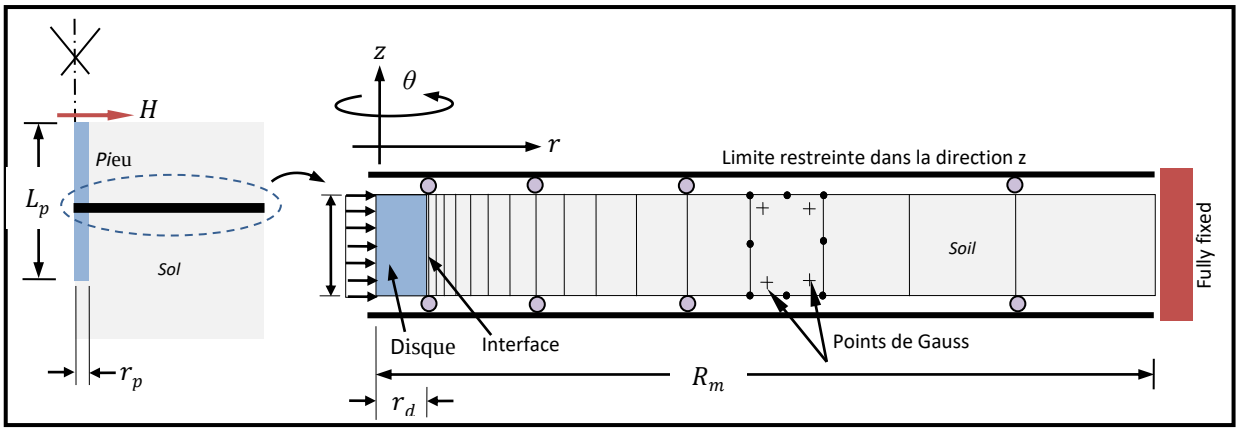


Figure IV. 10 : Maillage d'éléments finis utilisé pour l'analyse d'un disque chargé latéralement.

IV.4.2 La résistance ultime p_u:

Comme on a précédemment décrit, le monopieu dans son déplacement latéral mobilise le sol de la surface du sol à une certaine profondeur superficielle dans un coin passif similaire à la mobilisation du sol quand un mur de soutènement se déplace contre le remblai. En effet, quand le coin devient si lourd, le segment du monopieu perd sa capacité de créer un mouvement ascendant provoque un écoulement horizontal autour du cylindre. À ce moment, la rupture se produit quand l'amplitude de la contrainte normale radiale et l'amplitude de la contrainte de cisaillement ortho-radiale atteignent leurs valeurs maximales. Autrement dit, la résistance ultime du sol mobilisée par un déplacement rigide du segment du monopieu peut

être observée comme p quand elle atteint sa valeur ultime. Cela peut être interpréter par l'équation suivante :

$$p_u = \frac{1}{2}\pi D_p\left(\overline{\sigma_r}|_{max}^{r=r_d} + \overline{\tau_{r\theta}}|_{max}^{r=r_d}\right) \qquad \text{(IV.28)}$$

Dans le problème élastique étudié analytiquement par Baguelin et al. (1977) ou numériquement par Amar Bouzid et Vermeer (2009), la charge du sol n'a pas été prise en compte et les appuis prescrits en haut du maillage par éléments finis empêchent le sol de se déformer verticalement et donc les contraintes verticales dues au poids du sol ont été ignorées. Cependant, la résistance latérale ultime du segment du monopieu ancré profondément est certainement en fonction du poids sol au dessus le cylindre entourant le segment du monopieu.

La surcharge du sol (soil overburden) est une composante clé dans la formulation de la résistance latérale ultime comme elle augmente avec la profondeur ça implique une augmentation de la résistance ultime. La Figure (IV.11) montre le mode de rupture devant le segment du monopieu sous un déplacement rigide. Le cylindre du sol est confiné entre le poids du sol agissant par le haut et les appuis qui empêchent le sol de se déplacer vers le bas.

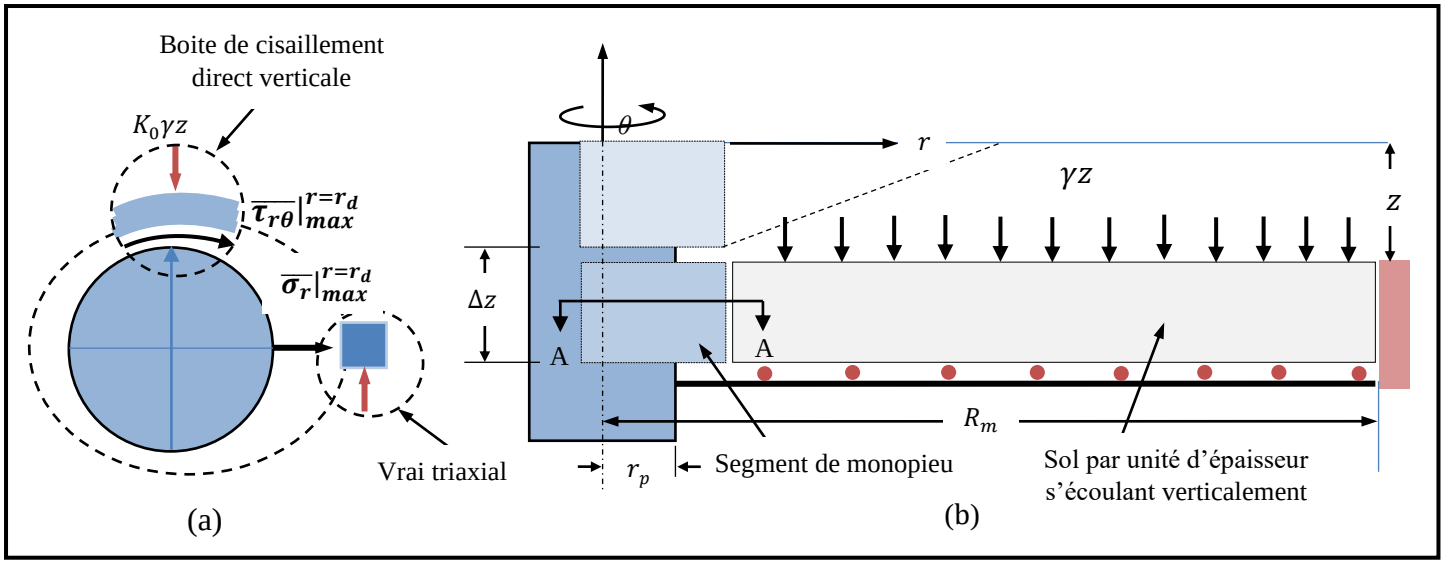


Figure IV. 11 : Segment du monopieu ancré profondément : (a) A-A section transversale montrant les amplitudes des contraintes et (b) Modèle du segment rigide du monopieu utilisé pour évaluer $\boldsymbol{p_u}$.

$\overline{\tau_{r\theta}}|_{max}^{r=r_d}$ est la valeur maximale que la contrainte de cisaillement peut être atteinte dans un élément de sol situé sur l'interface sol/monopieu le long de l'axe $\theta = \frac{\pi}{2}$. La rupture de l 'élément de sol à cet emplacement est similaire à la rupture dans une boite de cisaillement direct disposée verticalement. La surface de glissement est comprise entre la paroi du

monopieu en mouvement et le coté intérieur de l'interface du sol qui est soumis à une contrainte horizontale mais qui est normale au plan de cisaillement (Figure IV.11a). Cette contrainte horizontale (mais normale sur la moitié supérieure de la boite de cisaillement) est évaluée comme :

$$\sigma_h = \sigma_r(\theta = \frac{\pi}{2})\Big|^{r=r_d} + K_0 \gamma z \qquad \text{(IV.29)}$$

$\sigma_r(\theta = \frac{\pi}{2})\Big|^{r=r_d}$ est la contrainte radiale induite par le déplacement du segment à une position angulaire de $(\theta = \frac{\pi}{2})$. Puisque σ_r avait une distribution cosinus sur la circonférence du monopieu, elle disparait à cette position. Considérant le critère de Mohr-Coulomb, $\overline{\tau_{r\theta}}|_{max}^{r=r_d}$ n'est rien que la force du sable. Elle est donnée par :

$$\overline{\tau_{r\theta}}|_{max}^{r=r_d} = K_0 \gamma z \tan\delta \qquad \text{(IV.30)}$$

Où K_0 est le coefficient de la pression latérale des terres au repos. Sa valeur peut être calculée à partir de la formule de Jacky (1944) :

$$K_0 = 1 - \sin\phi \qquad \text{(IV.31)}$$

Et δ est l'angle de frottement de l'interface entre la paroi du monopieu et le sable. Différentes valeurs de δ ont été reportées dans la littérature (Kulhawy 1991 et Randolph et al. 1994). Les valeurs reportées par Kulhawy (1991) sont résumées dans le Tableau (IV.3).

Tableau IV. 3 : Les différentes valeurs de δ

Matériau du pieu	***État de l'interface***	$\boldsymbol{\delta}$
Béton	*Interface rugueuse*	$1.0\,\phi$
	Interface lisse	$(0.8\text{-}1.0)\,\phi$
Acier	*Interface rugueuse*	$(0.7\text{-}0.9)\,\phi$
	Interface lisse	$(0.5\text{-}0.7)\,\phi$
Bois	-	$(0.8\text{-}0.9)\,\phi$

$\overline{\sigma_r}|_{max}^{r=r_d}$ est la contrainte radiale maximale qui se développe devant le segment du monopieu quand ce dernier atteint son déplacement ultime. Le mécanisme de rupture devant le segment du monopieu est un peu complexe du fait que les trois différentes contraintes normales sont impliquées dans le processus de déformation. Par conséquent, il est difficile de faire correspondre le comportement à celui que l'on obtient dans des essais de laboratoires conventionnels connus. Le comportement de l'élément du sol à cet endroit est similaire à celui dans un vrai triaxial, où les trois contraintes normales agissant à proximité du disque sur

l'axe $\theta=0$ sont principales puisque la contrainte de cisaillement $\tau_{r\theta}(\theta = 0)|^{r=r_d}$ égale à zéro (Figure IV.11a). Au repos, les contraintes principales impliquées sont les contraintes verticale, radiale et ortho-radiale qui sont $\sigma_z = \sigma_1 = \gamma z$, $\sigma_r = \sigma_2 = K_0\gamma z$ et $\sigma_\theta = \sigma_3 = K_0\gamma z$ respectivement (Figure IV.12a). Après l'application de la charge T, à un certain stade dans l'état élastique de la déformation (Figure IV.12b), quand les valeurs de σ_r et σ_θ dépassent celle de σ_z, les trois contraintes deviennent :

$$\sigma_1 = \frac{T}{\pi D_p} + K_0\gamma z, \sigma_2 = \frac{\nu_s}{1-\nu_s}\frac{T}{\pi D_p} + K_0\gamma z \text{et} \sigma_3 = \gamma z \quad \text{(IV.32)}$$

z est la profondeur d'ancrage du disque. Les premiers termes dans les expressions de σ_1 et σ_2 sont les résultats du déplacement latéral du segment du monopieu alors que le deuxième terme est la contrainte horizontale due à la surcharge du sol. Tant que ν_s est généralement inférieur de 0.5, σ_1 est toujours supérieur à σ_2.

Pour trouver $\overline{\sigma_r}|_{max}^{r=r_d}$ dans l'équation (IV.28), le comportement du sol quand T augmente, est supposé comme celui de l'essai triaxial où l'échantillon du sol obéissant au critère de rupture de Mohr-Coulomb et il est soumis à des trois différentes contraintes normales principales dans lequel σ_3 est constante et σ_1 et σ_2 augmentent simultanément. Puisque σ_1 est supérieure à σ_2, il atteint d'abord l'enveloppe de rupture et définie l'état de rupture (Figure IV.12a). Dans les conditions de rupture, le diagramme de Mohr-Coulomb donne la valeur de $\overline{\sigma_r}|_{max}^{r=r_d}$ comme :

$$\overline{\sigma_r}|_{max}^{r=r_d} = K_p\gamma z \quad \text{(IV.33)}$$

Où K_p est le coefficient des terres passives. Les valeurs de chaque contrainte principale individuelle durant les trois étapes de l'évolution sont indiquées dans la Figure (IV.12).

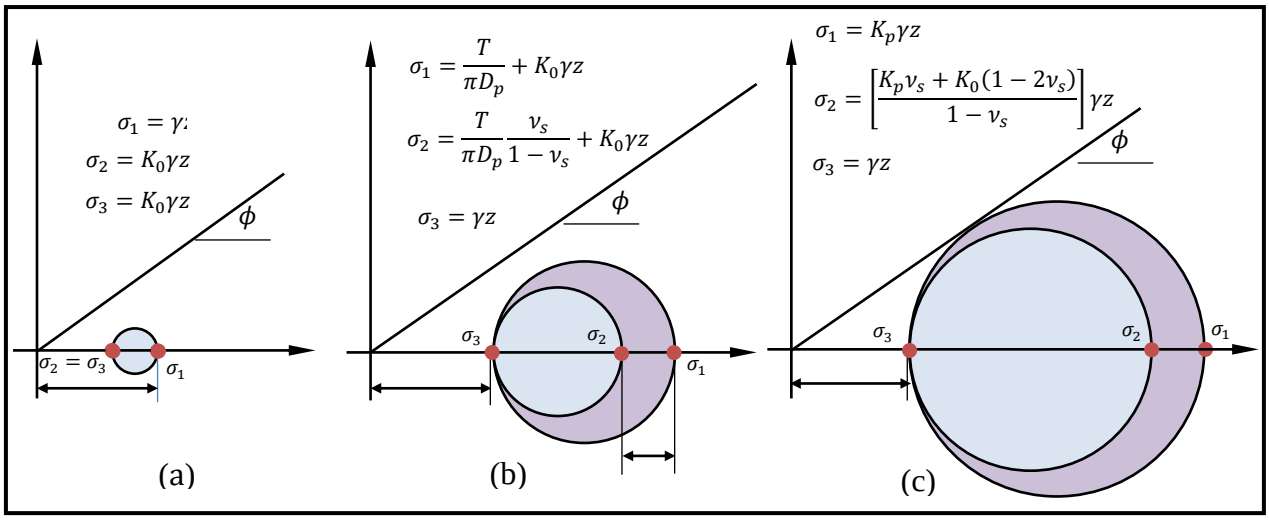


Figure IV. 12 : Évolutions des contraintes principales : (a) au repos, (b) à une situation intermédiaire, (c) à la rupture.

En ajoutant le terme de la contrainte de cisaillement et le terme de la contrainte normale compressive représentés par les équations (IV.30) et (IV.33) respectivement, la résistance ultime définie précédemment par l'équation (IV.28) aura la forme suivante :

$$p_u = \frac{1}{2}\pi\left(K_p + K_0 \tan\delta\right)D_p\gamma z \qquad \text{(IV.34)}$$

L'équation (IV.34) quantifie la résistance ultime à une certaine profondeur où le mode de rupture comme un coin passif n'est plus valide. L'expression (IV.34) doit être utilisée conjointement avec une autre formule pour évaluer la résistance ultime à proximité de la tête du monopieu. Puisque la première expression de Reese et al. (1974) p_{us}(équation IV.6) a été trouvée pour donner la plus petite valeur de la résistance ultime proche de la tête du monopieu, elle est la plus appropriée pour être jointe à p_u de l'équation (IV.34). Par conséquent, la résistance latérale ultime à n'importe quelle profondeur, pour le problème des monopieux chargés latéralement est la valeur minimale. En d'autres termes, $p_u$est:

$$p_u = \min\begin{cases} C_1 + C_2 D_p)\gamma z \\ \frac{1}{2}\pi(K_p + K_0 \tan\delta)\, D_p\gamma z \end{cases} \qquad \text{(IV.35)}$$

La profondeur à laquelle le mode de rupture change d'un coin passif à un écoulement latéral est définie par z_{wf} qui satisfait l'égalité des deux expressions de l'équation (IV.35). Elle est définie alors avec :

$$z_{wf} = \frac{0.5\pi\left(K_p + K_0 \tan\delta\right) - C_2}{C_1} D_p \qquad \text{(IV.36)}$$

Où C_1et C_2 sont des constantes définies par l'équation (II.15) dans le chapitre II.

Afin de voir si cette profondeur particulière définie une profondeur superficielle quel que soit la valeur du diamètre du monopieu, la variation de z_{wf}/D_p a été tracée en fonction

de l'angle de frottement interne pour une large gamme de densités de sable dans la Figure (IV.13). Deux caractéristiques importantes sont nécessaires à décrire à partir de l'examen attentif de cette courbe. Premièrement, et contrairement à la tendance de la variation observée dans le Tableau (IV.2), la variation de z_{wf} pour la présente méthode est physiquement consistante avec la réalité, comme la valeur de z_{wf} augmente avec l'augmentation de ϕ. Deuxièmement, à l'exception des sables lâches (ϕ est inférieur de $33°$) où z_{wf} dépasse légèrement un diamètre du monopieu D_p, z_{wf} est inférieure à un D_p pour le reste des densités de sable. Cela est en parfais accord avec les résultats de Fleming et al. (2009) qui a indiqué clairement qu'à une profondeur inférieure à un diamètre, le sol se mobilise en coin devant le monopieu. Une profondeur plus d'un diamètre est difficile de se mobiliser dans un coin passif.

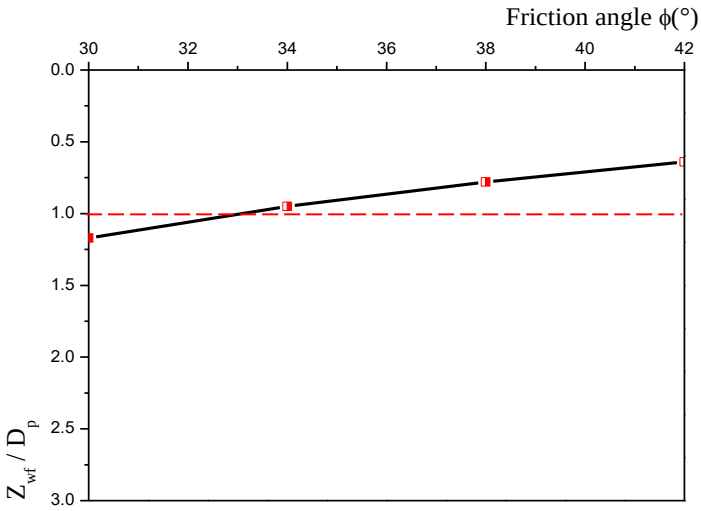


Figure IV. 13 : La variation de $\boldsymbol{z_{wf}/D_p}$ en fonction de $\boldsymbol{\phi}$.

IV.5 Conclusion :

Plusieurs auteurs ont proposé des expressions de la résistance ultime du sol qui n'ont pas réussi à donner une solution adéquate pour les monopieux chargés latéralement à cause de la complexité du problème. Le but de ce chapitre était d'établir une nouvelle expression pour la résistance ultime en profondeur. À cet effet, un segment d'un monopieu significativement profond a été modélisé comme un disque rigide qui déplace latéralement dans un milieu élastique. En profitant de la géométrie axisymétrique du problème soumis à un chargement non-axisymétrique, et en utilisant l'approche semi-analytique par éléments finis généralement utilisée pour résoudre ce type de problèmes pour les déplacements

élastiques, il était possible de proposer une expression rigoureuse pour la réaction du sol opposant le segment du monopieu à un déplacement horizontal comprenant le terme des contraintes normales et tangentielles agissant sur le mur extérieur du monopieu. Dans une étape suivante, la contribution du sol recouvrant le sol autour du segment du monopieu a été considérée et en utilisant de simples principes de la mécanique des sols, une nouvelle expression pour la résistance ultime pour le sol quand il coule latéralement autour du segment du monopieu a été proposée. La quantification de la résistance ultime du sable pour tout le processus de la déformation du monopieu consistait en valeur minimale entre la première expression de Reese et al. (1974) et celle déterminée dans ce chapitre IV. La profondeur à laquelle les deux expressions sont égales a été jugée raisonnable comme elle était trouvée moins d'un diamètre du monopieu pour toutes les densités du sable représentant donc une profondeur superficielle réelle.

Chapitre V

Proposition d'une Nouvelle Courbe P-Y et Validation par Éléments Finis

Résumé :

L'objectif de ce chapitre est de proposer une nouvelle formulation p-y qui a la possibilité de modéliser réellement le comportement rigide des monopieux. Une formulation p-y totalement nouvelle qui englobe une nouvelle forme p-y et une nouvelle rigidité initiale a été proposée et implémentée dans le programme informatique WILDPOWER 1.0 décrit dans le chapitre III. Les résultats de la nouvelle formulation ont été validés par trois études de cas de la littérature.

V.1 Introduction :

Construire des courbes p-y n'est pas une tâche facile pour la simple raison, qu'en plus de la résistance ultime p_u , une courbe p-y dépend fondamentalement de trois autres caractéristiques qui sont la forme globale de la courbe, sa rigidité initiale et le facteur A qui ajuste les valeurs de p_u à des profondeurs superficielles. Plusieurs auteurs croient que la tangente hyperbolique de la courbe p-y de l'API est parmi l'un des facteurs qui contribuent à la mauvaise performance du modèle BNWF quand il est appliqué à des monopieux à grand diamètre. Sur la base des essais en centrifugeuse, Georgiadis et al. (1992) et Klinkvort et Hededal (2014) et un Kim et al. (2004) parmi les différentes formulations de p-y proposées, ont découvert que la fonction hyperbolique proposée initialement par Kondner (1963) est adaptée pour redéfinir la forme de la courbe p-y seulement pour les pieux à petit diamètre. Ils ont proposé en remplaçant la forme de la tangente hyperbolique la forme suivante :

$$p = \frac{y}{\frac{1}{k_{ini}} + \frac{y}{Ap_u}} \tag{V.1}$$

k_{ini} est la rigidité initiale de la courbe p-y. k_{ini} nommée k_{API} dans l'équation (II.12) du chapitre qui n'est pas appropriée pour la conception des monopieux à grand diamètre, parce qu'elle surestime la rigidité dans les grandes profondeurs (Wiemann et al. 2004) ou par l'absence des paramètres du sable comme l'angle de frottement interne ϕ et le module d'Young du sable E (Sorensen et al. 2010 et Sorensen 2012). A est un facteur d'ajustement qui a une influence significative sur le comportement latéral des monopieux chargés latéralement, spécialement sur le déplacement en tête du monopieu et la rotation nécessaire pour l'évaluation de la première fréquence naturelle de la vibration, il est un élément clé pour une conception adéquate d'une turbine à vent offshore supportée par un monopieu. Le premier qui a proposé un facteur de correction est O'Neill et Murchison (1983) par l'équation (II.16 dans le chapitre II). En constatant que cette équation donne des valeurs élevées à la surface du sol, Georgiadis et al. (1992) ont recommandé une autre expression. Les expressions proposées pour A sont toutes empiriques et basées sur le même modèle de variation qui est composé de deux segments linéaires. Le premier segment par une valeur initiale à la surface et diminue linéairement jusqu'à une profondeur superficielle $\left(\frac{z}{D_p}\right)_c$ où le deuxième segment constant s'étend au-delà. Les deux suggestions avec les caractéristiques mentionnées ci-dessus sont données dans le Tableau (V.1).

Tableau V. 1 : Formules proposées pour A et leurs composantes.

Auteurs	*Valeurs de A à la surface du sol*	*Profondeur $\left(\frac{z}{D_p}\right)_c$ à laquelle A devient constante*	*Valeur de A pour z supérieure à $\left(\frac{z}{D_p}\right)_c$*	*Expressions de A*
O'Neill et Murchison (1983)	*3.0*	*2.625*	*0.9*	$3\text{-}0.8\frac{z}{D_p} \geq 0.9$
Georgiadis et al. (1992)	*2.0*	*3.0*	*1.0*	$2-\frac{z}{3D_p} \geq 1.0$

V.2 Proposition d'une nouvelle formulation p-y :

Les équations (IV.35) et (IV.36) du chapitre IV ont été programmées dans le code informatique WILDPOWER 1.0, décrit dans le chapitre III afin d'introduire la nouvelle formule de la résistance ultime du sol proposée dans cette thèse.

Afin de proposer une courbe p-y pour la présente étude, un grand nombre des calculs en utilisant WILDPOWER 1.0 ont été effectués sur le monopieu ancré dans le parc éolien offshore cité précédemment. Les données du sol du site et les caractéristiques structurales du monopieu ont été fournies en détails par Augustesen et al. (2009) et reproduites par Amar Bouzid et al. (2018). Ce cas a été sélectionné parce qu'il constitue un bon indicateur de performance pour évaluer les méthodes de conception du monopieu puisque le monopieu est composé de segments, ancré dans un sol multicouche sableux et soumis à un chargement latéral important et un moment de renversement appliqué à sa tête. Le monopieu à Horns Rev est aussi utilisé dans la section suivante dans la vérification de la nouvelle formulation proposée de courbe p-y. D'abord, la formule proposée dans le chapitre IV (équation IV.35) est injectée dans la courbe p-y de l'API en remplaçant la résistance ultime de l'API et les autres différentes rigidités initiales ont été également testées. Les résultats obtenus étaient surprenants car seulement de très légères différences étaient observées dans les profils des paramètres de conception. Et dans une deuxième étape, un nouvel ensemble comprenant la nouvelle p_u, la courbe p-y en fonction de l'équation (V.1) a été combinée avec toutes les rigidités initiales mentionnées ci-dessus pour analyser les monopieux à grand diamètre sous un chargement latéral. Un changement significatif dans les résultats a été observé mais malheureusement aucune méthode n'était capable d'estimer un comportement correct du monopieu comme la méthode des éléments finis. En effet, les différents calculs effectués ont indiqué que l'ensemble des composantes de la nouvelle p-y est sensible à la rigidité initiale. Dans ce contexte, la rigidité initiale contenant le diamètre est proposée :

$$k_{ini} = zk_{API}\left(\frac{D_p^{ref}}{D_p}\right)^{\eta} \quad \text{(V.2)}$$

Avec k_{API} est le coefficient de réaction du sol proposé dans la méthode API (équation II.12 du chapitre II), D_p^{ref} est le diamètre référence du monopieu égal à 1.0 et η est un exponentiel dépendant de la densité relative du sable. Un certain nombre d'analyses par éléments finis a permis d'attribuer la valeur appropriée de η pour chaque intervalle de densité du sable. Les valeurs de l'exponentiel η adoptées dans WILDPOWER 1.0 sont résumées dans le Tableau (V.2).

Tableau V. 2 : Valeurs de η selon la densité du sable.

Type de sable	*Intervalle de ϕ*	η
Dense à très dense	$\phi > 38°$	0.45
Dense moyen	$35° < \phi \leq 38°$	0.35
Lâche	$32.5° < \phi \leq 35°$	0.30
Très lâche	$\phi \leq 32.5°$	0.25

La courbe p-y proposée avec toutes ses composantes est montrée dans la Figure (V.1).

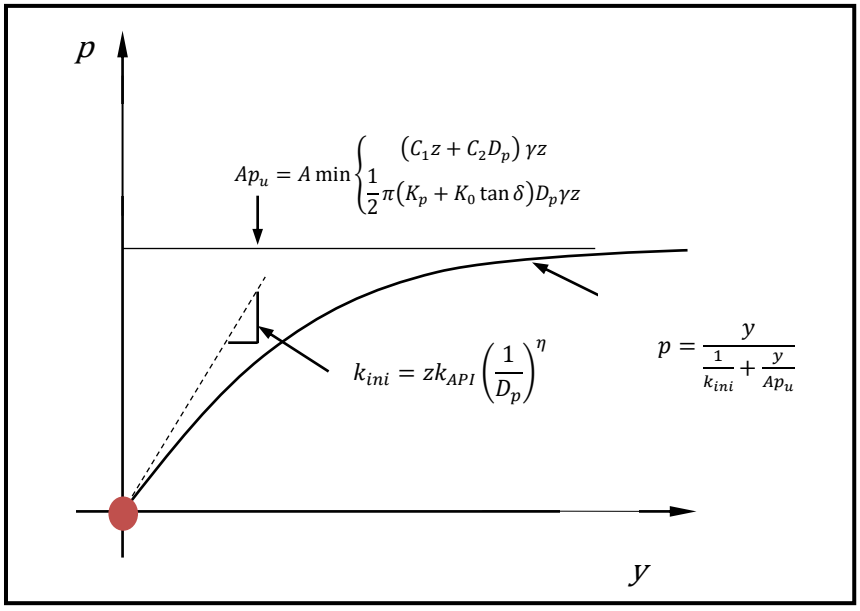


Figure V. 1 : La courbe p-y proposée dans cette thèse.

Elle comprend donc l'équation hyperbolique (V.1) du chapitre III combinée avec la résistance ultime résultant de deux valeurs minimales de l'équation (IV.36) du chapitre IV.

Malgré sa détermination par des essais in situ sur des pieux à petit diamètre, le facteur de profondeur A proposé par O'Neill et Murchison (1983) a été trouvé adéquat pour ajuster les valeurs calculées de p_u aux données mesurées.

V.3 Vérification de la nouvelle proposition :

Les travaux publiés utilisés pour valider la nouvelle formulation implémentée dans WILDPOWER 1.0 ont été soigneusement choisis pour la fiabilité de leurs résultats.

V.3.1 Monopieux à grand diamètre dans un sable dense où PLAXIS 3D et ABAQUS ont été utilisés :

La première étude du cas sélectionné pour la validation de la nouvelle courbe p-y est le travail de Thieken et al. (2015) qui a étudié le problème des monopieux à grand diamètre en utilisant le programme par éléments finis PLAXIS 3D. Le monopieu ayant un diamètre D_p, une longueur d'ancrage L_p et une excentricité h est modélisé comme un pieu tubulaire en acier avec une épaisseur t_p. La charge horizontale H a été appliquée au sommet de l'excentricité en créant ainsi une force horizontale et un moment ($M=H.h$) à la surface du sol. Le Tableau (V.3) rassemble les détails structuraux du monopieu.

Tableau V. 3: Détails structuraux du monopieu dans l'étude de Thieken et al. (2015).

Diamètre du monopieu $D_p(m)$	***Longueur d'ancrage du monopieu*** $L_p(m)$	***Épaisseur du monopieu*** $t_p(mm)$	***Module d'Young de l'acier*** $E_p(kPa)$	***Coefficient de Poisson de l'acier*** ν_p	***Rigidité à la flexion du monopieu*** $E_pI_p(kNm^2)$	***Excentricité du monopieu*** $h(m)$
5.0	*30.0*	*68.9*	2.1×10^8	*0.27*	$68\,141.96\times10^4$	*25.0*

Le sable dense est modélisé en utilisant le modèle HSmall développé par Benz (2008). Le dernier est une version sophistiquée du modèle du sol à écrouissage, qui permet de prendre en compte la rigidité du sol en fonction des contraintes. Les propriétés du sable adoptées dans les modèles des éléments finis et de Winkler sont données dans le Tableau (V.4).

Tableau V. 4 : Propriétés du sable très dense adoptées dans le calcul par PLAXIS 3D.

$\gamma'(kN/m^3)$	$\phi(°)$	$\psi(°)$	e	ν_s	κ	λ_{E_s}	λ_{G_0}
10.31	*40.0*	*10.0*	*0.60*	*0.20*	*700.0*	*0.50*	*0.50*

Dans le Tableau (V.4) les paramètres inhabituels sont κ qui signifie le paramètre de rigidité oedométrique utilisé pour le calcul de la rigidité oedométrique et λ_{E_s} et λ_{G_0} sont des exponentiels pour calculer le module de cisaillement dynamique G_0 et le module oedométrique E_{oed} respectivement nécessaires pour le modèle HSmall.

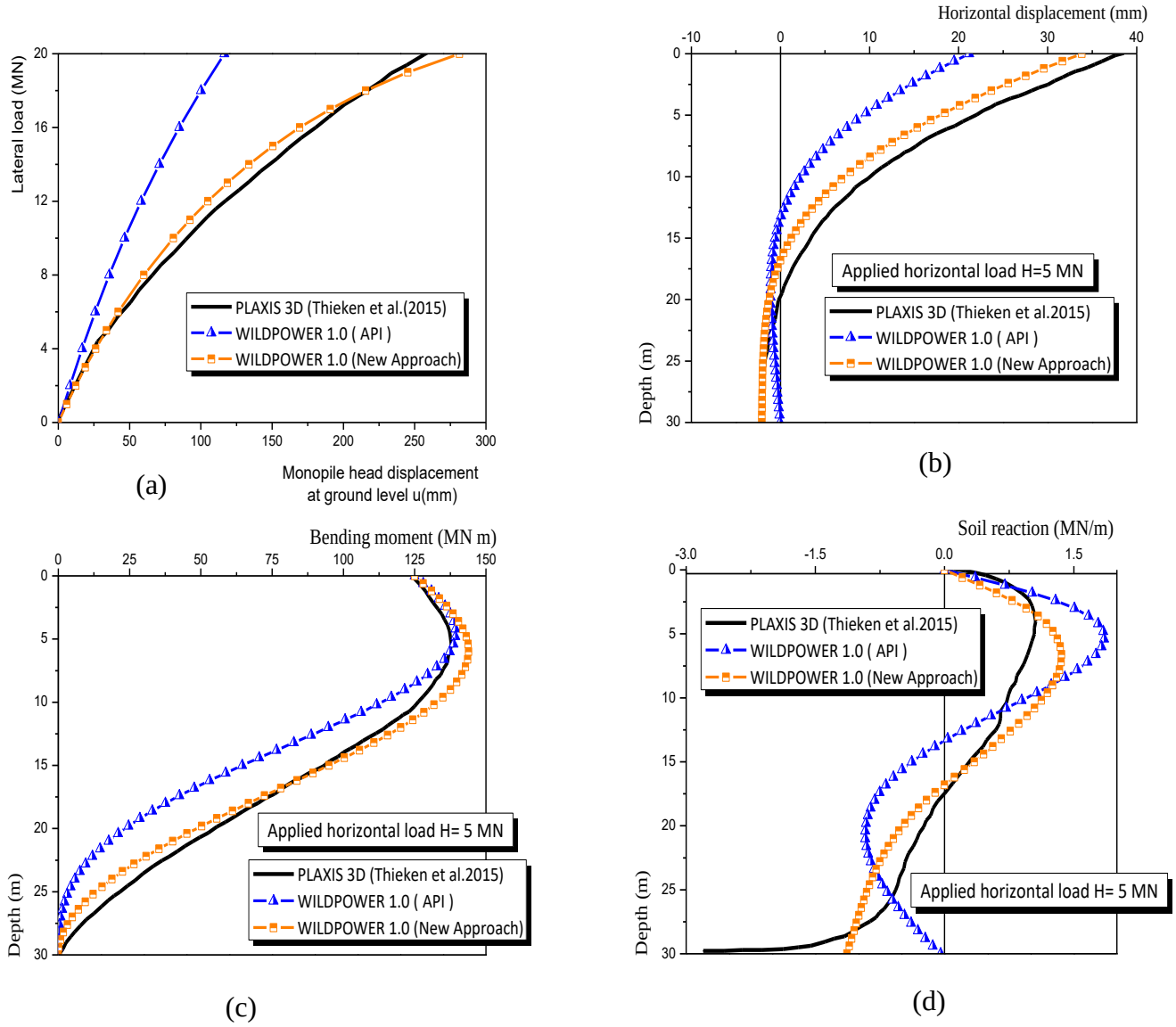


Figure V. 2 : Le modèle proposé contre ceux de l'API et PLAXIS 3D : (a) courbes de charge-déplacement, (b) profils de déplacement latéral, (c) profils de moment fléchissant et (d) profils de réaction du sol.

L'étude comparative est illustrée par la Figure (V.2). La Figure (V.2a) montre la relation charge-déplacement pour les trois méthodes considérées dans cette étude. Il est très clair, qu'un bon accord est obtenu par WILDPOWER 1.0 en utilisant la nouvelle courbe p-y et PLAXIS 3D pour une charge de $6000kN$. De légers écarts ont été observés pour les grandes charges. En effet, la méthode API présente une surestimation significative de la rigidité du sol. Les profils des déplacements latéraux pour une charge appliquée $H=5MN$ sont illustrés dans la Figure (V.2b). L'examen attentif de la variation des déplacements avec la profondeur révèle trois points clés importants. Premièrement, les valeurs des déplacements latéraux de l'analyse par éléments finis et WILDPOWER 1.0 en utilisant la nouvelle courbe p-y sont proches. Deuxièmement, les résultats de la nouvelle courbe p-y et PLAXIS 3D présentent un modèle de déformation consistant avec celui d'un monopieu rigide fournissant à peu près la même valeur des déplacements latéraux aux trois profondeurs caractéristiques à savoir : le sommet du monopieu, le point de rotation du monopieu et la pointe du monopieu. Comme le profil des moments fléchissants n'est pas un bon indicateur pour évaluer les performances d'une méthode quelconque, un accord visible est obtenu entre l'analyse par éléments finis et le modèle de Winkler en utilisant la nouvelle courbe proposée p-y. La position et la valeur du moment maximal donnés par la nouvelle courbe p-y, sont très proche de celles isues de l'analyse par éléments finis. La description des profils de réaction du sol présentés dans la Figure (V.2d) est d'une importance majeure car il y a trois points importants à mentionner. Premièrement, la tendance globale de la variation des réactions du sol avec la profondeur présentée par PLAXIS 3D et WILDPOWER 1.0 en utilisant la nouvelle courbe p-y est presque identique le long du monopieu spécialement au-dessus et au-dessous du point de la réaction nulle. Des écarts mineurs sont constatés autour du point de la valeur maximale. Deuxièmement, la réaction du sol présenté par WILDPOWER 1.0 à la pointe du monopieu est raisonnable et consistante avec la déformée du monopieu rigide, alors que la réaction produite par PLAXIS 3D est exagérée en pointe du monopieu. Cela c'est parce que les réactions du sol dans l'analyse par EF sont basées sur les contraintes qui sont imprécises autour des angles aigus de la pointe du monopieu. Troisièmement, ma méthode de l'API n'a pas réussi à produire un modèle de déformation correspondant à un monopieu rigide. Le point de la réaction zéro est bien au-dessus de celui de l'analyse EF et la réaction du sol diminue dans la partie inférieure du monopieu pour devenir zéro à la pointe du monopieu, qui est complètement en désaccord avec le comportement latéral d'un monopieu rigide.

Le deuxième cas étudié choisi pour la validation de la nouvelle courbe p-y est un travail publié réalisé par Abdel-Rahman et Achmus (2005). Dans le but de vérifier si la méthode de l'API peut être utilisée pour les monopieux à grand diamètre, Abdel-Rahman et Achmus (2005) ont utilisé ABAQUS à coté de La méthode de l'API pour étudier une fondation sur monopieu supportant éolienne offshore. Les données structurales du monopieu avec les propriétés du sable adoptées dans le calcul numérique non linéaire sont données respectivement dans les Tableaux (V.5 et V.6).

Tableau V. 5 : Détails structuraux du monopieu dans l'étude d'Abdel-Rahman et Achmus (2005).

Diamètre du monopieu $D_p(m)$	***Longueur d'ancrage du monopieu*** $L_p(m)$	***Épaisseur du monopieu*** $t_p(mm)$	***Module d'Young de l'acier*** $E_p(kPa)$	***Coefficient de Poisson de l'acier*** ν_p	***Rigidité à la flexion du monopieu*** $E_pI_p(kNm^2)$	***Excentricité du monopieu*** $h(m)$
7.5	*30.0*	*90.0*	2.1×10^8	*0.25*	*3020232495.0*	*30.0*

Tableau V. 6 : Propriétés du sable dense adoptées pour la comparaison.

$\gamma'(kN/m^3)$	$\phi(°)$	$\psi(°)$	ν_s	κ	λ
11.0	*37.5*	*7.0*	*0.25*	*600.0*	*0.55*

Abdel-Rahman et Achmus (2005) ont utilisé dans cette étude un matériau élasto-plastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb pour la simulation du sable où la rigidité du sable est formulée par une expression en utilisant les paramètres κ et λ et en fonction de la contrainte principale moyenne.

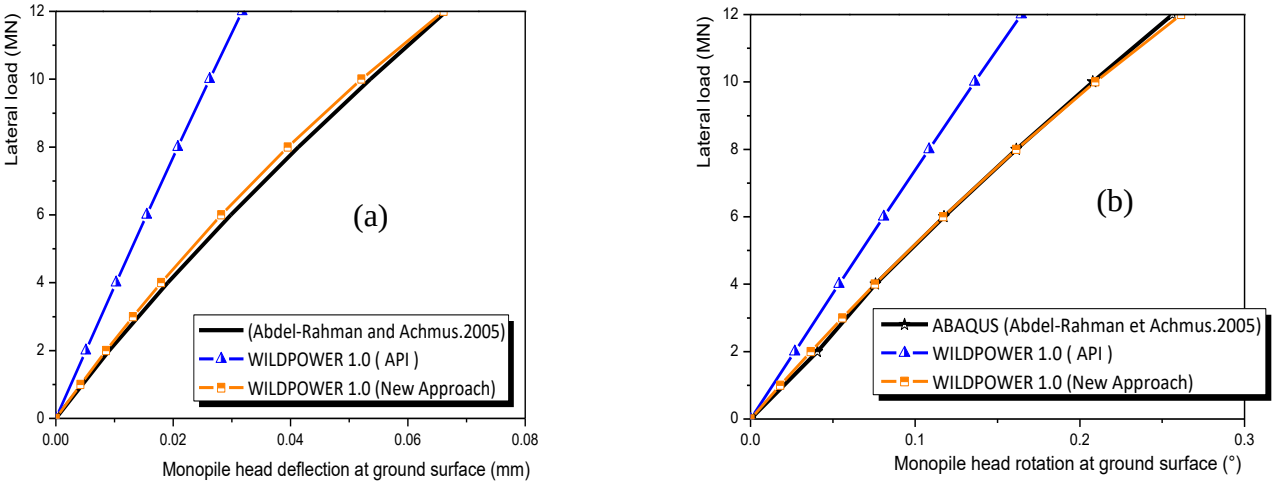


Figure V. 3 : Vérification de la présente approche vis à vis les méthodes de l'API et ABAQUS (Abdel-Rahman et Achmus.2005) : (a) courbe charge-déplacement en tête du monopieu, (b) courbe charge-rotation en tête du monopieu.

La Figure (V.3) montre l'évolution des déformations en tête du monopieu avec l'augmentation du chargement horizontal appliqué *H*. Les déplacements correspondant à chaque point dans la Figure (V.3a) est le résultat de la charge appliquée H et le moment $M = H \times h$ simultanément appliqué en tête du monopieu au niveau de la surface du sol.

Il est très clair à partir de la Figure (V.3a) qui montre la variation de déplacement du monopieu en fonction du chargement horizontal appliqué, que l'accord entre ABAQUS et WILDPOWER 1.0 (avec la nouvelle courbe p-y) est parfait pour tout le chargement. En effet, une sous-estimation significative des déplacements est observée par WILDPOWER 1.0 où la méthode API est considérée. La même tendance est observée dans la Figure (V.3b) qui illustre la variation de la rotation en tête du monopieu où la charge est appliquée à la surface du sol. La Figure (V.3b) montre encore une fois le parfait accord entre la nouvelle approche p-y et l'analyse par éléments finis.

V.3.2 Un monopieu à grand diamètre dans un sol multicouche sableux :

Cette étude de cas a été spécialement sélectionnée pour valider la nouvelle courbe p-y pour ses caractéristiques particulières comme la complexité de son site qui consiste en six différentes couches et les propriétés structurales du monopieu qui comprend cinq différentes rigidités.

Le monopieu considéré dans cette section, a été choisi parmi les 80 éoliennes offshore installées type Vestas V80 au site nommé Horns Rev qui situe dans le secteur danois de la mer du nord (Augustesen et al. 2009). Les détails du monopieu et les caractéristiques du sol sont mentionnés dans le chapitre III dans la section (III.4.2).

L'évaluation de la performance de WILDPOWER 1.0 en utilisant la nouvelle courbe p-y a été effectuée par l'examen des profils des déplacements fournis par les deux autres méthodes qui sont les méthodes des EF et l'API. L'étude comparative est réservée uniquement pour les profils de déplacement pour la simple raison que le déplacement est le paramètre le plus important qui contrôle les autres paramètres de conception. La Figure (V.4) montre la variation du déplacement latéral du monopieu avec la profondeur suite à l'application d'une charge $H=4600kN$ et un moment de renversement $M=95000kN\ m$. Il est clair que les résultats des deux méthodes, en l'occurrence la nouvelle courbe p-y et les éléments finis présentent un accord parfait pour tout le monopieu ancré avec une très petite différence à la pointe du monopieu. Cependant, la méthode de l'API sousestime grossièrement le déplacement du monopieu sur toute la longueur du monopieu et montre un modèle de déformation incorrect.

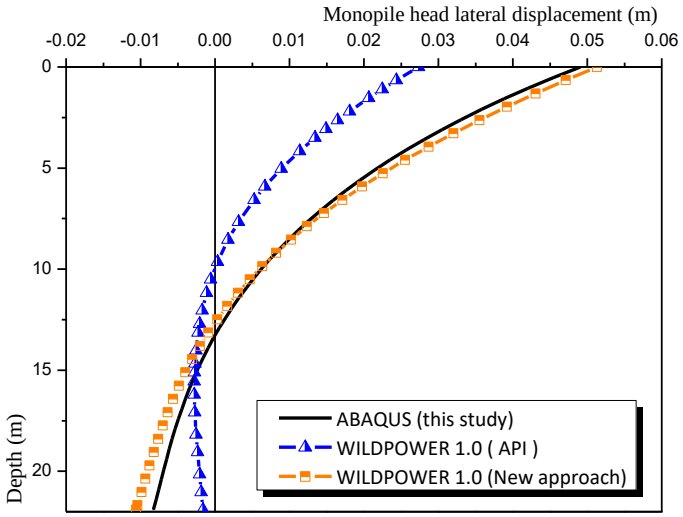


Figure V. 4 : Comparaison des profils de déplacements.

V.4 Conclusion :

Une nouvelle formulation de la courbe p-y a été proposée et évaluée dans ce chapitre, une étude comparative a été réalisée par l'examen de la courbe charge- déplacement en tête du monopieu et l'évolution des déplacements, moments fléchissants, et les réactions du sol avec la profondeur pour certaines valeurs fixes du chargement latéral. Un accord global a été obtenu entre les résultats de cette présente étude et ceux de l'analyse par éléments finis où les déplacements en tête du monopieu, la position du déplacement nul et la magnitude de la pointe du monopieu sont très proches à ceux fournis par PLAXIS 3D. D'autre part, cette nouvelle formulation a montré ses capacités dans la déformation de certaines caractéristiques dynamiques des turbines à vent offshore par l'analyse des courbes charge-déplacement en tête du monopieu et charge-rotation en tête du monopieu, d'où la méthode API n'a pas réussi à modéliser tous ces cas étudiés.

Chapitre VI

Estimation des Performances de la Nouvelle Formulation en Utilisant les Modèles de Pisa et Établissement des Fonctions d'Impédance

Résumé :

Les objectifs visés par ce chapitre sont en nombre de deux. Le premier est de voir les performances de la nouvelle courbe p-y dans la prédiction du comportement des monopieux à grands diamètres par une validation contre les résultats du projet PISA dont les essais ont été soigneusement réalisés. Les comparaisons effectuées ont dévoilé la robustesse de la nouvelle courbe p-y par le fait que les résultats de la présente étude s'accordent parfaitement à ceux de la MEF 3D. Le second, et sur la base d'une étude paramétrique comprenant plusieurs densités relatives du sable partant des sables les plus lâches jusqu'au sables les plus denses, on s'applique à développer des fonctions d'impédances permettant d'évaluer les rigidités en tête du monopieu qui sont la rigidité latérale, rotationnelle et celle quantifiant le couplage des deux. L'évolution des rigidités relatives en fonction de l'élancement ont permis de délimiter deux zones de comportement des monopieux. La première est une région où la rigidité relative augmente à des taux divers en fonction l'élancement définissant ainsi la zone des monopieux courts et rigides. La seconde région où la rigidité relative cesse d'évoluer en fonction de l'élancement délimite la zone des monopieux longs et flexibles. Un exemple d'illustration en fin du chapitre a montré l'utilité des abaques proposés en permettant d'estimer des valeurs très précises des rigidités d'un monopieu supportant une éolienne offshore et par voie de conséquence une fréquence de vibration propre très proche de celle qui a été mesurée.

VI.1 Introduction :

Une nouvelle courbe p-y a été établie dans le chapitre précèdent. L'implémentation de cette courbe dans code WILDPOVWER 1.0 a donné de résultats très encourageants lors de l'étude comparative qui a été effectuée avec les cas restreints où les logiciels PLAXIS et ABAQUS ont été utilisés. Pour confirmer davantage la validité de la courbe p-y proposée et pour permettre aux praticiens de déduire les coefficients de rigidité caractérisant le système monopieu/sable généralement utilisés pour déterminer la fréquence propre d'une éolienne, ce chapitre est divisé en deux volets principaux. Le premier volet est relatif aux résultats de la nouvelle formulation p-y qui sont comparés à ceux issus d'un projet spécial connu sous le nom 'Projet PISA'. Une succincte description de ce projet est donné en premier lieu suivie de la méthodologie qui a été implémentée dans un code de calcul dénommé '**PLAXIS MoDeTo'**. On s'est concentré dans le second volet sur l'établissement des fonctions d'impédances caractérisant l'interaction monopieu/sable pour une large variété des densités de sables. Ces fonctions permettent de déterminer en fonction de l'angle de frottement interne du sable, la variation des rigidités de la tête du monopieu en fonction de son élancement. Ces paramètres dont le rôle est extrêmement important dans la quantification de l'interaction monopieu/sable sont les éléments clé pour l'évaluation précise de certaines propriétés dynamiques de la turbine à vent, notamment la fréquence propre qui reste l'une des grandeurs physiques les plus significatives pour l'estimation de la marge sécuritaire dans l'intervalle des vibrations des éoliennes.

VI.2 Projet PISA

Le projet **PISA** (**PI**le**S**oil**A**nalysis) est un projet industriel commun (Byrne et al. 2015; Byrne et al. 2017 and Burd et al. 2017). Il a été spécialement initié pour le développement d'une nouvelle méthodologie de dimensionnement des monopieux supportant les turbines à vent offshores sous sollicitations latérales. Le projet s'est concentré sur les monopieux de faible élancement (L_p/D_p dans l'ordre de 2 à 6) pour représenter la gamme des monopieux qui vont servir de fondations à la future génération des éoliennes pour la production de quantités d'énergie allant jusqu'à 10 MW.

Il résulte du projet **PISA**, une nouvelle méthode de dimensionnement qui s'appuie sur l'utilisation d'une modélisation par éléments finis monodimensionnelle (1D) pour simuler le comportement des monopieux sous chargement latéral. L'approche mise au point, validée par une série d'essais en vraie grandeur, s'est avérée très performante en comparaison à la méthode conventionnelle utilisant les courbes p-y.

VI.3 Méthodologie de conception

L'approche de conception dans PISA se base sur un calcul rapide utilisant la méthode des éléments finis monodimensionnels. La théorie des poutres de TIMOSHENKO a été choisie pour modéliser la réponse d'un monopieu sous chargement latéral (Panagoulias et al. 2018). Ce type de formulation permet la prise en compte des déformations de cisaillement qui se développent entre le sol et le fût du monopieu. Outre, les réactions du sol qui tiennent lieu en réponse à la sollicitation horizontale du monopieu, trois autres composantes sont considérées dans la modélisation monodimensionnelle (1D) en l'occurrence le moment distribué (m) le long du fût, la réaction du sol horizontale à la base du monopieu (H_B) et le moment à la base (M_B) (Figure VI.1).

La méthodologie de dimensionnement suggérée consiste en deux approches distinctes. La première a été conçue selon des règles développées (Rule-Based Design), tandis que la seconde a été conçue selon des calculs numériques notamment ceux relatifs à la méthode des éléments finis (Numerical-Based Design).

VI.3.1 Dimensionnement suivant les règles établies (Rule-Based Design)

Cette approche a été principalement mise au point pour les études de conception préliminaires. Dans cette approche le modèle (1D) est étalonné (calibré) avec les données publiées dans la littérature et recueillies des calibrations numériques existantes ou fournies par les consultants. La méthodologie de conception selon les règles établies est détaillée dans l'organigramme de la Figure (VI.2).

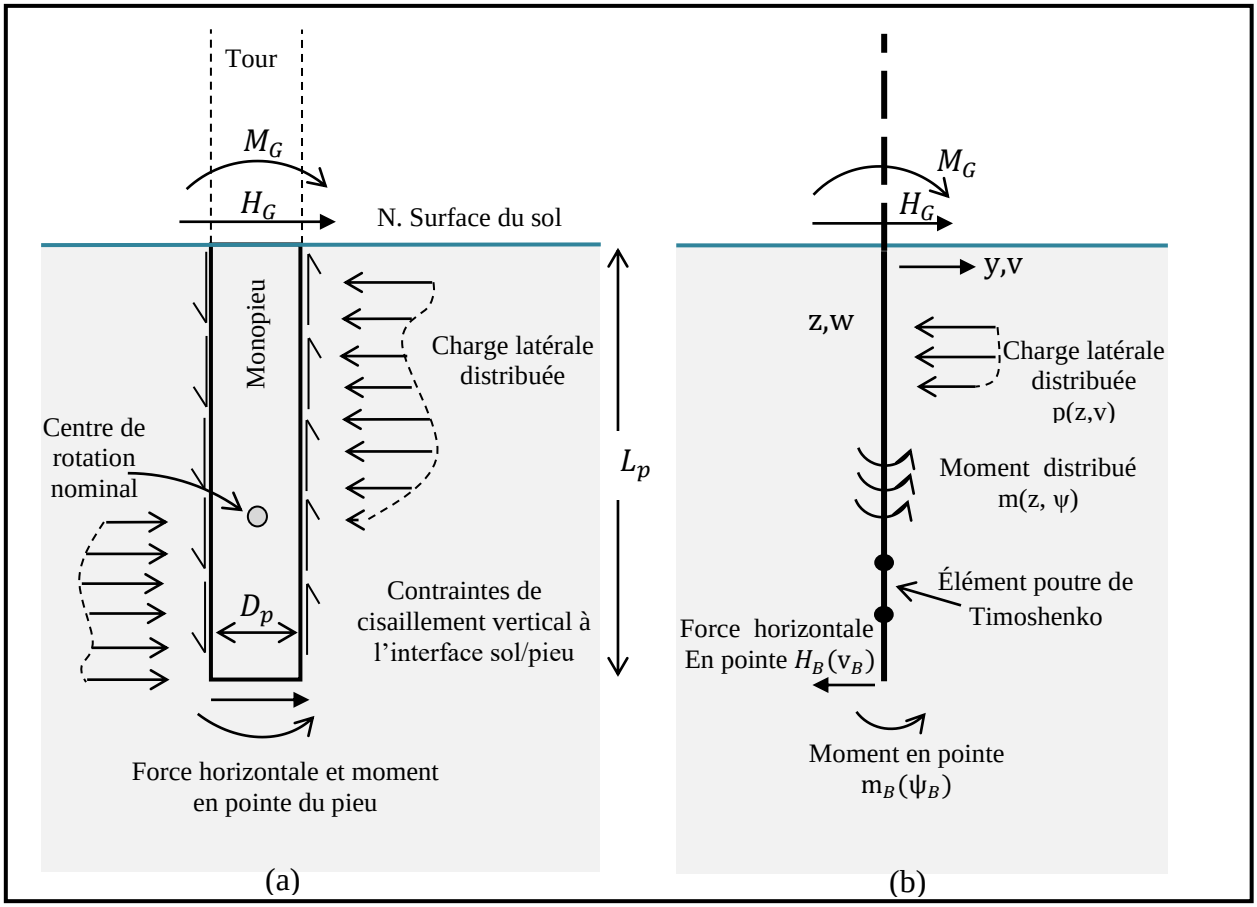


Figure VI. 1 : Modèle de conception de **PISA** : (a) Schématisation des différentes composantes de la réaction du sol agissant sur le monopieu, (b) Modèle d'éléments finis 1D utilisant la théorie des poutres de TIMOSHENKO.

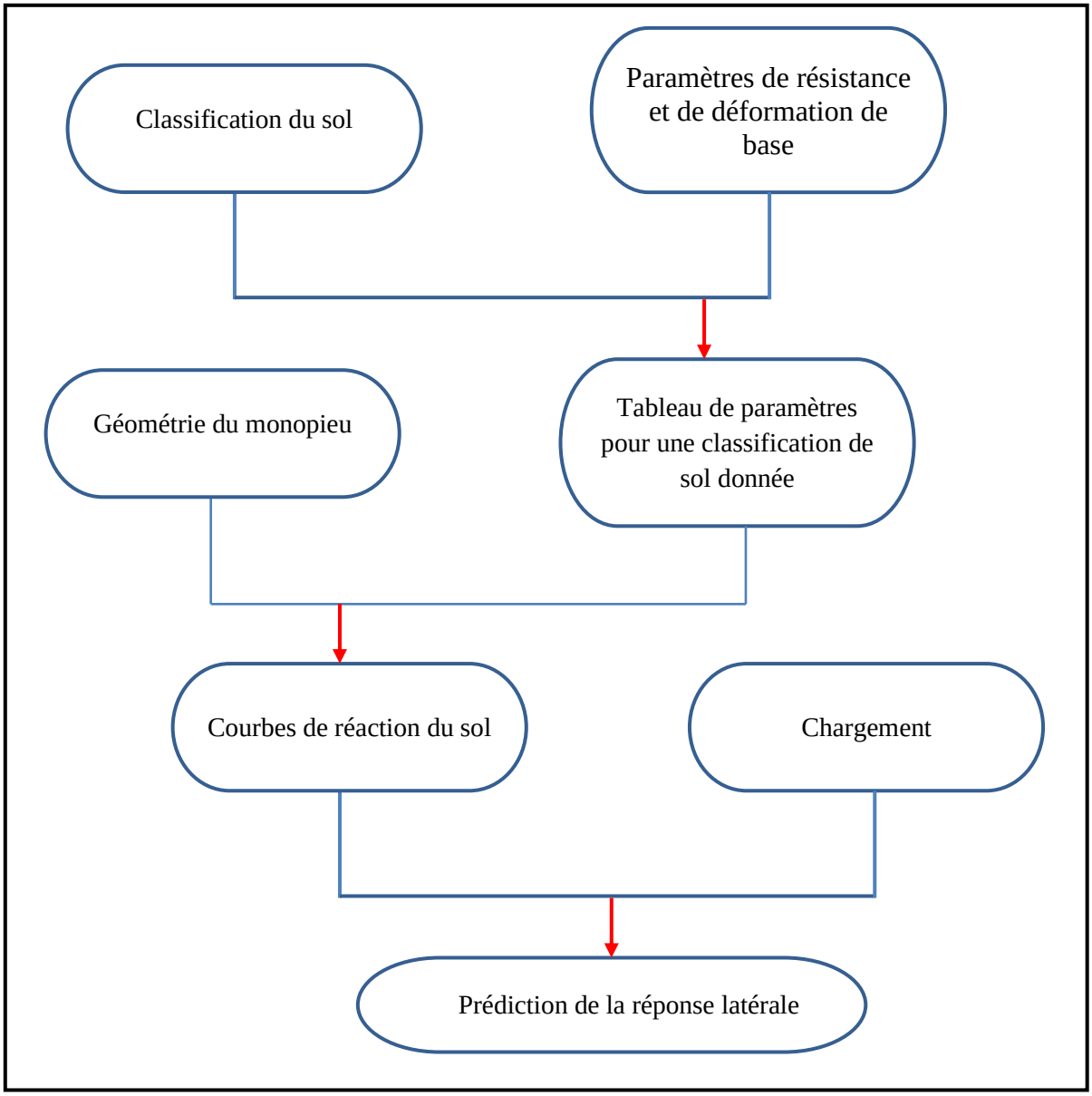


Figure VI. 2 : Étapes de conception utilisant l'approche règlementaire.

VI.3.2 Dimensionnement selon les calculs numériques (Numerical-Based Design)

Cette procédure apparait plus applicable aux études de conception détaillées. Elle peut être aussi une partie de la phase préliminaire si les données nécessaires du sol et du chargement sont disponibles. Dans cette méthode, une série d'analyses par éléments finis 3D sont faites pour calibrer le modèle d'éléments finis 1D. Des données du sol de qualité très élevée obtenues à partir d'investigations géotechniques in-situ et en laboratoire doivent être utilisées pour calibrer la loi de comportement constitutive employée dans les calculs par éléments finis 3D. Chaque calibration d'éléments finis représente un scénario à part. Une

variation dans les composantes géométriques du monopieu (D_p , L_p, t_p et h) doivent être pris en compte pour couvrir l'intervalle des valeurs attendues pour l'étude de conception. L'expérience pertinente indique que 8 à 10 variations géométriques (modèles de calibration) sont généralement suffisantes pour étalonner le modèle 1D pour une analyse de conception typique.

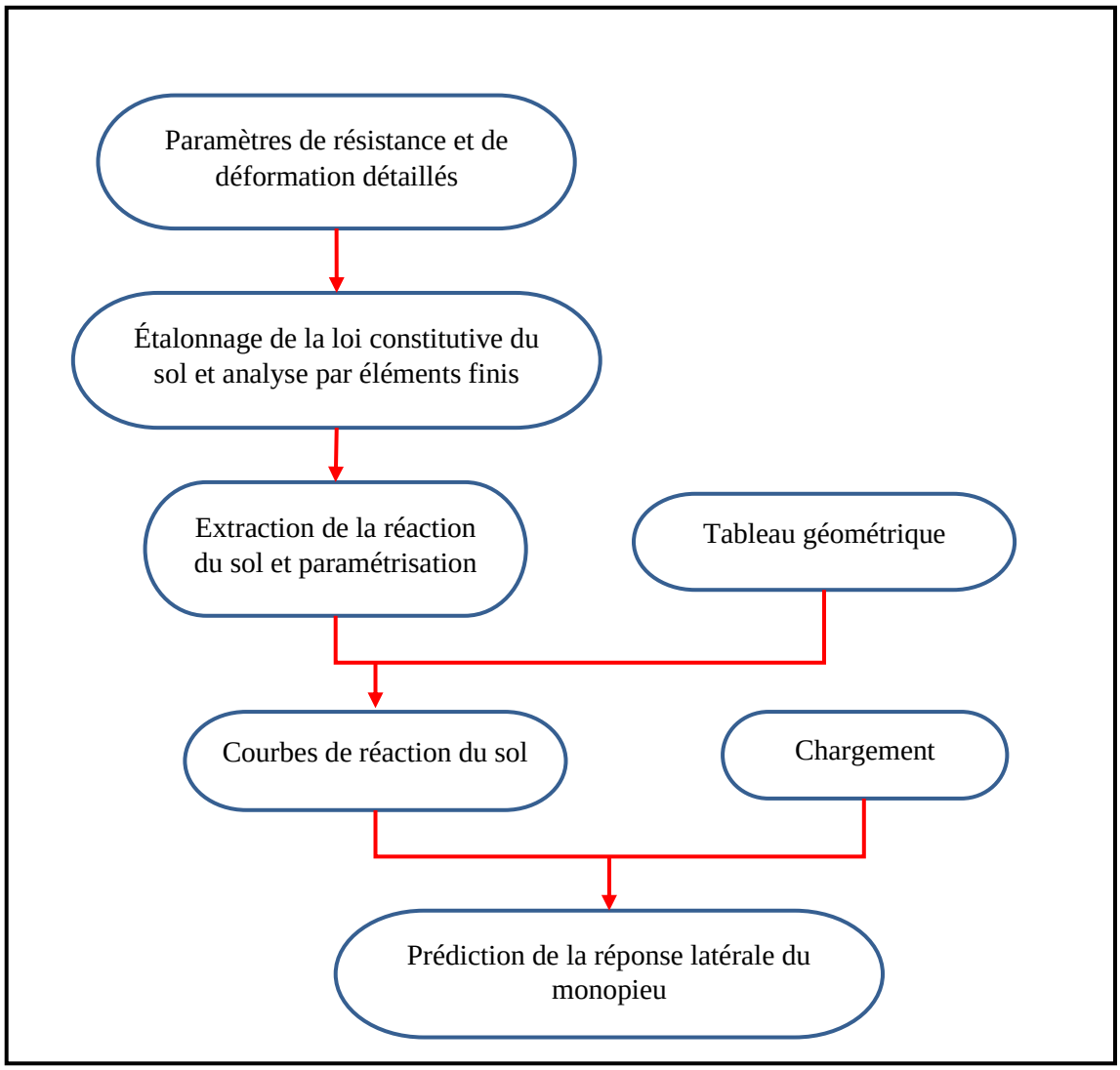


Figure VI. 3 : Étapes de conception utilisant l'approche numérique.

VI.4 PLAXIS MODETO :

PLAXIS MoDeTo offre une méthode de conception améliorée qui réduit considérablement la quantité d'acier nécessaire pour les fondations sur monopieux, diminuant ainsi les coûts globaux des parcs éoliens. Ce programme permet le transfert des résultats du projet de recherche industriel conjoint PISA vers les pratiques quotidiennes d'ingénierie géotechnique.

PLAXIS MoDeTo est un outil autonome pour les conceptions basées sur des règles ou en relation avec PLAXIS 3D pour la méthode de conception numérique. Il répond à de nombreuses lacunes des autres méthodes de conception dans le secteur de l'éolien offshore. Entièrement interopérable avec PLAXIS 3D, il peut être utilisé soit en tant qu'application autonome lors de la définition des courbes de réaction du sol (conception basée sur des règles), soit avec la solution logiciel géotechnique la plus avancée en utilisant des modèles d'éléments finis 3D (conception numérique).

PLAXIS MoDeTo et PLAXIS 3D travaillent conjointement pour automatiser facilement le processus de génération et du calcul des modèles 3D, pour dériver, normaliser et même pour paramétrer les courbes de réaction du sol afin de les mettre finalement au service du modèle 1D.

Cet outil numérique permet :

De réduire la longueur de fiche des monopieux :

Ce programme nous permet d'analyser la capacité des fondations sur monopieux à reprendre les charges horizontales sur la base d'un modèle d'éléments finis poutre de TIMOSHENKO 1D. Cette méthode de conception améliorée offre une précision pour les monopieux à grand diamètre et donne des courbes de réaction du sol réalistes, tout en restant sous certaines hypothèses de l'approche conventionnelle des courbes p-y. Des recherches ont indiqué que cela peut potentiellement réduire la longueur des monopieux jusqu'à 35%.

De réduire considérablement le coût de fabrication :

La réduction des coûts offre un avantage dans l'industrie éolienne offshore. PLAXIS MoDeTo permet un dimensionnement moins conservatif et une réduction significative dans la quantité d'acier utilisé. Cela se traduit par une réduction des coûts de fabrication, de transport et d'installation.

De calibrer automatiquement les courbes de réaction du sol :

Bien que PLAXIS MoDeTo peut être utilisé en tant qu'application autonome en fournissant des courbes de réaction du sol, son association à PLAXIS 3D permet l'automatisation des calculs. En effet, PLAXIS 3D calibre numériquement les courbes en fonction de l'espace de conception et des propriétés spécifiques du site quel que soit sa nature offshore ou onshore.

VI.5 Comparaison des résultats du nouveau modèle avec ceux du projet PISA :

Dans ce paragraphe on tente d'estimer les performances de la nouvelle courbe p-y programmée dans le code WILDPOWER 1.0 par des comparaisons avec les résultats du projet PISA en se servant de trois études tirées de la littérature.

VI.5.1 Résultats de Minga and Burd (2019) :

Dans le but de valider la méthode de conception de **PISA** implémentée dans le code **PLAXIS MoDeTo** (Panagoulias et al. 2018a and Panagoulias et al. 2018b), Minga and Burd (2019) ont considéré un exemple sur les base des conditions du sol sableux au site de Dunkirk qui a été utilisé comme site d'investigations du projet **PISA** relatif aux monopieux chargés latéralement et fichés dans du sable dense (Zdradkovic et al. 2019 and McAdam et al. 2019).

Le site des investigations géotechnique à Dunkirk (Zdradkovic et al. 2019) indique l'existence d'une couche de sable dense s'étendant de la surface du sol à une profondeur de 3m. Les auteurs dans ce travail de validation, ont adopté deux ensembles séparés d'essais de calibration. Le premier ensemble est relatif à la formulation du modèle HS-model utilisé dans les calculs par PLAXIS 3D et le second pour l'estimation Déformation des paramètres nécessaires à **PLAXIS MoDeTo**. Les essais de calibrations du HS-model ont abouti à la considération d'une seule couche de sable de densité relative $D_r = 75\%$. L'ensemble des pramètres utilisés dans le site offshore sont regroupés dans le Tableau (VI.1).

Tableau VI. 1 : Paramètres du modèle HS-Small choisis pour représenter le site offshore et utilisés dans Plaxis 3D.

N.	*Paramètre*	*symbole*	*Valeur*	*Unité*
1.	*Profondeur de la couche*	-	*0-50*	m
2.	*Poids volumique saturé*	γ_{sat}	*19.9*	kN/m^3
3.	*Poids volumique déjaugé*	γ'	*10.09*	kN/m^3
4.	*Densité relative du sable*	D_r	75.0	%
5.	*Rigidité sécante de référence dans la compression triaxiale*	E_{50}^{ref}	*45 000.0*	kN/m^2
6.	*Rigidité tangente de référence dans le chargement oedométrique primaire*	E_{oed}^{ref}	*45 000.0*	kN/m^2
7.	*Rigidité triaxiale de référence du déchargement/rechargement*	E_{ur}^{ref}	*455 706.0*	kN/m^2
8.	*Dépendance de la rigidité sur la contrainte*	m	*0.5*	-
9.	*Cohésion effective*	c'	*0.1*	kN/m^2
10.	*Angle de frottement effectif*	ϕ'	*42.0*	^{o}
11.	*Angle de dilatance*	ψ	*12.5*	^{o}
12.	*à laquelle G se réduit à 70%*	$\gamma^{0.7}$	*0.000125*	-
13.	*Module de cisaillement de référence à petites déformations*	G_0^{ref}	*194 746*	kN/m^2
14.	*Contrainte de référence*	p^{ref}	*100.0*	kN/m^2
15.	*Coefficient de Poisson relatif au déchargement/rechargement*	ν_{ur}	*0.2*	-
16.	*Coefficient des terres au repos dans les conditions d'un sol normalement consolidé*	K_0^{nc}	*0.4*	-
17.	*Rapport de frottement*	R_f	*0.906*	-

La procédure de calibration pour le modèle du **PLAXIS MoDeTo** a abouti aux données du sol figurant dans le Tableau (VI.2).

Tableau VI. 2 : Données du sol utilisées dans PLAXIS MoDeTo.

Couche	*Haut de la couche (m)*	*Bas de la couche (m)*	$\gamma'\ (kN/m^3)$	$G_0(kN/m^2)$	$\phi'(°)$	$\psi'(°)$	k_0
1	0.00	−50.00	10.09	195620.00	42.00	12.50	0.40

Le travail de calibration effectué par Minga and Burd (2019) a compris une série de huit (08) pieux dont les dimensions sont listées dans le Tableau (VI.3). L'épaisseur de la paroi du pieu a été considérée partout égale à $t = D_p/100$.

Tableau VI. 3 : Dimensions géométriques des monopieux calibrés.

Numéro du Modèle	$L_p(m)$	$D_p(m)$	$t\ (mm)$	$h\ (m)$	L_p/D_p	h/L_p	D_p/t
1	*18.0*	*6.0*	*60.0*	*20.0*	*3.0*	*1.11*	*100.0*
2	*24.0*	*6.0*	*60.0*	*20.0*	*4.0*	*0.83*	*100.0*
3	*18.0*	*6.0*	*60.0*	*110.0*	*3.0*	*6.11*	*100.0*
4	*24.0*	*6.0*	*60.0*	*110.0*	*4.0*	*4.58*	*100.0*
5	*24.0*	*8.0*	*80.0*	*20.0*	*3.0*	*0.83*	*100.0*
6	*32.0*	*8.0*	*80.0*	*20.0*	*4.0*	*0.625*	*100.0*
7	*24.0*	*8.0*	*80.0*	*110.0*	*3.0*	*4.58*	*100.0*
8	*32.0*	*8.0*	*80.0*	*110.0*	*4.0*	*3.44*	*100.0*

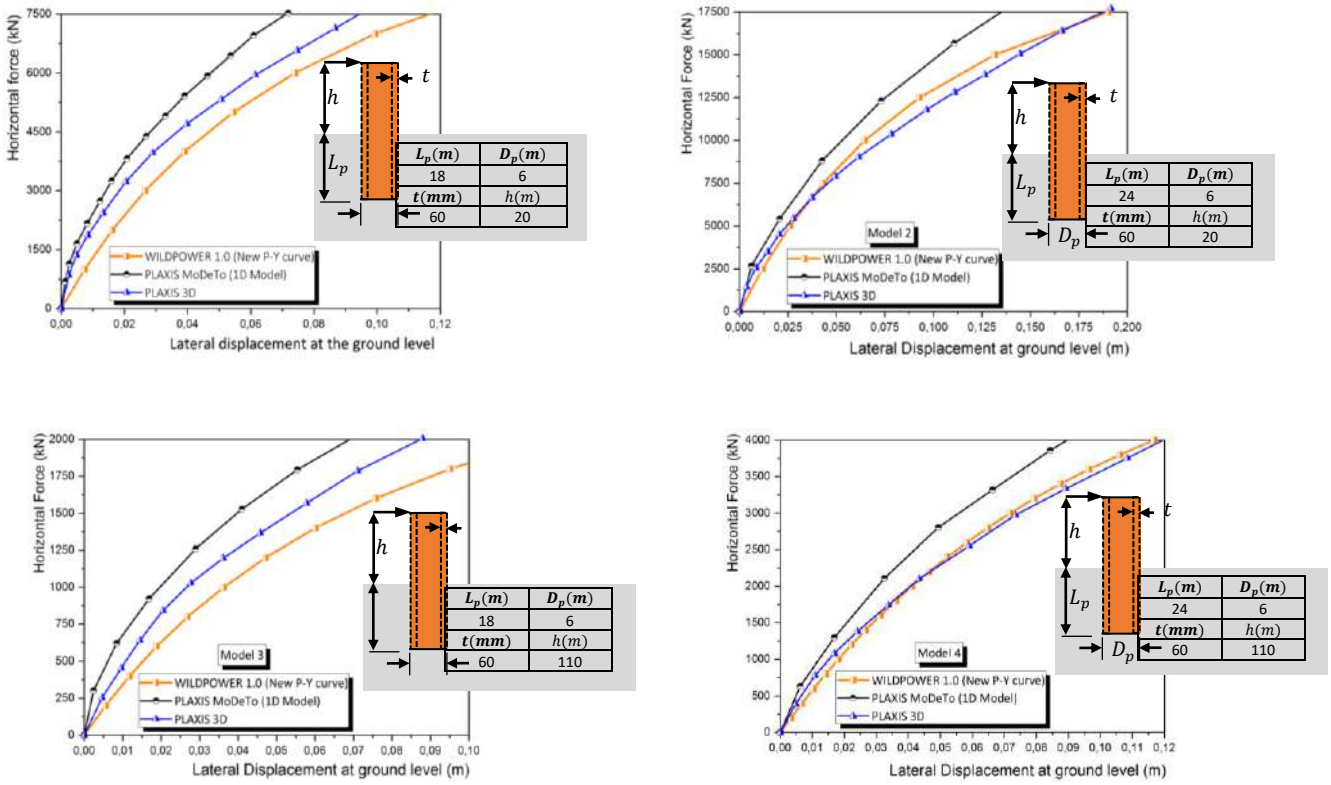


Figure VI. 4 : Pieux ayant un diamètre 6 m représentant les modèles 1 à 4.

La signification des différents paramètres figurant dans le Tableau (VI.3) est détaillée dans les Figures (VI.4). Les Figures (VI.4) illustrent la variation du déplacement en tête du monopieu de diamètre 6m en fonction de l'effort appliqué aux excentricités indiquées dans les Tableau (VI.3). En examinant ces Figures on peut faire deux importantes remarques. On s'aperçoit en premier lieu, que dans les Figures relatives aux modèles 2 et 4, les résultats de la présente méthode sont presque confondus avec ceux du logiciel PLAXIS 3D, alors qu'un

léger désaccord est observé dans les Figures relatives aux modèles 1 et 3. En second lieu, les résultats fournis par **PLAXIS MoDeTo** dévient complètement des résultats de la présente étude et de ceux de PLAXIS 3D.

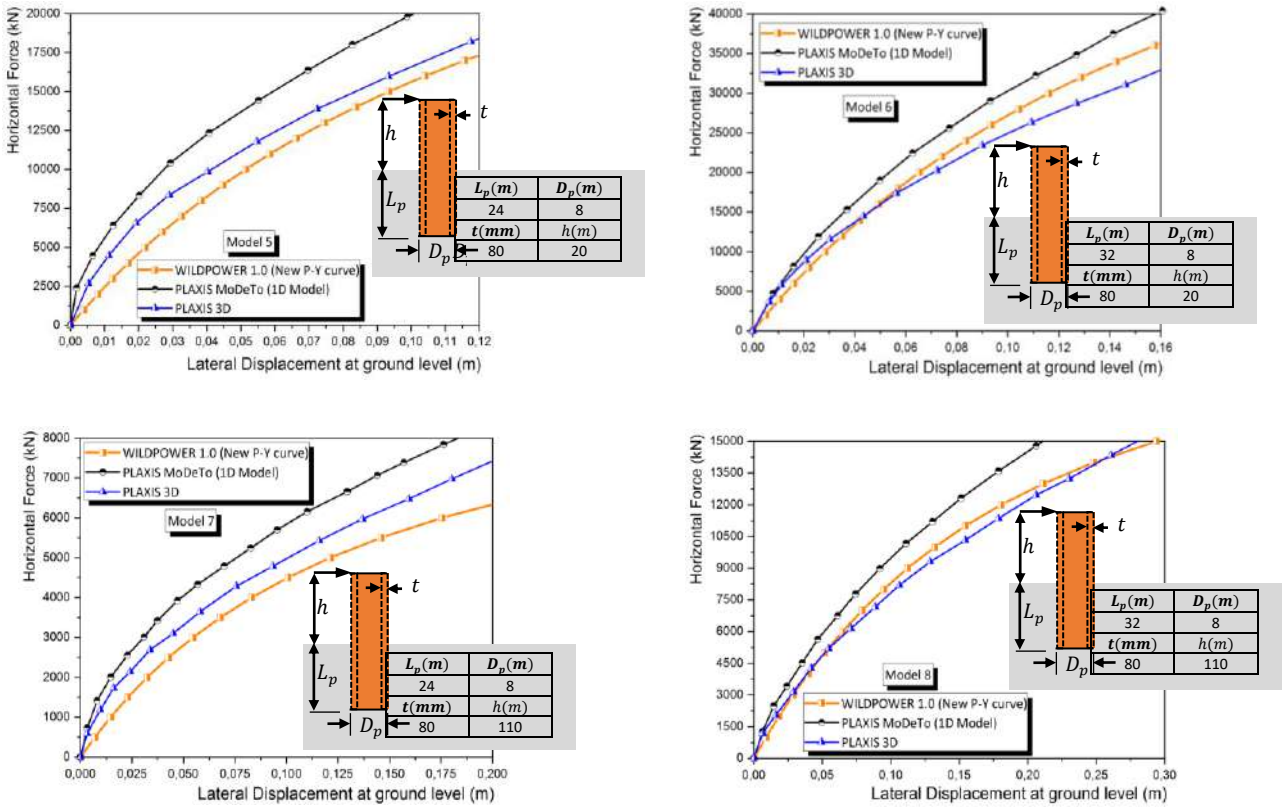


Figure VI. 5 : Pieux ayant un diamètre 8m représentant les modèles 5 à 8.

Les résultats d'analyse pour les modèles 5 à 8 du Tableau (VI.3) sont illustrés par les quatre graphes de la Figure (VI.5). Ces dernières illustrent l'évolution du déplacement en tête du monopieu de diamètre 8m en fonction de l'effort appliqué aux excentricités indiquées dans le Tableau (VI.3). L'examen attentif de ces Figures peut faire ressortir un certain nombre de remarques. Tout d'abord, une légère déviation est constatée entre les résultats de la nouvelle courbe p-y et ceux du code PLAXIS 3D dans les modèles 5 et 7. Cependant, un parfait accord est observé dans le modèle 8 où les résultats de la présente étude sont presque confondus avec les résultats de la méthode des éléments fins. Quant au modèle 6, les résultats de la nouvelle formulation p-y sont très proches de ceux de la méthode des éléments finis pour les petits déplacements en deçà de la valeur de 0.05m, alors qu'une déviation progressive est constatée au-delà de cette valeur. Similairement à ce qui a été observé dans la Figure précédente, **PLAXIS MoDeTo** surestime la rigidité en tête du monopieu pour les quatre modèles présentés dans la Figure (VI.5).

En général, la nouvelle formulation p-y programmée dans le code WILDPOWER 1.0 pour la prédiction des monopieux à grand diamètre dans les sables a donné d'excellents résultats notamment pour l'estimation de la rigidité en tête du monopieu.

VI.5.2 Résultats de Brinkgreve et al. (2020) :

Pour encore renforcer la validité de la nouvelle courbe p-y proposée, le travail de Brinkgreve et al. (2020) a été dépouillé pour extraire les éléments de comparaison. En fait, ces auteurs, dans le but de valider **PLAXIS MoDeTo,** ont effectué un travail de calibration des paramètres géotechnique du site de Dunkirk (Brinkgreve et al. 2020) et des calculs par éléments finis en se servant du logiciel PLAXIS 3D. Pour cela les propriétés du sable du site de Dunkirk utilisées, sont listées dans le Tableau (VI.4).

Tableau VI. 4 : Profil du sol représentant le site de Dunkirk (Brinkgreve et al. 2020).

Haut de la couche (m)	*Bas de la couche (m)*	$\gamma'\ (kN/m^3)$	$G_0(kN/m^2)$	$\phi'(°)$	$\psi'(°)$	k_0
0.00	−90.00	10.09	205 300.00	39.00	09.00	0.37

Pour le travail de conception basé sur les calculs numériques (Numerical-Based Design), le profil du sol est transformé en une seule couche pour être analysée par PLAXIS 3D utilisant la loi HSsmall avec les paramètres drainés dont les valeurs figurent dans le Tableau (VI.5).

Tableau VI. 5 : Paramètres du modèle HS-Small choisis pour représenter le sable de Dunkirk.

N°	*Paramètre*	*Symbole*	*Valeur*	*Unité*
1.	***Poids volumique déjaugé***	γ'	*10.09*	kN/m^3
2.	***Densité relative du sable***	D_r	75.0	%
3.	***Rigidité sécante de référence dans la compression triaxiale***	E_{50}^{ref}	*45 000.0*	kN/m^2
4.	***Rigidité tangente de référence dans le chargement oedométrique primaire***	E_{oed}^{ref}	*45 000.0*	kN/m^2
5.	***Rigidité triaxiale de référence du déchargement/rechargement***	E_{ur}^{ref}	*135 000.0*	kN/m^2
6.	***Dépendance de la rigidité sur la contrainte***	m	*0.5*	-
7.	***Cohésion effective***	c'	*0.1*	kN/m^2
8.	***Angle de frottement effectif***	ϕ'	*39.0*	$°$
9.	***Angle de dilatance***	ψ	*09.5*	$°$
10.	***Déformation à laquelle G se réduit à 70%***	$\gamma^{0.7}$	*0.000125*	-
11.	***Module de cisaillement de référence à petites déformations***	G_0^{ref}	*194 000.0*	kN/m^2

12.	***Contrainte de référence***	p^{ref}	*100.0*	kN/m^2
13.	***Coefficient de Poisson relatifau déchargement/rechargement***	ν_{ur}	*0.2*	-
14.	***Coefficient des terres au repos dans les conditions d'un sol normalement consolidé***	K_0^{nc}	*0.3707*	-
15.	***Rapport de frottement***	R_f	*0.906*	-
16.	***Résistance à la traction***	σ_t	*0.0*	kN/m^2

Ces auteurs ont calibré 9 modèles de pieux. Les modèles retenus pour cette étude comparative sont regroupés dans le Tableau (VI.6).

Tableau VI. 6 : Dimensions des monopieux calibrés.

Numéro du Modèle	$L_p(m)$	$D_p(m)$	$t\ (mm)$	$h\ (m)$	L_p/D_p	h/D_p
3	*40.0*	*10.0*	*91.0*	*100.0*	*4.0*	*10.0*
4	*40.0*	*10.0*	*91.0*	*75.0*	*4.0*	*7.5*
6	*20.0*	*5.0*	*45.0*	*25.0*	*4.0*	*5.0*
7	*20.0*	*5.0*	*45.0*	*50.0*	*4.0*	*10.0*
9	*30.0*	*7.5*	*68.0*	*37.5*	*4.0*	*5.0*

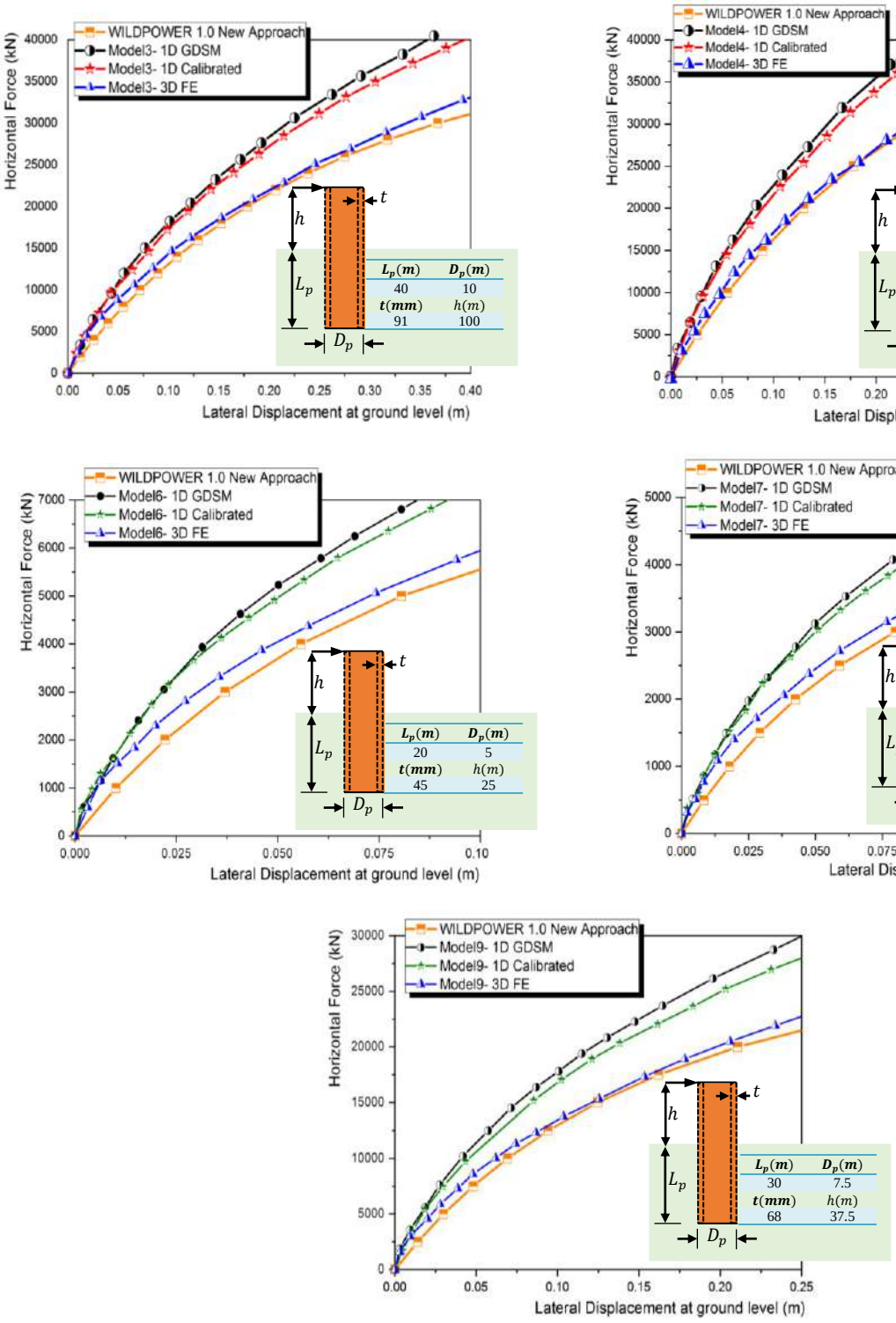
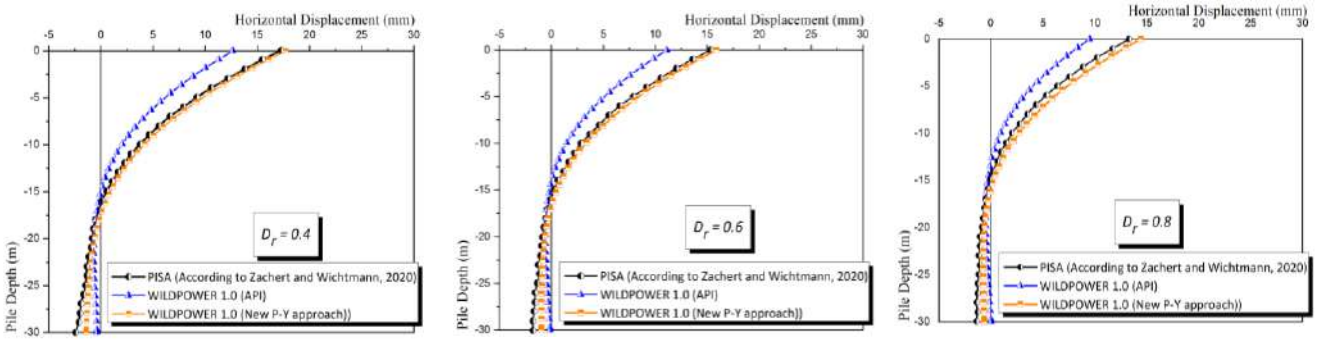


Figure VI. 6 : Comparaison des résultats de la présente étude à ceux de la référence (Brinkgreve et al. 2020) pour les modèles géométriques du Tableau (VI.6).

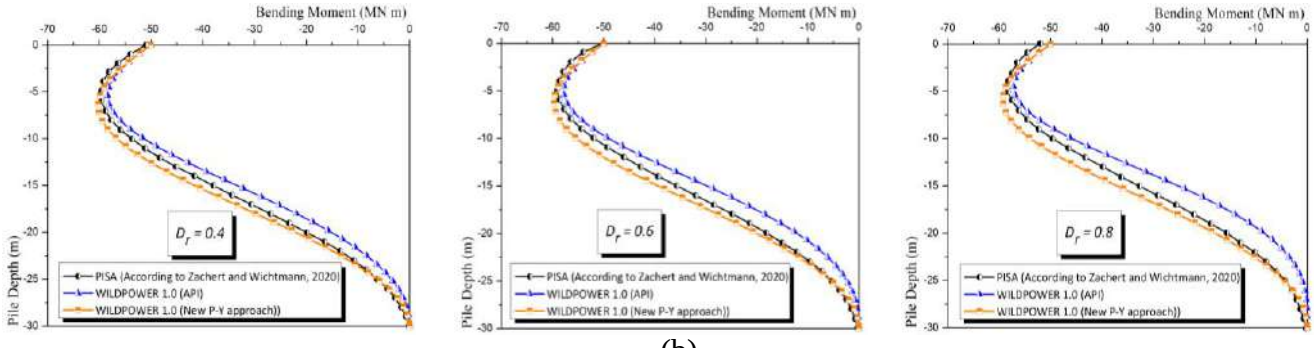
Les résultats présents dans la Figure (VI.6), montrent les performances excellentes que la nouvelle courbe p-y proposée a offert au dimensionnement des monopieux chargés latéralement. Le parfait accord entre les résultats de WILDPOWER 1.0 et ceux de PLAXIS 3D montre la robustesse de la méthode proposée. Les résultats du modèle monodimensionnel 1D issus de **PLAXIS MoDeTo** sont toujours pessimistes en surestimant la rigidité en tête du monopieu.

VI.5.3 Résultats de Zachert and Wichtmann (2020) :

Le troisième volet de ce travail de validation est relatif à l'article de recherche présenté par Zachert and Wichtmann (2020). Dans le but de valider leur propre méthode, ces auteurs ont utilisé les résultats du projet **PISA**. Ils ont ainsi considéré un monopieu de $D_p = 5m$, de longueur de fiche $L_p = 30\ m$ et d'épaisseur $t_p = 60mm$. La partie hors fiche au niveau de laquelle le monpoieu est chargé est d'environ $h = 20m$ par rapport au niveau du terrain naturel. Le sol est choisi être un sable quartzeux fin avec trois différentes densités relatives en l'occurrence : $D_r = 40\%$, $D_r = 60\%$ et $D_r = 80\%$.



(a)



(b)

Figure VI. 7 : Résultats de la nouvelle courbe p-y contre ceux de Zachert and Wichtmann 2020 pour les trois densités choisies: (a) Profils des déplacements, (b) Profils des moments fléchissants.

Les éléments de comparaison sont présentés dans la Figure (VI.7). Les profils des déplacements sont présentés dans la Figure (VI.7a), tandis que ceux des moments fléchissants dans la Figure (VI.7b). En examinant la Figure (VI.7a), on s'aperçoit tout de suite que les profils issus de la présente méthode s'accordent parfaitement avec les résultats de **PISA** présentés dans (Zachert and Wichtmann 2020) en exhibant la même déformée rigide. Cela est surtout vrai pour les $2/3$ supérieurs du monopieu pour les trois densités relatives choisies. De légères déviations sont constatées en pointe du monopieu. Cependant, les résultats de l'API diffèrent de la présente méthode selon deux caractéristiques distinctes. La première est relative à la déformée qui se rapproche du comportement des pieux souples tandis que la seconde est relative aux déplacements qui sous-estimés le long du monopieu, en surestimant ainsi la rigidité sable/monopieu.

La comparaison des moments fléchissants est illustrée par la figure (VI.7b). Il est clair que les trois méthodes présentent la même tendance, bien que les profils de la présente approche sont très proches des profils produits par la méthodologie **PISA**. Les courbes p-y de l'API sous-estiment les moments fléchissants sur presque la totalité de la longueur du fût et en particulier sur la moitié inférieure du monopieu.

VI.6 Développement des fonctions d'impédance pour les monopieux dans les sites sableux :

Bien que le processus de contourner la condition de l'état ultime de service (ULS) soit une préoccupation majeure dans la conception d'une éolienne offshore, il est également extrêmement important d'éviter la condition de l'état limite de fatigue (FLS). En particulier, la détermination précise de la fréquence propre d'une tour offshore est nécessaire pour évaluer la durée de vie de fatigue du système de turbine. Pour les Turbines à Vent offshore fondées sur des monopieux, la fréquence propre structurelle dépend énormément de l'interaction sol-structure. En cas de vibrations fournissant des fréquences élevées, les rigidités dynamiques peuvent différer des rigidités statiques. Cependant, pour les chargements dus au vent et aux vagues, les vibrations induites seront d'une nature telle que les rigidités statiques pourront remplacer les rigidités dynamiques requises pour les analyses structurelles (Laszlo et al. 2017, Aissa et al. 2018).

VI.6.1 Raideurs des ressorts en tête du monopieu :

L'interaction sol-monopieu peut être représenté par trois ressorts de fondation (Figure III.16 du chapitre III) : K_L (Rigidité du ressort horizontal), K_R (Rigidité rotationnelle) et K_{LR} (Rigidité de couplage).

VI.6.2 Équations représentant la rigidité du sable et la rigidité relative sable/monopieu :

La détermination des coefficients de rigidité donnés par l'équation (III.32) dans le chapitre III qui quantifient l'interaction sol-monopieu est vitale pour l'évaluation précise des caractéristiques dynamiques de la vibration des éoliennes offshore. En effet, ces rigidités dépendent du module d'Young du sable, de son modèle de variation avec la profondeur et même du diamètre du monopieu.

Plusieurs chercheurs ont exploré le domaine des recherches visant à définir les relations entre la rigidité du sable avec son angle de frottement interne voire même avec sa densité relative. En effet, Kay and Kraan (2000) ont proposé une expression approximative donnant le module d'élasticité du sable en tout point z en utilisant les travaux de recherches de Baldi et al. (1989) :

$$E_s(z) = 1025\, e^{2.93\, D_r} \left(\frac{1+2K_0}{3}\sigma'_{v0}\right)^{0.51} \quad \text{(VI.1)}$$

Où K_0, D_r et σ'_{v0} sont respectivement le coefficient des pressions de terres au repos, la densité relative du sable et la contrainte effective verticale au point désiré z. En replaçant σ'_{v0} par $\gamma' z$, l'équation (VI.1) montre clairement que la rigidité du sable varie avec la racine carrée de la profondeur z, reflétant ainsi la nature réelle de la majorité des sables. Dans ce contexte, des chercheurs géotechniciens comme Booker et al. (1985) par exemple ont tenté d'exprimer la variation du module d'élasticité du sable avec la profondeur $E_s(z)$ en fonction de la valeur du module d'Young E_{sD} à un diamètre de profondeur D_p en se servant de l'équation suivante:

$$E_s(z) = E_{sD}\left(\frac{z}{D_p}\right)^{0.50} \quad \text{(VI.2)}$$

En écrivant l'équation (VI.1) en termes de la profondeur normalisée $\left(z/D_p\right)$et en l'identifiant à l'équation (VI.2), Otsmane et Amar Bouzid (2018) ont pu tirer l'expression de la rigidité du sable E_{sD}à un diamètre de profondeur comme :

$$E_{sD} = 1025\, e^{2.93\, D_r} \left(\frac{1+2k_0}{3}\gamma'\right)^{0.51} D_p^{0.51} \quad \text{(VI.3)}$$

L'équation (VI.3) est employée pour normaliser les coefficients de rigidités évalués dans l'étude paramétrique réalisée dans le prochain paragraphe. K_L , K_R et K_{LR} seront rapportés respectivement à $E_{sD}D_p$, $E_{sD}D_p^3$ et $E_{sD}D_p^2$ pour obtenir des grandeurs adimensionnelles.

La rigidité relative sable/monopieu est un paramètre primordial dans le comportement latéral des monopieux. En effet, la distinction entre un monopieu court et rigide et un monopieu long et souple se fait par l'évaluation d'une grandeur appelée élancement critique. Pour les sables où le module d'élasticité varie en fonction de la racine carrée de la profondeur, Abed et al. (2016) ont proposé la relation suivante :

$$(L_p/D_p)_{cr} = 1.656\left(\frac{E_p}{E_{sD}}\right)^{0.243} \quad \text{(VI.4)}$$

Où E_p est le module d'Young du matériau constituant le monopieu et E_{sD} et le module d'élasticité du sable à une profondeur égale à un diamètre. Étant donné que la relation (VI.4) a été développée pour un monopieu de section circulaire pleine en béton, l'équation ne peut être appliquée directement aux monopieux de la présente étude qui sont des monopieux tubulaires en acier. Un modulé d'élasticité équivalent s'avère nécessaire pour évaluer l'élancement critique. La relation (VI.4) deviendra donc :

$$(L_p/D_p)_{cr} = 1.656\left(\frac{E_{peq}}{E_{sD}}\right)^{0.243} \quad \text{(VI.5)}$$

Où E_{peq} est évalué par le biais de la valeur effective de la rigidité de flexion du monopieu tubulaire d'épaisseur t en acier. E_{peq} est calculé par l'expression:

$$E_{peq} = \frac{64\,(EI)_{mta}}{\pi D_p^4} \quad \text{(VI.6)}$$

Expression dans laquelle $(EI)_{mta}$ est la rigidité de flexion effective du monopieu tubulaire d'épaisseur t en acier.

VI.6.3 Étude paramétrique et courbes d'impédances statiques :

L'objectif de cette étude paramétrique est d'établir des abaques permettant de voir la variation des coefficients de rigidités normalisés en fonction du rapport longueur du monopieu/diamètre (élancement) et ce pour les valeurs des angles de frottement interne balayant toute la gamme des densités relatives du sable.

Avant d'entamer l'étude paramétrique proprement dite, il est fort utile de décrire les données dont on s'est servi dans les calculs numériques effectués par WILDPOWER 1.0 utilisant la nouvelle courbe p-y objet de cette thèse. En effet, un monopieu tubulaire creux

d'épaisseur t, de diamètre $D_p = 4m$ a été considéré. L'expression utilisée pour calculer l'épaisseur est :

$$t\ (mm) = \frac{D_p}{100} + 6.35 \qquad (D_p \text{en mm}) \tag{VI.7}$$

Les autres paramètres sont listés dans le Tableau (VI.7).

Tableau VI. 7 : Caractéristiques du monopieu et poids volumique déjaugé du sable envisagé.

$D_p(m)$	$\gamma'(kN/m^3)$	$E_p(MPa)$	$L_p(m)$	$t(m)$
4.0	*11.0*	*210.0*	*variable*	*0.04635*

Dans le but de couvrir l'intégralité de la gamme de variation des angles de frottement interne ϕ allant des sables lâches ($\phi = 30°$ environ) jusqu'aux sables très denses, cinq valeurs de ϕ ont été considérées en l'occurrence, $\phi = 30°, 32°, 36°, 40°$ et $45°$. Les valeurs des paramètres du sol dépendant de ces angles sont regroupés dans le Tableau (VI.8).

Tableau VI. 8 : Paramètres utilisés dans l'étude paramétrique.

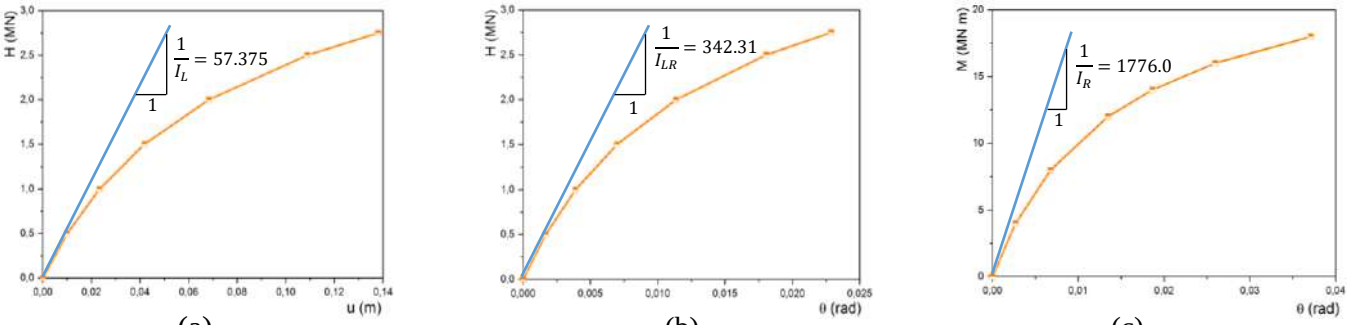
$\phi(°)$	*30.0*	*32.0*	*36.0*	*40.0*	*45.0*
D_r	*0.12*	*0.28*	*0.44*	*0.60*	*0.80*
k_0	*0.50*	*0.47*	*0.41*	*0.36*	*0.29*
$E_{sD}\ (kN/m^2)$	*8161.60*	*12842.40*	*19889.30*	*30792.40*	*53169.70*
E_{peq}/E_{sD}	*2303.50*	*1 464.00*	*945.30*	*610.60*	*353.60*
$(L_p/D_p)_{cr}$	*10.90*	*9.70*	*8.80*	*7.90*	*6.90*

E_{sD} dans le Tableau (VI.8) a été calculé en se servant de l'équation (VI.3), tandis que la valeur de K_0 a été obtenue par la formule de jacky ($K_0 = 1 - \sin\phi$). Les différentes valeurs de D_r ont été estimées à partir des intervalles suggérés par Mayerhof (1956).

Dans la dernière ligne du Tableau (VI.8) figurent les valeurs de l'élancement critique $(L_p/D_p)_{cr}$ qui changent selon l'angle de frottement interne du sable. Ici, il faut rappeler que l'élancement critique est le rapport longueur /diamètre du monopieu au-delà duquel la longueur du pieu n'a aucun effet sur les mouvements en tête du monopieu. Autrement dit, la longueur critique est le seuil qui délimite les pieux rigides des pieux souples.

Avant d'estimer les valeurs des rigidités en tête, les facteurs de flexibilité sont déterminés en premier lieu car il s'agit d'un problème contrôlé par forces. Pour ce faire, le monopieu est soumis d'abord à un effort horizontal H croissant, avec un moment de renversement M nul. Les variations de H en fonction du déplacement en tête u et en fonction de la rotation en tête θ sont mises en graphiques. Ensuite, un moment M croissant est

appliqué en tête avec un H nul. Cela permet de tracer l'évolution de M en fonction de θ. Le lissage des courbes en utilisant des polynômes de degré 6 permet d'obtenir des expressions analytiques très précises. Les inverses des facteurs de flexibilité en l'occurrence $1/I_L$, $1/I_{LR}$ et $1/I_R$ sont les valeurs des dérivées des expressions analytiques obtenues à l'abscisse $u = 0$ pour les deux premières et à l'abscisse $\theta = 0$ pour la troisième expression. L'utilisation des équations permettent d'avoir K_L, K_{LR} et K_R. Un exemple d'illustration est représenté sur la Figure (VI.8). Ces courbes ont été obtenues pour un monopieu d'élancement $L_p/D_p = 2$ fiché dans un sable ayant un angle de frottement interne $\phi = 36°$.



(a) (b) (c)

Figure VI. 8 : Exemple de calcul montrant le lissage de : (a) La courbe $\boldsymbol{H - u}$, (b) La courbe $\boldsymbol{H - \theta}$ et (c) La courbe $\boldsymbol{M - \theta}$.

En effectuant le même travail pour les étapes décrites plus haut pour chaque angle de frottement considéré et en balayant une large gamme des élancements d'un monopieu en partant de $(L_p/D_p) = 1$ juquau $(L_p/D_p) = 11$, les exécutions effectuées par le logiciel mis au point WILDPOWER 1.0 utilisant la nouvelle formulation p-y, ont rendu possible la détermination des trois coefficients de rigidités K_L, K_{LR} et K_R. Ces rigidités sous formes adimensionnelles sont représentées par la Figure (VI.9).

La variation de la rigidité relative caractérisant le ressort horizontal en fonction des élancements étudiés est représentée par la Figure (VI.9a). A travers l'examen attentif des courbes relatives aux différents angles de frottement interne, cinq observations d'importance majeure peuvent être émises. Primo, on s'aperçoit que les valeurs des rigidités relatives sont d'autant plus grandes que les angles de frottement internes sont petits. Secundo, chaque courbe est caractérisée par trois niveaux de variation en fonction de l'élancement. Un taux de variation élevé pour les petits élancements suivi d'un taux moins prononcé pour les élancements intermédiaires, tandis qu'au-delà d'un certain élancement spécifique, la rigidité relative cesse d'évoluer en fonction de l'élancement traduisant ainsi un palier horizontal où toute augmentation dans la valeur de L_p/D_p n'a

aucun effet sur la valeur de $K_L/E_{sD}D_p$. Cet élancement appelé élancement critique, est d'autant plus important que le sable est moins dense. Tertio, pour les monopieux très courts ($L_p/D_p \leq 2$) l'état du sable n'a pratiquement aucun effet sur la rigidité relative qui ne dépend que de l'élancement. Cela est clairement illustré par la Figure (VI.9a) qui montre des courbes confondues dans cette zone de petits élancements. Quarto, l'ensemble des points au-delà desquels l'élancement n'a pas d'influence sur la valeur de la rigidité relative délimite deux zones distinctes. Une zone située à droite de la Figure définie la région des monopieux longs et souples tandis que la zone située à gauche est celle des monpieux courts et rigides. Quinto, les nombres mentionnés sur la ligne délimitant les deux zones ont été calculés par l'expression (VI.5). Il est clair de constater que chaque point coïncide parfaitement avec le point appartenant à la courbe à l'endroit où la Figure devient uniforme.

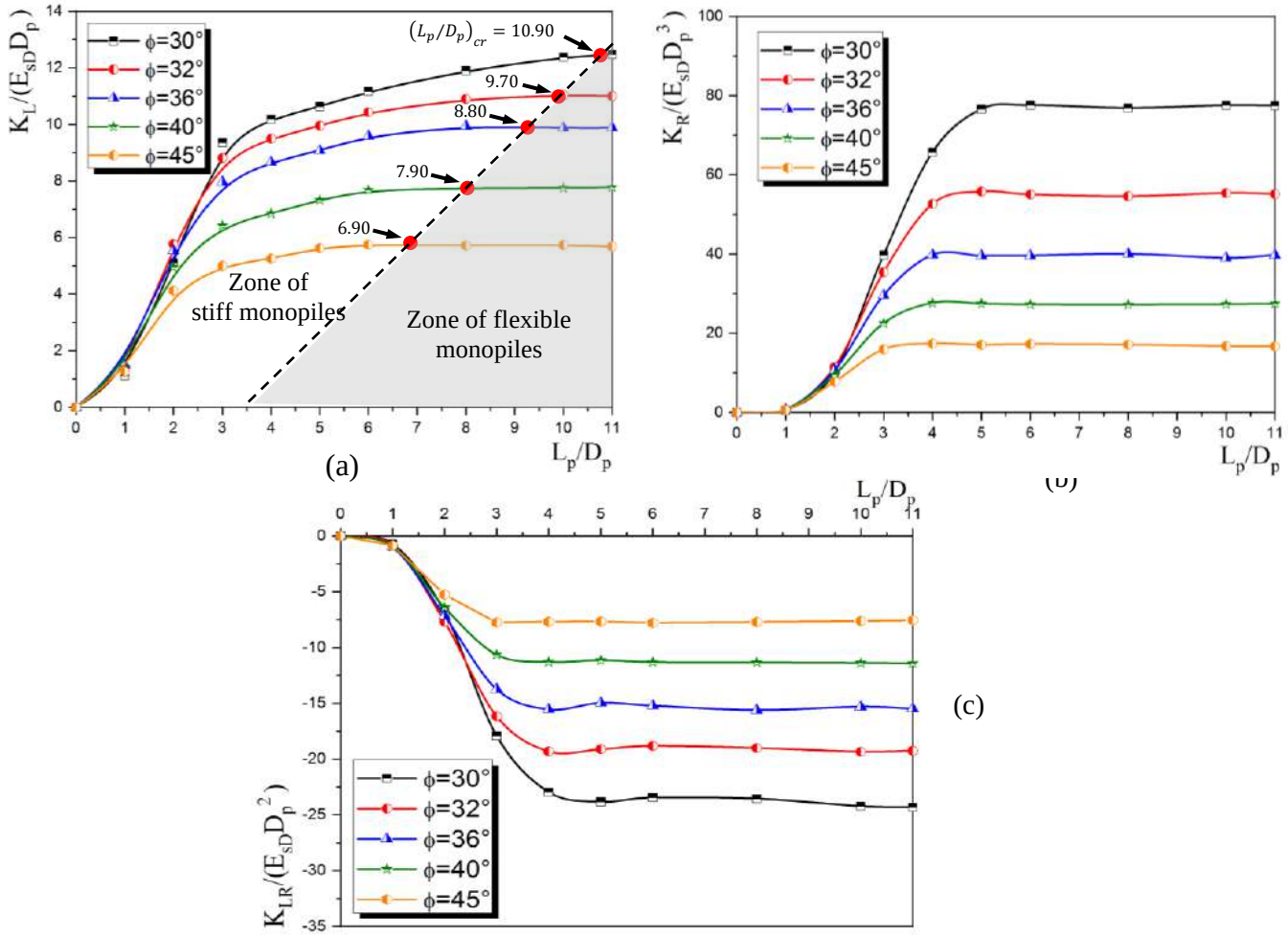


Figure VI. 9 : Rigidités en tête du monopieu en termes de l'angle de frottement interne du sable : (a) Rigidité relative latérale, (b) Rigidité relative rotationnelle, (c) Rigidité relative de couplage.

Cela confirme la validité et la précision de l'équation (VI.5) établie pour les sables dont le module d'élasticité varie avec la racine carrée de la profondeur (Abed et al. 2016).

La variation de la rigidité relative caractérisant le ressort qui quantifie les rotations en termes des élancements est illustrée par la Figure (VI.9b). Les tendances de variation des différentes courbes incluses dans cette Figure sont similaires à celles de la Figure (VI.9a), sauf que les tronçons intermédiaires sont absents. Les graphes de variation sont donc tous caractérisés par une partie de forte pente suivie par un plier horizontal. Les seuils des pieux flexibles sont rapidement atteints quel que soit la valeur de l'angle de frottement interne. Pour les sables les plus denses, le seuil est aux alentours de $L_p/D_p = 2$, alors que pour les sables les plus lâches, le seuil approxime $L_p/D_p = 5$. L'équation (VI.5) n'est plus valable pour délimiter les deux zones de comportement dans cette Figure, car elle a été établie lorsque les déplacements latéraux en tête des monopieux ont été considérés.

La variation de la rigidité relative caractérisant le ressort qui représente l'effet du couplage en termes d'élancements est illustrée par la Figure (VI.9c). Les descriptions faites sur la Figure (VI.9a) s'appliquent parfaitement à la Figure (VI.9c).

VI.6.4 Exemple d'illustration :

Une éolienne offshore a été sélectionnée à partir du parc éolien Lely A2 (Netherland) afin d'évaluer la performance de cette nouvelle formulation.

Cette éolienne a été choisie pour la disponibilité des données, en particulier, la fréquence propre mesurée. Les conditions du sol et les sources à partir desquelles les données sont retirées sont résumées dans le Tableau (VI.9) suivant :

Tableau VI. 9 : Le sol et la source de l'éolienne Lely A2 choisie.

Nom Du parc éolien	Pays	Conditions du sol sur le site	Référence des données
Lely Offshore Wind Farm	*Netherlands*	*Argile molle dans la couche supérieure à un sable dense à très dense dans la couche suivante*	*-Arany et al. (2016) - Zaaijer (2002)*

Les données structurelles, les caractéristiques de déformation du sol et la fréquence naturelle mesurée sont présentées dans le Tableau (VI.10).

Note : La couche mince d'argile a été négligée dans les calculs

Tableau VI. 10 : Les caractéristiques structurelles de l'éolienne, données du sol et la fréquence naturelle mesurée.

Hauteur de la tour $L_T(m)$	***Hauteur de la sous-structure $L_s(m)$***	***Hauteur totale de la tour $L(m)$***	***Diamètre supérieur de la tour $D_t(m)$***	***Diamètre inférieur de la tour $D_b(m)$***	***Epaisseur de la tour t_T (mm)***	***Diamètre de la sous-structure D_s (m)***
37.9	*12.1*	*50.0*	*1.9*	*3.2*	*13.0*	*3.2*
Epaisseur de la sous-structure $t_s(mm)$	***Module d'Young de la tour $E_T(GPa)$***	***Masse de la tour $m_T(ton)$***	***Masse supérieure de la tour M_{RNA}/M_t (ton)***	***Diamètre du monopieu $D_p(m)$***	***Epaisseur du monopieu $t_p(mm)$***	***Module d'Young du monopieu $E_p(GPa)$***
35.0	*210.0*	*30.866*	*32.0*	*3.2*	*35.0*	*210.0*
Profondeur du pieu $L_p(m)$	***Module de cisaillement du sol $G_s(MPa)$***	***Coefficient du poisson du sol ν_s***	***Module d'Young du sol $E_s(MPa)$***	***Fréquence mesurée $f_1(Hz)$***	***Cohésion du sol c(kN/m2)***	***Angle de frottement interne du sol ϕ (°)***
13.5	*140.0*	*0.4*	*392.0*	*0.634*	*0.0*	*40.0*
Poids volumique du sol γ (kN/m3)						
21.0						

Le Tableau (VI.11) montre les valeurs calculées de la masse et la rigidité à la flexion qui sont utilisées ensuite.

Tableau VI. 11 : Les valeurs des masses et des rigidités à la flexion de l'éolienne Lely A2.

Masse de la tour m_T (ton)	***Masse de la sous-structure $m_s(ton)$***	***Masse du support de la structure $m_{Ts}(ton)$***	***Rigidité à la flexion de la tour $(EI)_T$ (GN.m²)***
30.866	*33.098*	*63.963*	*25.353*
Rigidité à la flexion de la sous-structure $(EI)_s$ (GN.m²)	***Rigidité à la flexion de la structure $(EI)_{Ts}$ (GN.m²)***	***Rigidité à la flexion du pieu $(EI)_p$ (GN.m²)***	
91.521	*41.365*	*91.521*	

Les fréquences propres f_{FB} et f_1 pour une tour à base fixe sont calculées à partir des équations (III.16) et (III.27) décrit en détail dans le chapitre III. Et Les coefficients de rigidité qui sont tirés directement des graphes adimensionnels de la figure (VI.9) en fonction de l'angle de frottement interne ϕ et l'élancement $\frac{L_p}{D_p}$ sont mentionnés dans le Tableau (VI.12), les valeurs de $\eta_{L,}\eta_R$ et η_{LR} sont aussi donnés dans le tableau.

Tableau VI. 12: Rigidités relatives en tête du monopieu de l'éolienne Lely A2.

$\frac{L_p}{D_p}$	$\phi(°)$	
4.22	*40.0*	
$\frac{K_L}{E_{sD}D_p}$	$\frac{K_{LR}}{E_{sD}D_p^2}$	$\frac{K_R}{E_{sD}D_p^3}$
7.0	*-11.0*	*27,8*
K_L	K_{LR}	K_R
615 555.06	*-537 9961.29*	*57 360 780.43*
η_L	η_{LR}	η_R
1 860.11	*- 325.15*	*69.33*

Les résultats obtenus et le calcul de la fréquence naturelle et l'erreur entre cette dernière et la fréquence mesurée sont donnés dans le Tableau (VI.13) suivant :

Tableau VI. 13 : Résultats des fréquences calculées de l'éolienne offshore Lely A2.

$f_{FB}(Hz)$	*0.731*
C_R	*0.8823*
C_L	*0.9941*
Fréquence calculée (Hz) $f_1 = C_R C_L . f_{FB}$	*0.641*
Fréquence mesurée (Hz)	*0.634*
Erreur (%)	*-1.1*

Encore une fois, le parfais accord obtenu entre la fréquence propre calculée sur la base de la nouvelle formulation p-y, et la fréquence propre mesurée témoigne de la rigueur de l'approche proposée. Ceci, est important du fait que la fréquence propre est un facteur vital dans le dimensionnement des monopieux pour éviter les intervalles des vibrations qui peuvent compromettre l'intégrité structurelle de l'éolienne.

VI.7 Conclusions :

Comme son titre l'a tout à fait indiqué, ce chapitre a été dédié à la validation des résultats de l'approche de Winkler via le programme mis au point WILDPOWER 1.0 utilisant la nouvelle courbe p-y. Les performances de la nouvelle formulation ont été estimées par des comparaisons avec des résultats du récent projet PISA. Ce dernier a été spécialement initié pour développer des procédures numériques permettant de dimensionner raisonnablement les monopieux à grand diamètres et par voie de conséquences de combler les lacunes dans les règlements de conception des monopieux tels que l'API et le DNV.

Le chapitre commence par un bref aperçu sur le projet PISA et les deux procédures de dimensionnement auquel a abouti. La première, est une approche qui repose sur l'utilisation de certaines règles élaborées préalablement, tandis que la seconde est une procédure numérique qui s'articule sur l'utilisation du logiciel PLAXIS 3D pour générer les courbes de réaction du sol. Les résultats aux quels se sont confrontés les résultats de la présente étude ont été tirés de trois articles récents dont les auteurs se sont servi des données du projet PISA. Comme première étape, les résultats de l'étude comparative ont montré la robustesse de la courbe p-y proposée et ses performances dans la modélisation des monopieux à grand diamètre dans les sables quel que soit leur état de densité. Comme les rigidités en tête du monopieu sont d'une importance vitale, la seconde étape consistait à établir des abaques de conception permettant de déduire directement les rigidités en fonction des élancements du monopieu. Pour ce faire, une étude paramétrique a été réalisée ou les rigidités relative latérale, rotationnelle et de couplage ont été mise en abaques en fonction des élancements et pour chaque angle de frottement du sable. Un exemple d'illustration en fin du chapitre a été étudié pour voir la validité des abaques proposées. En effet, une éolienne dont les caractéristiques géométriques et celles de la vibration de sa tour sont disponibles, a été analysée. La précision notée dans la fréquence propre calculée en comparaison à celle mesurée témoigne de la fiabilité des graphes proposés.

Conclusions Générales et Perspectives

1. Résumé et conclusions :

Pour le dimensionnement des monopieux à petits diamètres sous sollicitations horizontales, la méthode la plus appropriée est le modèle de Winkler adoptant les courbes p-y. Cela est dû aux résultats satisfaisants obtenus et au faible taux de rupture des pieux observé au cours des cinq décennies d'utilisation. Cependant, l'extension de la méthode déjà inclue dans les codes de dimensionnement (l'API par exemple) pour la conception des monopieux à grand diamètre supportant les turbines à vent offshore en a résulté des prédictions non satisfaisantes et a prouvé que les courbes p-y de l'API ne sont pas capables à modéliser correctement le modèle de déformation de ce type de fondation rigide. À cause du manque de procédures adéquates qui peuvent donner des estimations correctes, plusieurs chercheurs ont proposé d'autres formulations des courbes p-y qui ont la capacité de produire de meilleures performances.

On se servant d'un programme de calcul nommé WILDPOWER 1.0, les courbes déjà implémentées dans les codes de dimensionnement avec celles récemment proposées, ont été examinées dans cette thèse et leurs capacités de prédiction ont été évaluées par rapport à l'analyse par la MEF en utilisant le code commercial ABAQUS.

Puisque les concepteurs des monopieux sont généralement concernés par le comportement du monopieu en général et le déplacement en tête du monopieu et la rotation en particulier, deux études de cas ont été considérées pour examiner ce problème. Dans le premier cas d'étude qui a consisté en un monopieu ancré dans un sable multicouche à Horns Rev (Danemark), a été considéré pour illustrer l'évaluation de tous les paramètres de conception du monopieu avec la profondeur. La deuxième étude de cas, qui a consisté en deux éoliennes offshore à Irene Vorrink (Netherland) et à North Hoyle (UK) choisies pour la disponibilité de leurs données géotechniques, structurales et de vibration. La fréquence propre était l'élément clé pour lequel l'étude de l'évaluation a été réalisée.

Les principaux enseignements que l'on peut tirer de cette étude sont :

- Les modèles BNWF se basant sur les courbes p-y utilisées par Reese et al. (1974) et O'Neill et Murchison (1983) ont surestimé d'une part, la rigidité du monopieu en présentant un modèle de déformation similaire à celui des pieux élancés à petit diamètre. D'autre part, ces modèles n'ont pas réussi à quantifier la rigidité en tête du monopieu en donnant des valeurs élevées de la 1ère fréquence naturelle. À cet effet, ils n'ont pas eu la capacité pour prédire correctement le comportement de ce type de fondations profondes.

- Concernant la déformation du monopieu, les modèles BNWF se basant sur les courbes p-y utilisées par Wiemann et al. (2004) et Sorensen (2012) n'ont pas apporté beaucoup d'amélioration et par conséquent ils ne sont pas acceptés comme méthodes de conception des monopieux. Cependant, un excellent accord a été observé entre ABAQUS et WILDPOWER 1.0 lors de l'utilisation de la courbe p-y de Sorensen et al. (2010) pour la partie supérieure du monopieu. Cela a montré que la rigidité en tête du monopieu était correctement estimée en donnant une valeur presque correspondante à celle prédite par ABAQUS qui sont toutes deux proches de la fréquence naturelle mesurée.
- Dans l'évaluation de la forme de déformation du monopieu ou la prédiction de la 1ère FN de l'éolienne offshore, le modèle BNWF utilisant la courbe p-y de Kallehave et al. (2012) a complètement échoué dans la prédiction du comportement correcte pour les monopieux à grand diamètre chargés latéralement.

Dans l'évaluation des performances des courbes p-y, les chercheurs ont proposé des nouvelles formules de la rigidité initiale de la courbe p-y du monopieu où la résistance ultime a été gardée celle adoptée dans les codes de dimensionnement. Cela nous a poussé dans cette thèse à proposer une formulation différente de courbe p-y qui permet au modèle de Winkler de produire de meilleures performances. Tout d'abord, on a remarqué que la profondeur à laquelle le mode de rupture change du coin passif à un écoulement latéral est située profondément quand la résistance ultime de l'API est appliquée aux monopieux à grand diamètre. Cela cause un taux d'augmentation très important de la résistance ultime proposée pour de larges profondeurs. Contrairement aux travaux de recherche examinés, nous avons établi une nouvelle expression de la résistance ultime en profondeur. Afin d'atteindre notre objectif, un segment d'un monopieu suffisamment profond a été modélisé comme un disque qui se déplace latéralement dans un milieu élastique. Profitant de la géométrie axisymétrique du problème soumis à des chargements non-symétriques et en utilisant l'analyse par la FSAFEM généralement utilisée pour résoudre ce type de problèmes dans le domaine des déplacements élastiques, il était possible de proposer une expression rigoureuse pour la réaction du sol opposant le segment du monopieu au déplacement horizontal en termes de contraintes normale et de cisaillement agissant sur la paroi extérieure du monopieu. Dans une autre étape, la contribution du sol a été considérée et en utilisant de simples principes de la mécanique des sols, une nouvelle expression de la résistance ultime pour le sol où il s'écoule latéralement autour du segment du monopieu a été suggérée. Nous avons proposé pour quantifier la résistance ultime du sable le long du fût du monopieu comme la valeur minimale

entre la première expression de Reese et al. (1974) et celle déterminée dans cette thèse. La profondeur à laquelle les deux expressions sont égales a été considérée raisonnable car elle est trouvée inférieure à un diamètre du monopieu pour tout l'intervalle de variation des densités du sable représentant ainsi une profondeur superficielle réaliste. Pour terminer la formulation, un ensemble de composants de la courbe p-y a été suggéré. Il consiste en la résistance ultime précédente, une nouvelle rigidité initiale dépendant du diamètre du monopieu et la nature du sable, et la nouvelle fonction hyperbolique décrivant l'évolution de p avec y. La nouvelle courbe a été implémentée dans le WILDPOWER 1.0.

Les performances du modèle de BNWF en utilisant la nouvelle courbe p-y proposée quand elle est appliquée aux monopieux à grand diamètre a été examinée en explorant trois études de cas où la MEF a été utilisée. Dans le premier cas, PLAXIS 3D a été utilisé pour analyser le monopieu sous un chargement latéral et un moment de renversement. Les résultats fournis par WILDPOWER 1.0 en utilisant la nouvelle formulation p-y ont été comparés avec ceux de l'analyse par EF en utilisant PLAXIS 3D. Les résultats de WILDPOWER 1.0 en utilisant la courbe p-y de l'API ont été ajoutés à la comparaison pour voir combien ces derniers sont inappropriés pour modéliser le monopieu à grand diamètre. L'étude comparative a été réalisée par l'examen de la courbe de charge-déplacement en tête du monopieu, et l'évolution des déplacements, des moments fléchissants et les réactions du sol avec la profondeur pour une certaine valeur fixe de chargements latéraux. Premièrement, un accord global a été obtenu entre les résultats de la présente étude et ceux de l'analyse par l'EF. Deuxièmement, et le plus important, la présente méthode a réussi à produire un modèle de flexion consistant avec le comportement du monopieu rigide où la magnitude du déplacement en tête du monopieu, la localisation de déplacement nul et la magnitude du déplacement de la pointe du monopieu sont très proches de ceux fournis par PLAXIS 3D. Les capacités de prédiction de la nouvelle formulation p-y sont évaluées vis à vis l'analyse EF en utilisant le code commercial ABAQUS dans une deuxième étude de cas. Le travail de validation a été limité ici à l'examen des courbes de charge-déplacement en tête du monopieu et de charge-rotation en tête du monopieu. Un excellent accord a été obtenu pour les deux courbes indiquant que la présente méthode est adaptée pour évaluer les déformations en tête du monopieu généralement demandées pour le calcul de certaines caractéristiques dynamiques des turbines à vent offshore. Dans le troisième cas, la validation de la nouvelle courbe p-y implémentée dans WILDPOWER 1.0 a été réalisée en étudiant un monopieu à grand diamètre dans un sol sableux multicouche où ABAQUS a été utilisé pour la comparaison. En examinant la variation des déplacements latéraux avec la profondeur, les

résultats de la présente méthode et ceux d'ABAQUS montrent un accord parfait pour tous les points le long du monopieu. Ici aussi, la méthode API n'a pas réussi à modéliser correctement le monopieu considéré.

La nouvelle formulation p-y mise en point est prometteuse et elle peut constituer un outil alternatif pour la modélisation des monopieux à grand diamètre dans les sols sableux pour plusieurs raisons. Premièrement, la formulation combine deux caractéristiques solides à savoir, la résistance ultime du sable se basant sur un fondement théorique solide et une courbe p-y dans la forme d'une fonction hyperbolique similaire à celle observée lors des investigations expérimentales. Deuxièmement, la nouvelle formulation peut être considérée comme une amélioration du modèle BNWF car cette formulation a montré d'excellentes performances validées par rapport à différentes études de cas. Troisièmement, la présente procédure évitera le recours à l'incorporation des paramètres supplémentaires dans le modèle BNWF comme le cisaillement et le moment à la pointe du monopieu ou les contraintes latérales de cisaillement le long du fût du monopieu.

2. Perspectives et recommandations :

Ce travail de recherche méritait d'être poursuivi par un effort expérimental. En effet, l'expérimentation en vraie grandeur permet de mieux connaitre les paramètres influant sur les courbes p-y en fournissant des données de références aux modélisateurs et d'éclaircir les pratiques de dimensionnement.

Bien que l'étude numérique réalisée dans le cadre de cette thèse a l'apparence de toucher au fond du problème relatif à l'interaction sable/monopieu sous sollicitations horizontales, nous nous sommes entièrement conscients que nous n'avons cerné qu'une infime partie des nombreux paramètres qui régissent réellement le problème sol/monopieu. En effet, les études élaborées dans ce mémoire sont limitées aux chargements monotones, alors que les parcs éoliens sont installés dans des zones offshores très agressifs, où les vents intenses peuvent imposer aux tours éoliennes des centaines de milliers de cycles de vibrations. Dans cette optique, on pense qu'il est souhaitable d'étendre les études aux sollicitations cycliques pour élaborer des courbes p-y permettant de dimensionner les monopieux sous sollicitations cycliques. En outre, les zones où les monopieux sont installés sont souvent soumises à des sollicitations sismiques. Ces dernières peuvent induire dans les sables saturés la liquéfaction qui peut compromettre le monopieu et mettre en danger toute l'éolienne offshore. La recherche donc d'une formulation de courbe p-y ayant la capacité de modéliser le sable liquéfié s'avère très intéressante sur le plan pratique et comble les

méthodes de dimensionnement lorsque le monopieu traverse une couche susceptible de liquéfaction. Les aspects du chargement cyclique et celui de la liquéfaction du sable feront l'objet d'une thèse future de Doctorat.

Parallèlement aux recommandations faites pour les sables, les formulations existantes pour le dimensionnement des monopieux dans argiles, incluses dans les codes de dimensionnement sont également à un certain points incapables de produire des modèles précis pour le comportement des monopieux à grands diamètres dans les argiles. On recommande donc, de mener des travaux de recherches pour formuler des courbes p-y permettant de simuler le comportement des monopieux dans les argiles non-drainées.

Références Bibliographiques

ABAQUS. (2011). Abaqus documentation. Providence, RI: Dassault Systems.

Abdel-Rahman, K., and Achmus, M. (2005). Finite element modelling of horizontally loaded monopile foundations for offshore wind energy converters in Germany. Proc. of the 1st International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, Australia, pp.391-396.

Abed, Y., Amar Bouzid. Dj. Bhattacharya, S., and Aissa, M. H. (2016). Static impedance functions for monopiles supporting offshore wind turbines in non homogeneous soils-emphasis on soil/monopile interface characteristics. Earthquakes Struct. 10 (5): 1143–1179.

Aissa, M. H., Amar Bouzid, Dj., and Bhattacharya, S. (2017). Monopile head stiffness for serviceability limit state calculations in assessing the natural frequency of offshore wind turbines. Int. J. Geotech. Eng.12 (3): 267–283.

Amar Bouzid, Dj. (2016). Monopile head stiffness and natural frequency assessment of some installed OWTs using a pseudo 3D nonlinear FE model. In: World congress on Advances in Civil, Environmental and Materials research (ACEM16). Guildford, Surrey, UK: The University of Surrey. p. 1e15

Amar Bouzid, Dj. (1997). Analyse semi-analytique par éléments finis des pieux isoles sollicites horizontalement dans un milieu a comportement non-linéaire. Master thesis (in French), Ecole Nationale Polytechnique, Algiers, Algeria.

Amar Bouzid, Dj. (2011). Finite element analysis of a piled footing under horizontal loading. Geomechanics and Engineering, 3(1): 29-43.

Amar Bouzid, Dj. (2018). Numerical investigation of large-diameter monopiles in sands: critical review and evaluation of both API and newly proposed p-y curves. International Journal of Geomechanics, 18(11):1-21.

Amar Bouzid, Dj., Bhattacharya, S., and Otsmane, L. (2018). Assessment of natural frequency of installed offshore wind turbines using nonlinear finite element model considering soil-monopile interaction. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. 10: 333-346.

Amar Bouzid, Dj., Tiliouine, B. and Vermeer, P.A. (2004). Exact formulation of interface stiffness matrix for axisymmetric bodies under non-axisymmetric loading. Computers and Geotechnics, 31(2), 75–87.

Amar Bouzid, Dj. and Vermeer P.A. (2009). Fourier series based FE analysis of a disc under prescribed displacements-elastic stress study. Archive of Applied Mechanics, 79: 927-937.

API (2014). American petroleum Institute and International Organization for Standardization Specification RP 2GEO.Geotechnical Considerations and Foundation Design for Offshore Structures. Washington, D.C., API.

Arany L., Bhattacharya S., Macdonald, J.H.G., and Hogan, S.J. (2017). Design of monopiles for offshore wind turbines in 10 steps. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 92: 126–152.

Arany L., Bhattacharya, S., Adhikari, S., Hogan, S. J. and Mcdonald, J.H.G. (2015). An analytical model to predict the natural frequency of offshore wind turbines on three-spring flexible foundations using two different beam models. Soil Dynamics and Foundation Engineering 74: 40-45.

Arany, L., Bhattacharya S., Macdonald, J. H. G., and Hogan, S. J. (2016). “Closed form solution of Eigen frequency of monopile supported offshore wind turbines in deeper waters incorporating stiffness of substructure and SSI.” Soil Dyn. Earthquake Eng. 83 (Apr): 18–32.

Augustesen, A.H., Brodbaek, K.T., Moller, M., Sorensen, S.P.H., Ibsen, L.B., Pedersen, T.S. and Andersen, L. (2009). Numerical modelling of large-diameter steel piles at Horns Rev.Proceedings of the Twelfth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing. Paper 239, Civil-Comp Press, Stirlingshire, Scotland.

Baguelin F., Frank, R. and Said, Y.H. (1977). Theoretical study of lateral reaction mechanism of piles. Géotechnique, 27(3): 405-435.

Barton, Y.O. (1982). Laterally loaded model piles in sand: Centrifuge tests and finite element analyses. Dissertation, Cambridge University, UK.

Benz, T. (2008). Small strain stiffness of spoils and its numerical consequences. Ph.D thesis, University of Stuttgart, Germany.

Bogard, D. and Matlock H. (1980). Simplified calculation of p-y curves for laterally loaded piles in sand. Earth Technology Corporation, Inc., Houston.

Briaud, J.-L. and Smith T.D. (1983). Using the pressuremeter curve to design laterally loaded piles. Proc., 15th Offshore Technology Conference, Houston, paper 4501, 495-502.

Brinch Hansen, J. (1961). The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces. Bulletin No.12, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Denmark, 5-6.

Brinkgreve, R., Lisi, D., Lahoz, M., and Panagoulias, S. (2020). Validation and application of a new software tool implemeting tne PISA design methodology. Journal of marine science and engineering, 8, 1-17.

Broms, B.B. (1964). Lateral resistance of piles in cohesionless soils. J. Soil Mech. Found. Div., 90(3): 123-158.

Burd, H.J., Byrne, B.W., McAdam, R.A., Houlsby, G.T., Martin, C.M., Beuckelaers, WJAP., Zdavković, L., Taborda, DMG., Potts, D.M., Jardine, R.J., Gavin, K., Doherty,. P., Igeo, D., Skov Gretlund, J., Pacheco Andrade, J.M., Muir Wood, A. (2017). Design aspects for monopile foundation. In Proc. TC209 Worckshop, 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE), pp. 35-44, Seoul, Korea.

Burd, H.J., Byrne, B.W., McAdam, R.A., Houlsby, G.T., Martin, C.M., Beuckelaers, WJAP., Zdavković, L., Taborda, DMG., Potts, D.M., Jardine, R.J., Ushev, E., Liu, T., Abadias, D., Gavin, K., Igoe, D., Doherty, P., Skov Gretlund, J., Pacheco Andrade, M., Muier Wood, A., Schoroeder, F.C., Turner, S., Plummer, MAL. (2017). PISA : New design methods for for offshore wind wind turbine monopiles.n In proc. Offshore Site Investigation and Geotechnics, SUT, vol. 1, pp. 142-161, London, United Kingdom.

Burd, H.J., Byrne, B.W., McAdam, R.A., Houlsby, G.T., Martin, C.M., Beuckelaers, WJAP., Zdavković, L., Taborda, DMG., Potts, D.M., Jardine, R.J., Sideri, M. Schroeder, F.C. (2005). New design methods for large diameter piles under lateral loading for offshore wind applications. In Proc. 3rd International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG 2015), Oslo, Norway.

Byrne, B.W., and Houlsby, G.T. (2003). Foundations for offshore wind turbines. Philosophical transactions of the royal society of London A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences, 361(1813), 2909-2930.

Byrne, B.W., McAdam, R.A., Burd, H.J., Houlsby, G.T., Martin, C.M., Beuckelaers, W.J.A.P., Zdravković, L., Taborda, D.M.G., Potts, D.M., Jardine, R.G., et al. (2017). PISA : News designs methods for offshore wind turbine monopiles. In proceeding of the 8th Internationnal Conference for offshore site Investigation and Geotechnics (OSIG 2017), London, UK 12-14 September 2017.

Byrne, B.W., McAdam, R.A., Burd, H.J., Houlsby, G.T., Martin, C.M., Gavin, K., Doherty, P., Igoe, D., Zdravković, L., Taborda, D.M.G., Potts, D.M., Jardine, R.G., Sideri, M., Schroeder, F.C., Muir Wood, A., Kallehave, D. and SkovGretlund, J. (2015). Field testing of large diameter piles under lateral loading for offshore wind applications. Proc. 16th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Edinburgh, UK.

Cook, R.D., Malkus, D.S., Plesha, M.E. and Witt, R.J. (2001). Concepts and Applications of Finite Element Analysis. 4thedn. Wiley, UK.

DNV: Det Norske Veritas. DNV-OS-J101. (2013).Offshore standard: Design of offshore wind turbine structures. Hellrup, Danmark.

Doherty, P., Li, W., Gavin, K. (2012). Field lateral load test on monopile in dense sand. In: Offshore site investigation and geotechnics: integrated technologies-present and future, 12–14 September 2012, London, UK.

Dyson, G.J., and M.F., Randolph (2001). Monotonic lateral loading of piles in calcareous sand. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127(4): 346-352.

Fleming, W.G.K., Weltman, A.J., Randolph, M.F. and Elson, W.K. (2009). Piling Engineering. 3rd ed., Taylor & Francis, Park Square, Milton Park, Abingdon.

Georgiadis, M., Anagnostopoulos, C. and Saflekou, S. (1992). Centrifugal testing of laterally loaded piles in sand. Canadian geotechnical Journal, 29: 208-2016.

Harland L. and Vugts, J. (1996.) Analytic expression for the first natural period of a stepped tower. OPTI-OWECS.

Hendersen, AR., Morgan C., Smith B., Sorensen, HC, Barthelmie, RJ and Boesmans, B (2003). Offshore wind energy in Europe-a review of the state-of-the-art. Wind Energy 6(1): 35-52.

Jung S., Sung-Ryul Kim, Atul Patil and Le Chi Hung. (2015). Effect of monopile foundation modeling on the structural response of a 5-MW offshore wind turbine tower. Ocean Engineering 109 : 479 -488.

Kallehave, D., LeBlanc, C.T. and Liingaard, M.A. (2012). Modification of the API p-y formulation of initial stiffness of sand.Proceedings of the 7th International Conference on Offshore site investigations and Geotechnics, London, UK, 465-472.

Kim, B.T., Kim, N.K., Lee, W.J., and Kim, Y.S. (2004). Experimental load-transfer curves of laterally loaded piles in Nak-Dong river sand. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(4): 416-425.

Klinkvort, R.T. and Hededal, O. (2014). Effect of load eccentricity and stress level on monopile support of offshore wind turbines. Canadian Geotechnical Journal, 51: 966-974.

Kondner, R.L. (1963). Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils.Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, 89(SM1), 115-143.

Kulhawy, F.H. (1991). Drilled shaft foundations.Foundation Engineering handbook, 2nd ed., chap. 14, H.-Y. Fang ed., Van Nostrand Reinhold, New York.

Li, W., D. Igoe, and Gavin, K. (2014). Evaluation of CPT-based p-y models for laterally loaded piles in siliceous sand. Géotechnique Letters, 4, 110-117.

Medjitna, L. and Amar Bouzid, Dj. (2019). A Numerical procedure to correlate the subgrade reaction coefficient with soil stiffness properties for laterally loaded piles using the FSAFEM. International Journal of Geotechnical Engineering, 13(5): 458-473.

Minga, E., and Burb . H. (2019). Validation of the PLAXIS MoDeTo 1D model for dense sand. Oxford University UK.

Novello, E. A. (1999). From static to cyclic p–y data in calcareous sediments. In Engineering for calcareous sediments (ed. K. Al-Shafei), 1: 17–24. Rotterdam, the Netherlands: Balkema.

O'Neill, M.W. and Murchison, J.M. (1983). An evaluation of p-y relationships in sands. Research report no. GT-DF02-83, Department of Civil engineering, University of Houston, Texas, USA.

Otsmane, L., and D. Amar Bouzid. (2018). "An efficient FE model for SSI: Theoretical background and assessment by predicting the response of large diameter monopiles supportingOWECs." Comput. Geotech. 97(May): 155–166.

Panagoulias, S., Hosseini, S., Binkgreve, R.B.J. (2018). An innovative design methodology for Offshore wind monopile foundations. In proc. 26th European Young Geoptechnical Engineers Conference, Graz, Austria.

Panagoulias, S., Binkgreve, R.B.J. Minga, E., Burb, H.J. and McAdam, R.A. (2018). Application of the PISA framework to the design of offshore wind turbine monopile foundation. In : Proceeding of the windEurope 2018 Conference, Hamburg, Germany, 25-28 September 2018.

Panagoulias, S., Binkgreve, R.B.J, Zampich, L. Plaxis MoDeTo manual (2018). Plaxis bv, Delft, the Natherlands.

Randolph, M.F., Dolwin, J. and Beck, R. (1994). Design of driven piles in sand. Géotechnique, 44(3): 427-448.

Reese, L. C. (1977). "Laterally loaded piles: Program documentation: J. Geotech. Engng. Div. ASCE Vol. 103 No. GT4 Proc. Paper 12862 (April 1977) pp 287–305." Comput.-Aided Des. 10 (3): 210.

Reese, L. C., and I. Manoliu, (1973). "Analysis of laterally loaded piles by computer." BuletinulStiintific 16 (1): 35–65.

Reese, L.C., Cox, W.R. and Koop, F.D. (1974).Analysis of laterally loaded piles in sand. Sixth Annual Offshore Technology Conference, 2, no.2080, Houston, Texas. 473-485.

Sheikh Sharif A. and H. Bipul(2016). Numerical Analysis of Large-Diameter Monopiles in Dense Sand Supporting Offshore Wind Turbines. International Journal of Geomechanics,1-14.

Smith I.M, Griffiths DV, Margetts L (2014) Programming the Finite Element Method, 5nd edn. John Wiley and Sons Ltd The Atrium, Southern Gate, Chichester, West Sussex, PO19 8SQ, United Kingdom.

Sorensen, S.P.H., Ibsen L.B. and AugustesenA.H. (2010). Effects of diameter on initial stiffness of p-y curves for large-diameter piles in sand. Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, London: 707-712.

Sorenson, S.P.H. (2012). Soil-structure interaction for non-slender large-diameter offshore monopoles. PhD thesis, Department of Civil Engineering, Aalborg University, Denmark.

Suryasentana, S. and B. M. Lehane(2016). Updated CPT-based p–y formulation for laterally loaded piles in cohesionless soil under static loading. Géotechnique 66(6): 445–453.

Terzaghi, K. (1955). “Evaluation of coefficients of subgrade reaction.” G eotechnique 5 (4): 297–326.

Thieken, K., Achmus, M. and Lemke, K. (2015). A new static p-y approach for piles with arbitrary dimensions in sand. Geotechnik, 38: 267-288.

Wesselink, B.D., J.D. Murff, M.F Randolph, I.L. Ninez and A.M. Hyden 1988. Analysis of centrifuge model test data from laterally loaded piles in calcareous sand. Engineering for calcareous sediments, Vol.1, Balkema, Rotterdam, The Netherlands: 261-270.

Wiemann, J., Lesny, K. and Richwien, W. (2004). Evaluation of pile diameter effects on soil-pile stiffness.Proc. Of 7th German Wind Energy Conference (DEWEK).

Winnicki, L.A. and Zienkiewicz, O.C. (1979). Plastic (or visco-plastic) behavior of axisymmetric bodies subjected to non-symmetric loading-semi-analytical finite element solution. International Journal of Numerical Methods in Engineering, 14(9): 1399-1412.

Zaaijer, M.B. (2002). Design methods for offshore wind turbines at exposed sites (OWTES) - sensitivity analysis for foundations of offshore wind turbines. Technical report. Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.

Zachert, H. and Wichtmann, T. (2020). Approaches for the dsign of foundations for offshore wind turbines. Recent developments of soil mechanics and geotechnics in theory and practice, LNACM 91, pp, 113-135, 2020.

Zdravković, L., Taborda, D.M.G., Potts, D.M., Jardine, R.J., Sideri, M., Schroeder, F.C., Byrne, B.W., McAdam, R.A., Burd, H.J., Houlsby, G.T., Martin, C.M., Numerical modelling of large diameter piles under lateral loading for offshore win applications. In Proc. 3rd International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG 2015), vol. 1, pp. 759-764, Oslo, Norway, 2015.

Zhang L., Silva, F. and Grismala, R. (2005). Ultimate lateral resistance to piles in cohesionless soils. Jour of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 131(1): 78-83.