

N° d'ORDRE: 06/2016-D/G.C

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET

DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

« HOUARI BOUMEDIEN »

FACULTE DE GENIE CIVIL



THESE

Présentée pour l'obtention du grade de Doctorat en Sciences

En : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Par : BENALI Amel

Sujet

**APPLICATION DES RESEAUX DE NEURONES
ARTIFICIELS DANS LA PREDICTION DE LA PORTANCE
D'UN PIEU**

Soutenue publiquement le: 30/06/2016, devant le jury composé de :

M.	R.BAHAR	Professeur à l'USTHB	Président
M.	A.NECHNECH	Professeur à l'USTHB	Directeur de thèse
M.	A.ARAB	Professeur à l'U.M.B.CHLEF	Examineur
M.	A.BOUHERAOUA	Professeur à l'UMMTO	Examineur
M.	F.KAOUA	M.C/A à l'USTHB	Examineur
M.	T.MESSAFER	M.C/A à l'U.M.B.B	Examineur

DEDICACES

Je souhaite exprimer toute ma reconnaissance à mes chers parents,

A mon mari Nasreddine et mes adorables enfants Wail et Mohamed Amine,

A mon frère Kamel,

A mes sœurs Radia, Souad et Amina

A mes belles sœurs en particulier, Sihem et Fouzia,

A mes beaux parents et mon beau frère Abdel Kader

A Khaira Guettache, Meriem Zaoui, Fatima Mellel,

A Wafia, Amina, Naima, et Kemela pour leur soutien continu et leur patience, même s'ils n'étaient pas à mes côtés pendant mes stages au Canada. C'est aussi à eux que je dois en grande partie l'accomplissement de ce travail, par l'espoir et la confiance qu'ils ont toujours sur de me la donner. Qu'ils trouvent ici un geste modeste de reconnaissance et de gratitude.

REMERCIEMENTS

Ce travail de recherche, fruit des années de recherche, ne serait réalité sans la contribution multiforme de nombreuses personnes à qui je dois exprimer toute ma reconnaissance.

A priori, mes remerciements vont droit à mon encadreur Monsieur Ammar Nechnech, Professeur à l'Université des Sciences et de la Technologie à Alger, qui a dirigé avec intérêt mes recherches et pour ses précieux conseils, sa disponibilité et ses encouragements continus qui ont rendu ce travail possible. Je tiens à remercier Dr Bakhta Boukhatem, Chargée de la recherche à l'Université de Sherbrooke pour sa précieuse aide et qui sans son soutien, le travail ne peut être fait convenablement.

Je tiens à remercier Monsieur Mourad Karry, Professeur à l'Université de Sherbrooke qui m'a fait l'honneur de s'intéresser à ce travail malgré ses lourdes charges, qui m'a accueilli dans son laboratoire durant la période de mon stage et qui a témoigné de l'intérêt pour mes travaux de modélisation. Sa connaissance en matière de fondations profondes et ses nombreuses et fructueuses discussions à l'égard de mon projet ont été précieuses.

Je présente aux Messieurs, Bahar et Kaoua, professeurs à l'Université des sciences et de la technologie 'Houari Boumedién', Mr Arab, professeur à l'Université de Chlef, Mr Bouhraoua professeur à l'Université d'Alger, Mr Messafer, professeur à l'Université de Boumerdès mes remerciements respectueux pour m'avoir fait l'honneur d'être les membres de jury de ma thèse.

Je remercie aussi Monsieur Mohamed GHRICI, et Mr Harichane, Professeurs à l'Université Hassiba BEN BOUALI de Chlef. Aussi Dr. Mahmoud Ahmed Nacer de l'Université de Sherbrooke, sa connaissance approfondie et son expérience scientifique ont été plus que déterminantes dans les orientations de mes travaux de recherche. J'ai bénéficié de son attention et de son écoute à chaque fois que le besoin s'est fait sentir. L'aide précieuse du Pr Nuck de l'université de Sherbrooke ne peut être que valorisée.

Je suis redevable au Dr. Abdou Salam Bahira, Dr Ibrahimi Ilhame de l'Université de Sherbrooke pour les discussions scientifiques et les conseils utiles, qui m'ont permis de franchir, efficacement les difficultés apparues pendant l'élaboration de ce travail.

Je présente à Monsieur Mohammed Bezzina, Recteur à l'Université de Khemis Miliana pour sa précieuse aide pour pouvoir finir mon travail de recherche. Mes remerciements vont aussi à Monsieur Beghalia Professeur à l'Université de Tiisemssilt, Dr Ammar Bouzid de l'Université de Médéa, ainsi aux Messieurs, Omar Kuider Djeloul et Mohammed Rata (Université de Khemis-Miliana), Mohamed Mokhtari (Université de Mostaganem), Rédha Esslami (Université de Chlef) et au Génie de l'informatique Mr Reda Kharachi.

Je remercie chaleureusement toutes les personnes qui ont accepté d'apporter aide et consultations, conseils et prestation des documents et références bibliographiques, et en particulier le personnel du département de Génie Civil et de la bibliothèque des sciences et génie de l'université de Sherbrooke. Je suis reconnaissante à l'ensemble des enseignants, du département de Génie Civil de l'université Khemis Miliana sans oublier les enseignants du département du Math et Informatique et en particulier Dr Mohammed Hachama.

RÉSUMÉ

Au cours de ces dernières années la détermination de la capacité portante des pieux à partir de données des essais in-situ en tant qu'un complément de l'analyse statique et dynamique, a été utilisée par les ingénieurs géotechniciens. L'essai de pénétration standard (SPT) est souvent le plus couramment utilisé parmi les tests in situ. Le projet présenté dans ce mémoire est une combinaison de deux approches, les réseaux de neurones artificiels et l'analyse par les composantes principales a été effectuée, permettant le développement d'un modèle réseau de neurone qui donne une prévision plus précise des capacités portantes axiales en se basant sur l'essai SPT. Le perceptron multicouche à rétropropagation avec la régularisation bayésienne (RB) a été utilisé dans ce modèle. On présente tout d'abord une analyse bibliographique sur l'application des RNAs dans la prévision de la capacité portante des pieux, suivi par des généralités sur le comportement des pieux chargés axialement, ainsi que les différentes méthodes de calcul de la capacité portante des pieux. Cela a été établi par l'incorporation d'environ 497 ensembles de données, obtenu à partir de la littérature publiée, de programmes expérimentaux pour une grande variété de pieux. Le procédé de l'ACP est proposé pour la compression et la suppression de la corrélation entre ces données. Cela permettra l'amélioration de la performance de généralisation du modèle. La contribution de sol au dessus et au dessous de la pointe du pieu à sa résistance à la base sont pré-évalués à l'aide d'une analyse séparée par éléments finis. Le modèle développé apparaît encourageant. Pour faciliter son utilisation, le modèle développé est traduit en équations simples basés sur des approches statistiques.

Mots-clés: Réseaux de Neurones, Analyse en Composantes principales, Zone de Rupture, Capacité Ultime, Essais de Chargement de Pieu, Éléments Finis (EF), Essai SPT.

ABSTRACT

In recent years the determination of the bearing capacity of piles from in-situ test data as a supplement to the static and dynamic analysis, was used by geotechnical engineers. The standard penetration test (SPT) is often the most commonly used among situ tests. The project presented in this paper is a combination of both approaches, artificial neural networks and analysis by principal components was performed, enabling the development of a neural network model which provides a more accurate prediction of the axial bearing capacity based on the SPT. The multilayer perceptron backpropagation with Bayesian regularization (RB) was used in this model. A literature review is presented first on the implementation of RNAs in predicting the bearing capacity of piles, followed by generalities on behaviour of axially loaded piles, as well as different methods of calculation of the bearing capacity of piles. This was established by the incorporation of approximately 497 data sets obtained from the published literature, experimental programs for a wide variety of piles. The method of the ACP is provided for compressing and removing the correlation between these data. This will improve the performance of the model generalization. The contributions of soil above and below the pile tip to its resistance to the base are pre-assessed using a separate analysis by finite element method. The developed model appears encouraging. For ease of use, the developed model is translated into simple equations based on statistical approaches.

Keywords : Neural networks, Principal Components Analysis, Failure Zone, Ultimate Capacity, Pile Load Tests, Finite Element (FE), SPT.

ملخص

في السنوات الأخيرة، تحديد قدرة تحمل الأساسات العميقة (الأوتاد) اعتمادا على معطيات التجارب الموقعية كتكملة للتحاليل الستاتيكية والديناميكية قد استعملت من طرف المهندسين الجيوتقنيين.

التجارب الموقعية التي تعتمد على الاختراق النظامي (SPT) هي الأكثر شيوعا واستعمالا من بين الطرق الأخرى. المشروع المقدم هو دمج تقنيتين وهما الشبكات العصبية والمركبات الأساسية. هذا الدمج سمح بتطوير نموذج شبكات عصبية للتحديد الدقيق لحمولة الأوتاد تحت تأثير القوى المحورية العمودية اعتمادا على الاختراق النظامي. خلال هذه الدراسة تم استخدام البرسبترون متعدد الطبقات مع خوارزمية الانتشار العكسي مع التنظيم البيزي. بداية قد تم استعراض لمحة ببييوغرافية على تطبيقات الشبكات العصبية لحساب حمولة الأوتاد. هذا البحث تم عبر جمع وتحليل 497 تجربة لتحميل الأوتاد عبر عدة مصادر. تحليل المركبات الأساسية سمح لنزع الروابط بين المتغيرات. هذا سيحسن أداء النموذج وخاصة قدرة التعميم للنموذج. تأثير التربة في منطقة التأثير حول قاعدة الوتد تم تقييمها عن طريق دراسة منفصلة بالعناصر المنتهية. النموذج أظهر نجاحا مقبولا. وفي هذا الصياغ ولتسهيل استعمال النموذج تم تحويله إلى نماذج ستاتستيكية.

كلمات المفتاح: شبكات عصبية، تحليل المركبات الأساسية، منطقة التأثير، الحمولة المحورية، العناصر المنتهية، الاختراق النظامي SPT.

TABLE DES MATIÈRES

Dédicaces	2
Remerciements	3
Résumé	4
Abstract	5
ملخص	6
Table des matières	7
Liste des figures	12
Liste des tableaux	14
Introduction générale	15
1. Cadre général de l'étude	15
1. Objectifs de la recherche	18
2. Plan de travail	20
Chapitre 1:	
Application des réseaux de neurones artificiels dans l'ingénierie géotechnique	
Introduction	23
PARTIE 1: L'Intelligence Artificielle	23
1. Introduction	23
2. Application des réseaux de neurones pour prédire la capacité d'un pieu chargé axialement	24
2.1. Généralités sur les réseaux de neurones artificiels	24
2.2. Révision de la littérature	26
2.3. Les insuffisances rencontrées avec l'algorithme de Rétropropagation	29
2.3.1. Les réseaux de neurones polynomiaux	30
2.3.2. Intégration des réseaux de neurones avec autres paradigmes de calcul pour prédire la capacité portante axiale des pieux	32
3. Application des réseaux de neurones dans l'ingénierie géotechnique	34
3.1. Les propriétés des géo-matériaux	34
3.2. La stabilité des pentes	35
3.3. Amélioration des performances des modèles RNs en ingénierie géotechnique	35
4. Application des algorithmes génétiques en génie civil	38
5. Application de la logique floue en génie civil	40
6. Systèmes experts en géotechnique	41

PARTIE 2 : Comportement d'un pieu isolé sous chargement axial	42
1. Introduction	42
2. Installation d'un pieu isolé	42
2.1.Effets d'installation d'un pieu	42
3. Comportement des pieux chargés axialement	44
3.1.Densité du massif	45
3.2.Etat de surface des inclusions	45
4. Conception des pieux basée sur les résultats de l'essai SPT	46
4.1.Généralités	46
4.2.Estimation de la capacité portante du pieu basée sur les résultats de l'essai SPT	47
4.2.1. La méthode de Meyerhof	48
4.2.2. Le manuel canadien de l'ingénierie des fondations	49
4.2.3. La méthode d'Aoki et Velloso	50
4.2.4. La méthode de Briaud et Tucker	51
4.2.5. La méthode de Robert	52
4.2.6. La méthode de PHRI Standard (1980)	52
4.2.7. La méthode de Shioi et Fukui	52
4.2.8. La méthode de Reese et O'Neill	53
4.2.9. La méthode de Bazaraa et kurkur	53
5. Les statistiques et probabilités en mécanique de sol	54
5.1.Apport des statistiques et probabilités en mécanique de sol	56
5.1.1. Méthodes d'analyse	56
5.1.1.1.Statistique descriptive	57
5.1.1.2.Statistique pour un caractère bi-varié	59
5.1.1.3.Statistique pour un caractère multi-varié	62
5.2.Généralités sur les modèles statistiques	63
6. Evaluation des méthodes de prédiction basée sur l'essai SPT	64
6.1.Evaluation prédictive des méthodes de calcul de la capacité portante basée sur l'essai SPT	66
6.1.1. Base de données utilisée	66
6.1.2. Critères de performance utilisés	67
6.1.3. Résultats et discussions	67
7. Conclusions	71

Chapitre 2:

Collecte et normalisation des données expérimentales d'essais de pieux sous charge axiale

1. Introduction	75
2. Sélection des données expérimentales	75
3. Système de classification des pieux	77
4. Organisation de la base de données	78
5. Normalisation des données	79
6. Interprétation des données de l'essai de chargement des pieux	80
6.1. Généralités	80
6.2. Critères pour l'interprétation des données de l'essai de chargement des pieux	81
6.2.1. Construction graphique	81
6.2.2. Modélisation mathématique	82
6.2.3. Limitation des tassements	82
6.3. Méthodes pour l'interprétation de la charge ultime	82
6.3.1. La méthode de Brinch Hansen 90%	83
6.3.2. La méthode de De Beer	84
6.3.3. La méthode de Chin	84
6.3.4. La méthode de Van Impe	85
6.3.5. La méthode de Decourt	85
7. Conclusions	86

Chapitre 3:

Contribution de N_{SPT} au dessus et en dessous de la pointe de pieu sur la résistance limite en pointe

1. Généralités	88
2. L'essai de pénétration standard et les corrections du nombre de coups effectuées	89
3. Le calcul de la moyenne par l'essai SPT	90
4. Zone de rupture– Contribution de N au dessus et N en dessous de la base du pieu sur la résistance en pointe de pieu-	91
4.1. Aperçu sur les mécanismes de rupture des fondations profondes	91
4.2. Analyse critique des méthodes directes de calcul de la capacité en pointe des pieux basées sur le SPT	92
4.3. Formulation du nombre de coups moyen dans la zone de rupture	94
5. Conclusions	95

Chapitre 4 :

Analyse numérique par éléments finis du comportement d'un pieu chargé axialement dans un sol sableux

1. Introduction	97
2. Aperçu sur le comportement mécanique du sable	97
2.1.Généralités	97
2.2.La relation contrainte- déformation en élasticité	98
2.3.Le modèle hyperbolique dans la relation contrainte- déformation	100
2.4.Critère de rupture et la plasticité du sol	101
2.5.La dilatance et l'état critique d'un sable	101
3. Généralités sur la modélisation numérique en éléments finis (EF)	103
3.1.Aperçu sur la modélisation numérique axisymétrique des pieux par EF	103
4. Développement du modèle numérique par éléments finis	104
4.1.Description du modèle élément fini	105
4.2.Calibration du modèle	107
5. Etude paramétrique	108
6. Formulation du modèle statistique pour l'évaluation des valeurs de contribution des zones au dessus et en dessous de pointe du pieu	112
7. Conclusions	113

Chapitre 5 :

Analyse des données et modélisation des paramètres affectant la capacité axiale des pieux

1. Introduction	116
2. Les réseaux de neurones	116
3. Analyse en composantes principales	118
4. Développement du modèle réseau de neurone	120
4.1.Construction de la base de données	120
4.2.Les entrées et sortie du modèle RN	120
4.3.Division des données	120
4.4.Méthodologie d'implémentation de l'ACP et le modèle RNs	123

4.5. Application de l'ACP	125
4.5.1. Phase de PRE-ACP	125
4.5.2. Phase de POST-ACP	128
4.5.3. Apprentissage, test et choix du RN	128
4.5.4 Résultats et discussions	130
5. Comparaison avec les modèles de régression multiple	133
6. Formulation mathématique du modèle RN validé	134
7. Conclusion	135

Chapitre 6 :

Etude comparative du modèle RN développé avec les méthodes de calcul de la capacité du pieu basées sur l'essai SPT

1. Introduction	138
2. Analyse de sensibilité	138
3. Comparaison du modèle RN avec les méthodes valables basées sur l'essai SPT	139
4. Développement des modèles statistiques basés sur les résultats du RNs	140
4.1. Les modèles statistiques non linéaires	140
4.2. Développement des modèles statistiques	141
5. Conclusions	142

Conclusions et recommandations

1. Conclusions générales	146
2. Recommandations	148

Annexes

Annexe 1. Résumés des cas introduits dans la base de données	149
Annexe 2. Poids et biais du modèle RN développé	154

LIST DES FIGURES

Figure 1.	Classification des pieux basée sur le déplacement du sol produit durant leur installation (Basu <i>et al.</i> 2000).	17
Figure 1.1	Modélisation du neurone biologique.	25
Figure 1.2	Comparaison des valeurs des capacités prédites avec celles mesurés à partir du modèle RN et la méthode de Meyerhof (Lee et Lee 1996)	28
Figure 1.3	Comparaison des capacités totales prédites avec celles mesurés (Abu-Kiefa 1998)	29
Figure 1.4	Comparaison des capacités portantes dues aux frottements latérales prédites avec celles mesurés (Abu-Kiefa 1998)	29
Figure 1.5	Résistances due au frottement latéral estimé en fonction de celles prédites par les différentes méthodes	31
Figure 1.6	Exemple typique de l'arbre d'expression (Alkroosh et Nikraz 2012)	33
Figure 1.7	Diagramme schématique du (a) sol non renforcé et (b) sol léger renforcé (Park et Kim 2010a)	34
Figure 1.8	Architecture du modèle réseau du neurone développé (Park et Kim 2010a)	35
Figure 1.9	Etapes principales dans le développement d'un modèle RN (Maier et Dandy 2000).	36
Figure 1.10	Classification graphique des techniques de modélisation (Giustolisi <i>et al.</i> 2007).	37
Figure 1.11	Algorithme génétique de base (Boukhatem 2011)	39
Figure 1.12	Schéma du système de la logique floue (Boukhatem 2011).	41
Figure 1.13	Zones de déformation du sol lors du fonçage de modèles de pieux dans du sable (a) déplacements verticaux (b) zone de sol compactée et refoulée (c) déplacements horizontaux (Said 2009)	43
Figure 1.14	(a) Capacité portante d'un pieu en compression (b) Mobilisation des charges d'un pieu chargé axialement (Said 2006).	44
Figure 1.15	Effet de la rugosité de l'inclusion : Comparaison des courbes de mobilisation frottement-déplacement (Said 2006)	45
Figure 1.16	Exemples des méthodes pour l'estimation de la capacité portante du pieu (Salgado et Lee 1999)	47
Figure 1.17	Comparaison des valeurs des capacités expérimentales avec celles données par les méthodes basées sur le SPT (Bouafia et Derbala 2002)	70
Figure 1.18	Histogrammes de la fréquence de μ des différentes méthodes de calcul	71
Figure 1.19	La distribution Log Normale des méthodes de calcul choisies.	71
Figure 2.1	La répartition des données expérimentales	77
Figure 2.2	(a) Courbe typique de la réponse charge-déplacement (b) Différentes régions de la courbe charge-déplacement (Shariatmadari 2008)	82
Figure 2.3	La méthode de Brinch Hansen 90%	84
Figure 2.4	La méthode de De Beer	85
Figure 2.5	La méthode de Chin	86
Figure 2.6	La méthode de Decourt	87
Figure 3.1	La procédure du test avec l'essai SPT	89
Figure 3.2	Schéma générale d'une chambre de calibration (Salgado et Lee 1999)	92

Figure 3.3	Différents mécanismes de ruptures supposés pour les fondations profondes (Salgado et Lee 1999)	93
Figure 3.4	Facteurs de la capacité portante pour les fondations profondes circulaires	93
Figure 3.5	Vue schématique de la surface de rupture sous forme de spirales logarithmiques autour de la base du pieu (Eslami et Fellenius 1997).	95
Figure 3.6	Désignation de la Zone de rupture pour le calcul du nombre de coups moyen.	95
Figure 4.1	Définition du comportement mécanique d'un corps solide (Salgado et <i>al.</i> 2000)	100
Figure 4.2	Comportement non linéaire de la courbe contrainte-déformation d'un sol (Salgado et <i>al.</i> 2000)	100
Figure 4.3	Différents comportements d'un sable lâche et dense (Salgado et Lee 1999)	103
Figure 4.4	Les conditions géométriques et aux limites du modèle numérique	107
Figure 4.5	Modèle numérique calibré avec le modèle de Salgado et Lee (1999)	108
Figure 4.6	La géométrie de pieu et le profil de sol	110
Figure 4.7	Variation de q_b/N_α avec N_β	112
Figure 4.8	(a) Effet de N_α sur N_β ;	112
Figure 4.8	(b) Effet de N_β sur N_α	113
Figure 5.1	Réseau de neurones multicouches.	118
Figure 5.2	Détermination de la capacité portante d'un pieu battu en béton armé -large-diamètre- pour St. Georges Island Bridge Replacement Project ($B_{ext}=1.35$ m; $B_{int}=1.15$ m; sol sableux) (McVay et <i>al.</i> 2004)	123
Figure 5.3	Détermination de la capacité portante d'un pieu battu en béton armé -faible diamètre ($B=0.5$ m; sol sableux) (Reiffsteck 2009).	123
Figure 5.4	Méthodologie de l'implémentation de l'ACP et les RNs.	125
Figure 5.5	Valeurs propres et contribution des composantes à la variance totale	127
Figure 5.6	Architecture du modèle RN développé pour prédire la portance axiale des pieux	132
Figure 5.7	Variation du nombre de composantes principales avec différent VCP.	132
Figure 5.8	Valeurs des capacités portantes mesurées avec celles prédites du modèle RN : a) Apprentissage, b) Test et c) Validation	133
Figure 6.1	Effet du diamètre du pieu sur la capacité portante du pieu (a) Foré, (b) Large déplacement, (c) Faible déplacement.	144
Figure 6.2	Effet de l'ancrage du pieu sur la capacité portante du pieu (a) foré (b) Large déplacement (c) Faible déplacement.	145
Figure 6.3	Effet du nombre de coups sur la capacité portante du pieu (a) Foré, (b) Large déplacement, (c) Faible déplacement.	146
Figure 6.4	Performances du modèle RNs et les méthodes courantes de calcul de la capacité portante basées sur l'essai SPT	141

LIST DES TABLEAUX

Tableau 1.1	Performances du modèle développé (Goh 1995)	26
Tableau 1.2	Résumé des résultats de l'analyse de régression de prédiction de la capacité portante des pieux (Goh 1995)	27
Tableau 1.3	Résultats numériques de l'analyse statistique	33
Tableau 1.4	Influence de la densité du massif sur le coefficient de pression des terres (Said 2006)	45
Tableau 1.5	(a) Valeurs de K et α , pour les différents types de sols (Salgado et Lee 1999) (b) Valeurs de $F1$, $F2$ pour les différents types de pieux (Salgado et Lee 1999)	50
Tableau 1.6	Evaluation des méthodes de calcul de la capacité basées sur le SPT (Bouafia et Derbala 2002)	66
Tableau 1.7	Description de la base de données utilisée	67
Tableau 1.8	Performances des méthodes de calcul de la capacité portante basées sur l'essai SPT	69
Tableau 1.9	Probabilité d'estimation des méthodes de calcul avec une erreur de $\pm 25\%$	69
Tableau 2.1	Le rapport $(q_c/p_a)/N_{60}$ pour les différents types de sols (Roberston <i>et al.</i> 1997)	76
Tableau 2.2	Les limites des constituants de la base de données	76
Tableau 2.3	Organisation de la base de données	78
Tableau 2.4	Quelques méthodes publiées pour l'interprétation de la charge de rupture (Hirany et Kulhawy 1989)	84
Tableau 4.1	Valeurs des constantes C_g , e_g et n_g pour différents types de sable (Salgado <i>et al.</i> 1999)	101
Tableau 4.2	Les propriétés de la couche du sable	106
Tableau 4.3	Les propriétés du matériau du pieu	106
Tableau 4.4	Description statistique de la base de données utilisée	114
Tableau 4.5	Estimation de la contribution relative des zones à la résistance en pointe du pieu	114
Tableau 5.1	Organisation de la base de données	124
Tableau 5.2	Corrélation entre les paramètres affectant la capacité axiale des pieux	126
Tableau 5.3	Variances cumulative des contributions des composantes	128
Tableau 5.4	Importances des variables selon les composantes	129
Tableau 5.5	Meilleure architecture des RNs avec différentes valeurs de VCP	130
Tableau 5.6	Architecture et paramètres du modèle RN développé	131
Tableau 5.7	Coefficients de régression des modèles de régressions multiples	134
Tableau 5.8	Comparaison entre le modèle RNs et les régressions multiples	135
Tableau 6.1	Performances du modèle RN et les différentes méthodes de calcul de la capacité portante basées sur l'essai SPT et quelques autres modèles de calcul intelligent	140
Tableau 6.2	Paramètres des modèles statistiques inspirés des résultats du modèle RN	142

Introduction générale

1. Cadre général de l'étude

Les pieux sont des fondations profondes, nécessaires lorsque les fondations superficielles cessent d'assurer la bonne transmission des efforts issus de la superstructure vers la couche porteuse de sol. Ces efforts seront transférés au pieu selon deux mécanismes, l'un sera une distribution le long du fut du pieu sous forme d'un effort latéral, l'autre sera au niveau de la pointe (résistance en pointe). L'analyse du mécanisme du transfert de charge a permis d'initier à un nombre considérable de méthodes de conception des fondations profondes en particulier la détermination de la capacité portante axiale des pieux.

La prédiction de la capacité portante axiale des pieux a été depuis la naissance de la profession de l'ingénierie géotechnique un défi. Plusieurs méthodes et approches ont été développées pour surmonter l'incertitude dans la prédiction. Ces méthodes incluent quelques hypothèses simplificatrices et/ou des approches empiriques concernant la stratification du sol, l'interaction pieu/sol, et la distribution de la résistance du sol le long du fut du pieu...etc. La capacité portante des pieux peut être déterminée par les cinq approches suivantes :

- L'interprétation des courbes des essais de chargement des pieux.
- Les méthodes d'analyse dynamique basées sur l'analyse des équations des ondes.
- L'interprétation des tests dynamiques.
- Les modèles théoriques (méthodes d'analyse statique et les éléments finis)
- Les méthodes basées sur l'interprétation des essais in situ (les méthodes directes et indirectes).

Les essais de chargement des pieux restent le moyen idéal et dans certains projets nécessaires pour évaluer la portance des pieux tandis que les méthodes d'analyse dynamique applicables sur les pieux battus, sont basées sur la mécanique des ondes pour le système marteau-pieu-sol. L'incertitude dans la mesure de l'effet du marteau interprétée par le biais des contraintes que le sol va subir entre le temps de battage du pieu et le temps de chargement du pieu causera des incertitudes dans la détermination de la capacité portante axiale des pieux.

Pour les méthodes des tests dynamiques basées sur la variation de l'accélération et la déformation près de la tête du pieu durant le battage. L'analyseur du battage du pieu (PDA) est un essai efficace, basé sur la mesure de l'accélération et la déformation. A l'aide de ces mesures, la capacité portante du pieu peut être estimée à travers une analyse numérique rigoureuse des données. Seulement cet essai nécessite une personne qualifiée et on ne peut estimer la capacité portante jusqu'au point bas du pieu (fin de battage).

Les méthodes théoriques basées sur l'analyse statique ou les modèles numériques : Des incertitudes considérables en ce qui concerne le coefficient horizontal des pressions des terres à considérer dans l'analyse. En principe la théorie de la capacité portante traite les sols non cohérents, lorsque le sol pulvérulent est hétérogène une difficulté apparaîtra concernant l'angle de frottement à considérer. Pour les sols cohérents, l'hypothèse de la superposition des effets est utilisée pour l'estimation de la capacité axiale des pieux. Ces méthodes sous-estiment énormément les résultats (Benali, 2002). Idem pour les modèles numériques basées sur les éléments finis. Récemment, on assiste à la création des modèles éléments finis très sophistiqués qui adoptent des modèles de comportement de sol assez fiables (Iskander, 2011).

Dans cette dernière décennie, l'application des techniques des essais in situ a connu un développement considérable due à l'amélioration importante qu'a connu la technologie de ces essais (appareils et procédures). Ces essais ont permis davantage de mieux connaître le sol en profondeur et de mieux comprendre son comportement. La capacité portante est estimée habituellement en se basant sur les corrélations avec les essais in situ comme l'essai de pénétration standard SPT et le pénétromètre statique CPT (Bandini et Salgado 1998 ; Shariatmadari *et al.* 2006). Cependant, l'interdépendance des facteurs concernés comme la stratification de sol, l'interaction pieu/sol et la distribution de la résistance de sol le long de fut impliquent un considérable niveau d'incertitude et ils deviennent un obstacle pour l'implémentation d'une simple régression (linéaire ou non linéaire). Théoriquement, la modélisation de tels systèmes nécessitent de comprendre et de trouver explicitement une relation mathématique entre les inputs et outputs. Cependant ces modèles mathématiques sont difficiles à trouver. Par conséquent, l'initiation des approches plus sophistiquées pour assurer une performance structurelle et de service adéquate est fortement demandée.

Récemment, les réseaux de neurones artificiels (RNAs) qui ne nécessitent pas l'incorporation des hypothèses ou des simplifications sont devenu un moyen efficace pour résoudre les problèmes en géotechnique et ils sont récemment utilisés par les chercheurs pour prédire la

capacité portante axiale des pieux en se basant sur les essais in situ (e.g., Abu Kiefa 1998, Shahin 2014; Kordjazi *et al.* 2014; Azizkandi *et al.* 2014; Mohammad *et al.* 2015). Cependant, les différents modèles disponibles dans la littérature utilisent un nombre limité de données et peu de modèles sont développés en se basant sur des mesures plus exactes des propriétés de sol à partir des résultats de l'essai SPT ou CPT. Hors, l'applicabilité de la plupart des modèles est limitée aux pieux battus à grand déplacement (pieux refoulant le sol). Actuellement, peu de travaux sont effectués pour prédire des pieux à faible déplacement (Figure1).

Actuellement, différents chercheurs ont utilisés les RNAs pour développer des systèmes plus sophistiqués en intégrant d'autres techniques comme les méthodes évoluées de calcul et les techniques probabilistes (e.g., Boukhatem *et al.* 2011; Alkroosh et Nikraz 2012; Ismail *et al.* 2013; Ahangar-Asr *et al.* 2014). En contrepartie, très peu d'investigations sont effectuées dans l'application d'une technique pratique et une manipulation intelligente pour analyser les données avant le processus d'apprentissage du modèle qui peut contenir des redondances et des corrélations entre elles. Ceci représente une étape très importante avant la conception du modèle. A cet effet, l'analyse par les composantes principales (ACP) est utilisée et est considérée comme un moyen statistique pour l'élimination des corrélations entre les données ainsi que la réduction de la taille des données considérées (Bellamine et Elkamel 2008; Boukhatem *et al.* 2012).

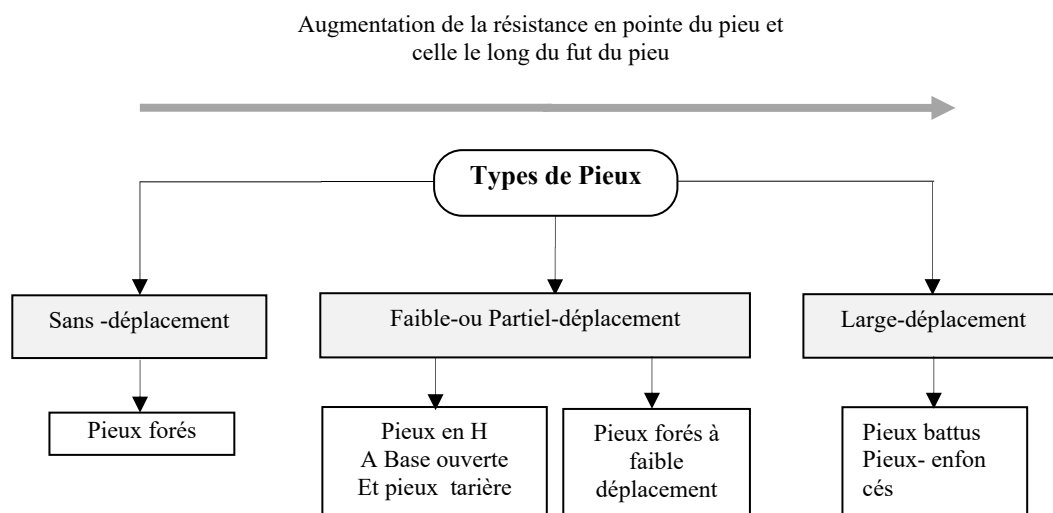


Figure1. Classification des pieux basée sur le déplacement du sol produit durant leurs installations (Basu et al. 2000).

2. Objectifs de la recherche

Dans cette étude, deux techniques: les réseaux de neurones artificiels et l'analyse par les composantes principales sont combinées pour développer un nouveau modèle qui sera capable de prédire la capacité portante ultime des trois types de pieux ou trois modes d'installation qui peuvent exister en pratique géotechnique (Figure 1). La base de données contient des informations sur les différentes caractéristiques des pieux ainsi de l'essai SPT. Cette base de données sera analysée dans le but de concevoir un modèle de prévision de la capacité portante ultime, assez fiable et générale. Les profils de sol concernés par cette analyse varient d'un sol à caractère cohérent à un autre à caractère pulvérulent. Seulement, la plupart des cas collectés et sélectionnés sont à prédominance sableuse. De là l'étude sera orientée vers les sols à caractère pulvérulent.

La zone de rupture responsable de la mobilisation de la résistance en pointe a un rôle déterminant dans l'estimation de la capacité en pointe du pieu. La contribution relative des deux parties au dessus et au dessous de la pointe du pieu constitue un sujet de discussion et de débat jusqu'à l'heure actuelle entre les chercheurs géotechniciens. De là naissent un nombre considérable de mécanismes de rupture, générant différentes formules de calcul de la capacité portante des fondations profondes.

Dans ce contexte, une analyse par les éléments finis a été effectuée dans le but d'examiner la contribution relative de la partie de sol au dessus de la pointe et celle au dessous de la pointe sur la capacité ultime de pieu. Le modèle RN, est constitué d'un nombre de variables d'entrées bien sélectionnées, ayant un effet considérable sur la capacité portante axiale des pieux. La capacité portante ultime du pieu constitue la seule sortie du modèle. Par la suite, les paramètres de performance du modèle développé ont été comparés avec ceux obtenus à travers d'autres méthodes et modèles de calcul intelligent basés sur l'essai SPT. Par la suite, une analyse de sensibilité ou l'habilitation de généralisation du modèle développé a été effectuée dans le but d'évaluer l'influence des paramètres d'entrées (model inputs) sur la sortie (output model).

A cet effet une base de données est collectée et organisée, des modèles statistiques inspirés du modèle (RN) ont été développés pour les trois types de pieux afin de faciliter l'exploitation et l'utilisation du modèle.

Ainsi les objectifs spécifiques consistent à :

- Collecter et organiser une base de données pour les différents types de pieux, facilement consultable et utilisable par tous les chercheurs en génie civil.
- Elaborer un modèle numérique par élément finis pour l'analyse d'un pieu chargé axialement. Les résultats obtenus par la suite de cette analyse seront interprétés pour déterminer la capacité portante ultime de pieux en se servant de l'un des critères d'interprétations des courbes de chargement des pieux.
- Evaluation numérique basée sur un concept statistique de la contribution de la partie du sol au dessus et celle au dessous de la pointe (zone de rupture) dans le développement de la résistance en pointe de pieu en terme du nombre de coups. Les valeurs obtenues donneront une meilleure estimation de la densité de sol autour de la pointe (la zone de rupture) et qui vont permettre ultérieurement de calculer le nombre de coups à considérer dans la détermination de la capacité portante ultime en pointe de pieu.
- Evaluation prédictive de certaines méthodes directes de calcul de la capacité portante des pieux chargés axialement basées sur l'essai SPT.
- Explorer le potentiel de combinaisons de l'approche statistique de l'analyse en composantes principales (ACP) pour l'analyse de l'ensemble des données avec l'approche réseaux de neurones artificielles (RNAs) dans l'application à la prévision automatique des capacités portantes axiales des pieux.
- Comparer la sensibilité des facteurs affectant l'utilisation de l'approche de régressions multiples et l'approche des RNAs.
- Développer des modèles statistiques basés sur des approximations à une étape post modélisation par les RNAs (modèles de régressions multiples).
- Développer des modèles non linéaires de prévision de la capacité axiale des pieux inspirés des résultats du modèle RNs développé.

Pour ce faire, on propose le plan de travail suivant.

3. Plan de travail

Cette thèse est structurée en 6 chapitres :

Après une introduction générale exposant la problématique et définissant les objectifs de l'étude et le plan de travail, le premier chapitre retrace les bases de l'utilisation de l'intelligence artificielle et spécialement les réseaux de neurones artificiels dans le domaine de l'ingénierie géotechnique et civile et présente par conséquent une synthèse bibliographique sur les développements récents de la technologie de l'intelligence artificielle et leur contributions dans le domaine de conception des fondations profondes. Un aperçu sur les paramètres qui régissent le comportement des pieux ainsi les méthodes traditionnelles de calcul de la capacité axiale basée sur l'essai de pénétration standard (SPT) sera entamées par la suite. Ce chapitre sera achevé par une évaluation des méthodes de calcul de la capacité portante des pieux chargés axialement.

Le 2^{ème} chapitre est dédié à la création d'une base de données pour l'ensemble des cas collectés, et qui sera automatisé dans le futur. Par la suite, une discussion sur les différents critères d'interprétation de la charge ultime à partir des courbes de chargements des pieux ont été présentées.

Dans le 3^{ème} chapitre, un aperçu sur l'essai SPT sera exposé suivi par les différentes corrections à effectuer pour standardiser la valeur de N de l'essai SPT pour toute la base de données. L'estimation de la résistance en pointe à partir de l'essai SPT nécessite la définition d'une zone de rupture afin de spécifier la hauteur dans laquelle le nombre de coups sera calculé.

La divergence dans l'évaluation de la contribution de sol situé au dessus et au dessous de la pointe constitue la source majeure de divergence des méthodes de calcul de la capacité portante des pieux. Une formulation qui permettra d'estimer cet effet en termes de nombre de coups a été proposée.

Dans le 4^{ème} chapitre, le logiciel PLAXIS 2D (2011) a été employé pour concevoir un modèle numérique d'un pieu chargé axialement dans un sol sableux. Le modèle numérique a été calibré avec le modèle de Salgado et Lee (1999). Le modèle axisymétrique développé pour simuler le comportement d'un pieu chargé axialement dans le sable de Ticino (Ticino sand).

Les caractéristiques mécaniques et physiques de ce sable sont largement analysées par Salgado et Lee (1998). Les résultats obtenus formeront les données nécessaires pour évaluer statistiquement le nombre de coups à prendre en considération pour présenter la densité du sol dans la zone de rupture et il sera noté \bar{N}_b .

Dans le 5^{ième} chapitre, la méthodologie d'analyse de données constituant la base de données par la méthode d'analyse en composantes principales (ACP) est exposée. Ensuite, la combinaison de cette méthode avec l'application d'un modèle réseau de neurones à régularisation bayésienne pour le développement d'un modèle de prévision de la capacité portante axiale est proposée. Des modèles statistiques issus des approximations faites par le modèle RN développé sont élaborés. Par la suite, une étude comparative entre ce modèle et les différents modèles de régressions multiples a été présentée à la fin de ce chapitre.

Le 6^{ième} chapitre quant à lui s'intéresse à une étude comparative entre le modèle développé et les différentes méthodes traditionnelles de calcul de la capacité portante axiale basées sur l'essai SPT trouvées dans la littérature, ainsi d'autres modèles réseaux de neurones de prédiction de la capacité axiale développés par d'autres auteurs basés sur le SPT (Abu Keifa 1998). Mais avant cela, il est indispensable d'entamer une analyse de sensibilité ou autrement dit habileté de généralisation du modèle. Le but est de tester la capacité du modèle à simuler dans son intervalle de validité.

Enfin, les principales conclusions dégagées de cette étude, des perspectives et des recommandations pour des futurs travaux sont données à la fin de cette thèse.

Chapitre 1:

*Application des réseaux de neurones artificiels
dans l'ingénierie géotechnique*

Introduction

Le développement rapide des ordinateurs et des technologies de l'information fournit des moyens pour l'accès rapide à une grande variété d'information et des méthodes pour modéliser des systèmes complexes. Ces développements sont devenus une partie essentielle dans presque chaque discipline. Les modèles de simulation, les bases de données, les systèmes d'aide à la décision et d'intelligence artificielle (systèmes experts, réseaux de neurones, logique floue, et algorithmes génétiques) ont été rendus plus accessibles. Ces progrès ont attiré de nombreux chercheurs qui ont travaillé et continuent à travailler pour faire progresser l'emploi de ces techniques qui couvre un large éventail d'applications dans le génie civil.

Ce chapitre présente une synthèse bibliographique sur les contributions et les apports de ces techniques sur la géotechnique et en particulier la conception des fondations profondes. Une perspective historique sur les recherches faites et une revue sur l'application des techniques d'intelligence artificielle et en particulier les réseaux de neurones artificiels dans l'ingénierie géotechnique sont présentés.

Par suite des connaissances de base sur le comportement des pieux chargés axialement, ainsi que les méthodes de calcul de la capacité portante axiale des pieux en se basant sur les données de l'essai de pénétration standard SPT feront l'objet de la deuxième partie. Ces illustrations seront suivies par une évaluation de fiabilité et performances des méthodes de calcul de la capacité portante de pieu basée sur l'essai SPT.

Pour cela, ce chapitre est subdivisé en deux parties, la première a pour but d'effectuer une analyse historique adéquate de l'application de l'intelligence artificielle dans la conception des fondations profondes basée principalement sur les réseaux de neurones artificiels. Ensuite un aperçu sur le comportement des pieux chargés axialement, ainsi que les méthodes de calcul de la capacité portante des pieux basées sur l'essai SPT suivies d'une évaluation de la qualité prédictives de ces méthodes feront l'objet de la deuxième partie.

Partie 1 : L'Intelligence Artificielle

1. Introduction

La technologie de l'intelligence artificielle fournit des techniques de développement de programmes informatiques pour la simulation de la résolution des problèmes par les humains. Parmi ces techniques, les réseaux de neurones (RNAs), les systèmes experts, la logique floue et les algorithmes génétiques. Cette discipline possède des techniques capables de traiter la forte complexité des problèmes liés à la géotechnique. La littérature révèle que les techniques de l'intelligence artificielle ont pu résoudre et avec succès les problèmes, de prédiction de la capacité portante des fondations, la modélisation du comportement des sols, la caractérisation des sites, le tassement des fondations, la stabilité des pentes, le compactage de sol, la liquéfaction, la perméabilité de sols, les sols gonflant...et autres. Les réseaux de neurones artificiels font partie des techniques les plus investies en géotechnique. L'analyse bibliographique critique sur l'utilisation des RNAs dans l'ingénierie géotechnique et en particulier dans la prédiction de la capacité portante des pieux a permis d'assister à une amélioration continue des performances des modèles RNAs à travers l'adoption, plus efficace, des méthodes d'optimisation incorporées au sein des modèles de réseaux de neurones RNs. Une discussion rigoureuse sur ces améliorations fera l'objet des prochaines sections.

Les réseaux de neurones artificiels conviennent mieux à modéliser le comportement complexe rencontré dans la plupart des systèmes en géotechnique, qui par leur nature exhibent une extrême variabilité. Ces derniers ont montré aussi une habileté supérieure de prédiction en les comparant aux méthodes traditionnelles. Depuis les années 1990, les réseaux de neurones sont appliqués avec succès dans presque tous les problèmes d'ingénierie géotechnique et ne cessent de se développer. Dans un prochain paragraphe, une synthèse bibliographique sur les différents modèles RNAs développés dans la littérature pour prédire la portance des pieux chargés axialement sera présentée et discutée.

2. Application des réseaux de neurones pour prédire la capacité d'un pieu chargé axialement

2.1. Généralités sur les réseaux de neurones

Les réseaux de neurones ont été développés pour modéliser le cerveau humain (Figure 1.1). Ils ont certaines caractéristiques puissantes dans la connaissance et le traitement des informations et sont capables d'apprendre et de généraliser à partir d'exemples et d'expériences. Cela rend les RNAs un outil puissant pour résoudre certains problèmes complexes.

Ces dernières années, il ya eu un intérêt croissant pour les RNs. Ces derniers trouvent des applications presque dans toutes les branches de la science et de l'ingénierie pour résoudre des problèmes d'optimisation, de classification, d'identification, et de prévision. Les applications des RNs en génie civil ont connu une large utilisation vers la fin des années 1980. Plusieurs travaux de recherche ont montré clairement le potentiel et les possibilités d'application des modèles de RNs en résolvant des problèmes de structure, de géotechnique, et de béton. La majorité de ces modèles ont employé la classe la plus populaire des RNs, qui est celle du réseau multicouches à Rétropropagation (Flood et Kartam 1994; Moselhi 1996).

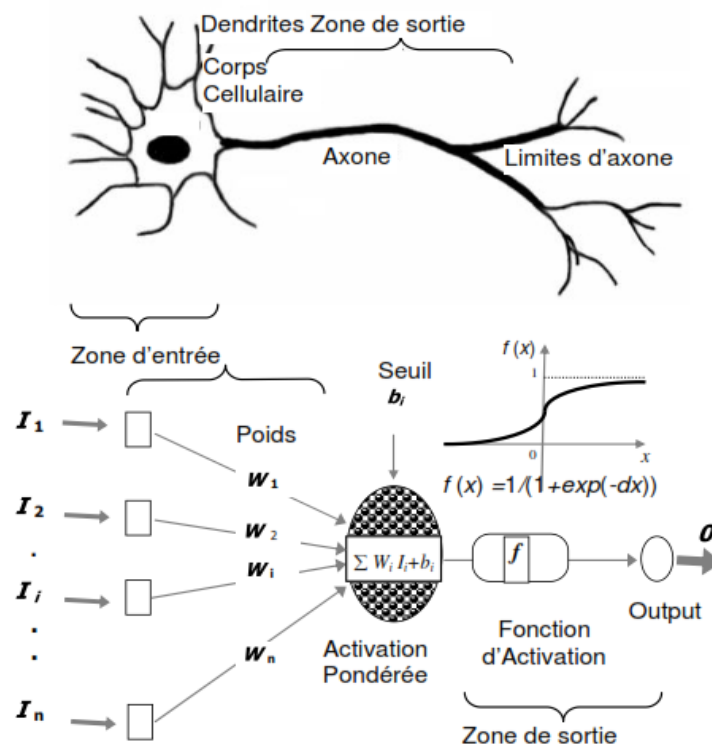


Figure 1.1 Modélisation du neurone biologique.

Les différentes recherches effectuées pour comprendre le comportement des fondations profondes n'arrive jusqu'à l'heure actuelle à trouver une solution précise à ce problème complexe. Ce dernier est lié simultanément au pieu et au sol dans lequel le pieu est introduit. L'interaction pieu/sol et le comportement de l'interface entre ces deux différents matériaux, la distribution de la résistance de sol le long du fut du pieu, ainsi l'interdépendance entre les facteurs intervenants ne permettent pas d'implémenter une simple régression, et demande par conséquent l'utilisation des approches plus sophistiqués pour surmonter cette complexité et cette forte non linéarité. L'application des RNAs pour prévoir la capacité portante des pieux a débuté dans les années 1994-1995 et a connu un développement considérable pour améliorer la performance des modèles de prédiction dans les années qui suivent.

2.2. Révision de la littérature

La prédiction de la capacité portante axiale des pieux, particulièrement basée sur les données de battage du pieu a été examinée par plusieurs chercheurs. Goh (1994a, 1995b) a présenté un réseau de neurone pour prédire la capacité portante due au frottement latéral dans les argiles. Le modèle perceptron à multicouche avec l'algorithme de rétropropagation a été utilisé. Le modèle a été entraîné avec des données expérimentales sur site. Les entrées du modèle sont : la longueur et le diamètre de pieu, la contrainte effective principale, et la contrainte de cisaillement non drainée. La résistance due au frottement latéral a été choisie comme la sortie du modèle. Les résultats obtenus par l'utilisation du modèle ont été comparés avec ceux obtenus par Semple & Rigden (1986) et aussi Burland (1973). L'analyse de régression et du tau d'erreur ont fait l'objet de cette comparaison (Tableau 1.1). Il est évident à partir des résultats obtenus que le modèle soit plus performant que les deux autres méthodes.

Tableau 1.1 Performances du modèle développé (Goh 1995)

Méthodes	Coefficient de corrélation		Niveau d'Erreur (kPa)	
	Apprentissage	Test	Apprentissage	Test
Modèle RN	0.985	0.956	1.016	1.194
Semple et Rigden (1986)	0.976	0.885	1.318	1.894
Burland (1973)	0.731	0.704	4.824	3.096

Goh (1995a, 1996b) a développé juste après ce dernier modèle un autre pour estimer la capacité portante ultime des pieux battus dans des sols non-cohérents. Les données utilisées concernent des pieux métalliques et en béton armé ancrés dans des sols sableux. Les entrées du modèles sont: le poids et hauteur de chute du marteau, le poids- la longueur et le module

d'élasticité du pieu ainsi sa section latéral et le type du marteau utilisé. La sortie du modèle était la capacité portante axiale du pieu. Le modèle développé et validé a été comparé avec d'autres méthodes (Tableau1.2). Les valeurs prédites par les différentes méthodes indiquent que le modèle RNs fonctionne mieux que les autres.

Tableau1.2 Résumé des résultats de l'analyse de régression de prédiction de la capacité des pieux (Goh 1995)

Méthodes	Coefficients de corrélation	
	Apprentissage	Données de test
Modèle RNs	0.96	0.97
Engineering News	0.69	0.61
Hiley	0.48	0.76
Janbu	0.82	0.89

Chan et *al.*(1995) a développé un modèle comme un alternatif à la formule du battage du pieu. Le modèle a été entraîné avec les mêmes paramètres de la formule de '*Hiley simplifiée*' (Broms et Lim 1988), incluant: les modules d'élasticités respectives du pieu et du sol et l'énergie du battage délivrée au pieu. La capacité portante du pieu était la sortie unique du modèle. Les sorties désirées qui ont été utilisés dans le processus d'entraînement ont été estimés par l'utilisation du logiciel appelé CAPWAP (Rauscheet *al.* 1972). Le pourcentage de la moyenne carrée d'erreur a été de 13,5% pour la phase d'apprentissage et de 12% pour le test. Le perceptron a multicouches avec l'algorithme de rétropropagation a été le choix dans un nombre considérables des problèmes liés à la géotechnique.

Lee et Lee (1996) ont estimé la capacité portante des pieux par l'approche de RNs. Des pieux modèles ont été utilisés pour la simulation, en se servant de la chambre de calibration ainsi des résultats des essais de chargement des pieux en vraie grandeur. Les entrées du premier modèle sont: le rapport de la profondeur de pénétration (rapport entre la profondeur de pénétration et le diamètre de pieu), la contrainte moyenne dans la chambre de calibration et le nombre de coups. La sortie du modèle était la capacité portante axiale. Les prédictions par le modèle montrent une erreur maximale ne dépassant pas 20% et la moyenne des carrés des erreurs est moins de 15%. Notant que le premier modèle développé se base sur les tests sur des pieux modèles dans la chambre de calibration, tandis que le deuxième modèle est élaboré en se référant à des essais de compressions des pieux en vraie grandeur.

Pour la simulation des essais de chargement de pieux en vraie grandeur, présentée par le deuxième modèle RN développé, cinq variables d'entrées ont été sélectionnés, le rapport de la profondeur de pénétration du pieu ; Le nombre de coups moyen le long du pieu et un autre proche de la pointe et l'énergie délivrée du marteau. Les résultats obtenus par le modèle ont été comparés avec la méthode de Meyerhof (Meyerhof, 1976). Figure 1.2, montre que les valeurs prédites par le modèle RN sont mieux que celles données par la formule de Meyerhof.

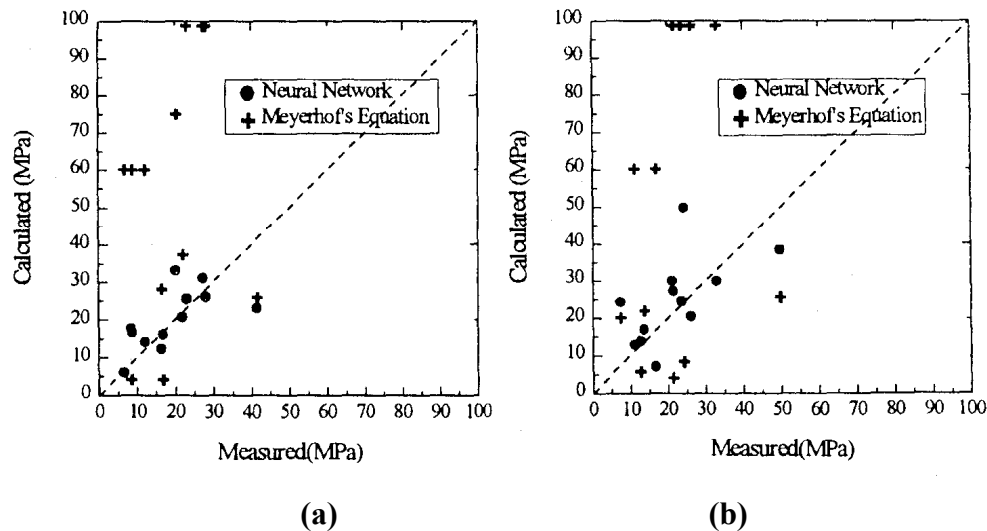


Figure 1.2 Comparaison des valeurs des capacités portantes prédites avec celles mesurées à partir du modèle RN et la méthode de Meyerhof (Lee et Lee 1996): **(a)** A partir des tests dans la chambre de calibration, **(b)** A partir des essais de chargement des pieux.

Abu-Keifa (1998) a introduit trois modèles de réseaux de neurones (notés; GRNNM1, GRNNM2 et GRNNM3) pour la prédiction respective de la capacité axiale totale, la capacité en pointe du pieu et la capacité due au frottement latéral. Le premier modèle inclue cinq variables d'entrées qui sont, l'angle de frottement interne du sol autour du fut et l'autre à la base du pieu, la pression effective due aux poids des terres au niveau de la pointe du pieu, la longueur du pieu et la section transversale du pieu. Ces mêmes variables ont été utilisées pour le deuxième modèle. Pour le dernier modèle, quatre variables d'entrées ont été utilisé qui sont: le nombre de coups moyen le long du fut, l'angle de frottement interne le long du fut, la longueur et le diamètre du pieu. Les résultats obtenus ont fait l'objet d'une comparaison avec quatre techniques empiriques de détermination de la capacité axiale des pieux et qui sont, Meyerhof (1976), Coyle et Castello (1982), API (American Petroleum Institute, 1984) et Randolph (1985). Les résultats obtenus démontrent des valeurs élevées du coefficient de détermination des trois modèles (dans l'ordre de 0,95). Figures 1.3 et 1.4, montrent les

capacités portantes mesurées en fonction de celles prédites par les deux modèles (GRNNM 1, GRNNM 2) et, pour les quatre méthodes choisies. Les figures montrent que les modèles RNs produisent des valeurs proches aux valeurs mesurées que celles fournis par les méthodes.

Récemment, Shahin (2014), Kordjazi *et al.* (2014) et Mohammad *et al.* 2015 ont développer des modèles RNs de prédiction de la capacité axiale des pieux plus fiables, en se basant sur les essais in situ (l’essai CPT) et en visant un nombre de données importants. Une analyse rigoureuse des données a été effectuée pour bien mener les phases de développement des modèles RNs qui suivent. La définition adéquate de la zone de rupture est une source importante de la réussite des modèles de simulation du comportement des pieux chargés axialement. Delà les auteurs ont met l’accent sur ce point dans leurs études. Cette manipulation simple, intelligente et fructueuse a permit de construire des modèles RNs.

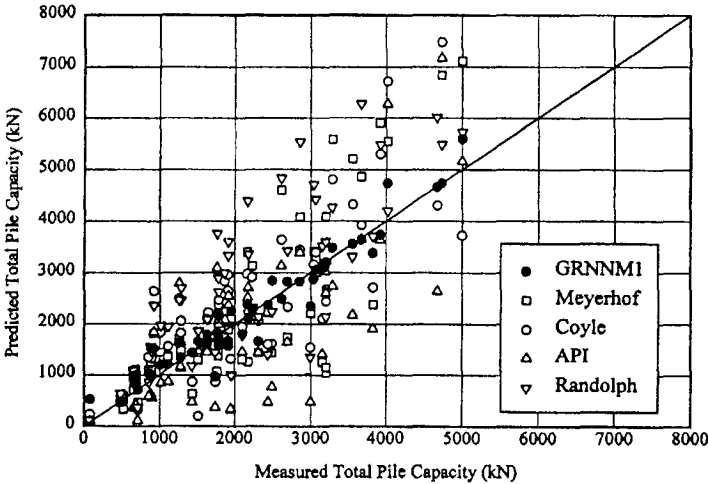


Figure 1.3 Comparaison des capacités totales prédites avec celles mesurés (Abu-Kiefa 1998)

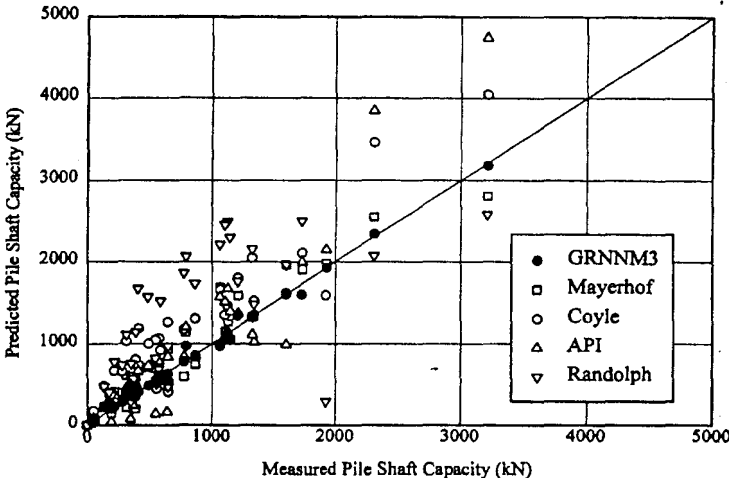


Figure 1.4 Comparaison des capacités dues aux frottements latérales prédites avec celles mesurés (Abu-Kiefa 1998)

2.3. Les insuffisances rencontrées avec l'algorithme de Rétropropagation

Le momentum de l'algorithme de rétropropagation est largement utilisé pour l'apprentissage des réseaux de neurones concernant les problèmes de prédiction (Adeli et Hung 1995). Cet algorithme a un niveau d'apprentissage très faible. Le nombre d'itérations pour entraîner un modèle est généralement dans l'ordre de milliers et des fois plus (Carpentier et Barthelemy 1994). Cependant, le niveau de convergence dépend fortement des rapports de momentum et du niveau d'apprentissage rencontrés dans cet algorithme. Les valeurs appropriées de ces paramètres dépendent du type de problèmes (Adeli et Hung 1994, Yeh 1998). Récemment, d'autres approches sont utilisées pour faire face à ces lacunes, en adoptant de nouvelles algorithmes d'apprentissage des RNAs, ou de les faire combiner avec d'autres techniques de l'intelligence artificielles.

Dans ce contexte, Adeli et Hung (1994) a développé un algorithme d'apprentissage appelé '*le gradient adaptatif conjugué*' pour apprendre le réseau de neurones, basé sur la minimisation de l'erreur. Le problème des choix arbitraires des rapports de momentum et du niveau d'apprentissage rencontré dans l'algorithme de rétropropagation est surmonté dans le nouvel algorithme adaptatif. A la place des rapports constants d'apprentissage et de momentum, les auteurs ont exigé de préciser l'intervalle dans lequel s'effectue la recherche de la solution durant le processus d'apprentissage à travers une approche mathématique. Cet algorithme est basé sur des fondements mathématiques solides, ce qu'il lui a permis une convergence rapide vers la solution.

2.3.1. Les réseaux de neurones polynomiaux

Ardalan et al. (2009) ont adopté un algorithme appelé '*Groupe de Méthodes de Manipulation des Données, (Group Method of Data Handling GMDH)*'. Cet algorithme est développé par Ivakhnenko (1971) comme une méthode d'analyse multivariable pour la modélisation des systèmes complexes sans avoir une connaissance spécifique sur ces systèmes. L'idée principale est de construire une fonction analytique au sein du réseau de neurone en se basant sur une fonction de transfert quadratique dont ces coefficients sont obtenus en utilisant la technique de régression. Dans leurs études, la capacité latérale du pieu (due au frottement latéral) à partir de l'essai pénétrométrique (CPT) et l'essai au piézocone (CPTu) a été déterminée. Un réseau de neurone polynomial a été utilisé, le modèle est développé et entraîné par la collection de 33 essais de chargements de pieux. Figure 1.5, montre la performance du modèle conçu en le comparant avec d'autres méthodes classiques de calcul de

la capacité latéral des pieux. Ce type d’algorithme montre une efficacité supérieure dans la prédiction de la capacité. Les méthodes concernées sont les suivantes: celle de Schmertmann et Nottingham, méthode européen, méthode française, méthodes d’Eslami et Fellenius et enfin le modèle proposé.

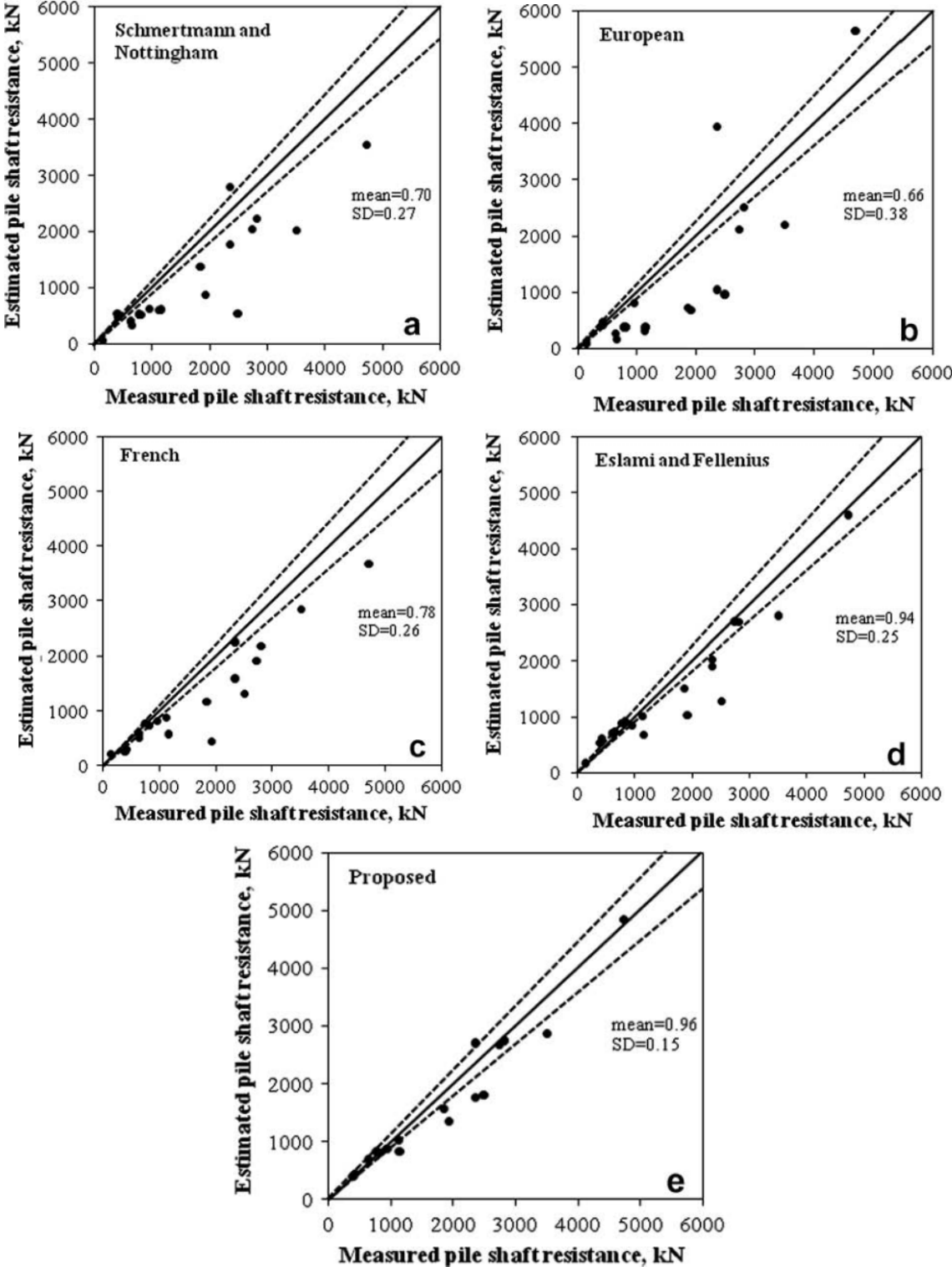


Figure 1.5 Résistances estimées dues au frottement latéral en fonction de celles prédites par les différentes méthodes (Ardalan et al, 2009)

2.3.2. Intégration des réseaux de neurones avec autres paradigmes de calcul pour prédire la capacité axial des pieux

Hung et Adeli (1991b) présente un algorithme d'apprentissage évolué par l'intégration d'un algorithme génétique avec l'algorithme de rétropropagation au sein du réseau de neurone. L'algorithme est constitué de deux stades d'apprentissage. Le premier stade a pour but d'accéléré le processus d'apprentissage en utilisant l'algorithme génétique. A ce stade, les poids synaptiques sont codés dans des chromosomes comme étant des variables de décisions.

La fonction objective de l'algorithme génétique est définie comme la moyenne carrée d'erreur dans le système. Après effectuer plusieurs itérations ainsi la définition du critère d'arrêt, le premier stade d'apprentissage est terminé. Le chromosome va renvoyer la valeur minimale de la fonction objective, qui sera considéré comme les poids initiaux du réseau de neurone. Durant cette seconde phase, l'algorithme de rétropropagation performe le second processus d'apprentissage.

Alkroosh et Nikraz (2012) ont intégré l'algorithme génétique et plus précisément la programmation de l'expression de gène (Figure 1.6) dans le réseau de neurone pour prévoir la capacité axiale de pieux battus dans des sols cohérents à partir des données de l'essai CPT. Le modèle a été développé en collectant une base de données de 25 cas de chargements de pieux. Tableau 1.3, montre la performance du modèle en le comparant avec d'autres méthodes traditionnelles et autres modèles RNAs de prédiction de la capacité portante des pieux battus basés sur l'essai de CPT. Les résultats indiquent que le modèle possède une meilleure habilité de prédiction de la capacité des pieux battus. McVay et *al.* (2014) ont élaboré un programme génétique pour prédire les deux capacités, en pointe et le long de fut des pieux, en se basant sur l'essai SPT. Les entrées du modèle sont : type de sol, N_{SPT} , diamètre latérale et type de pieu.

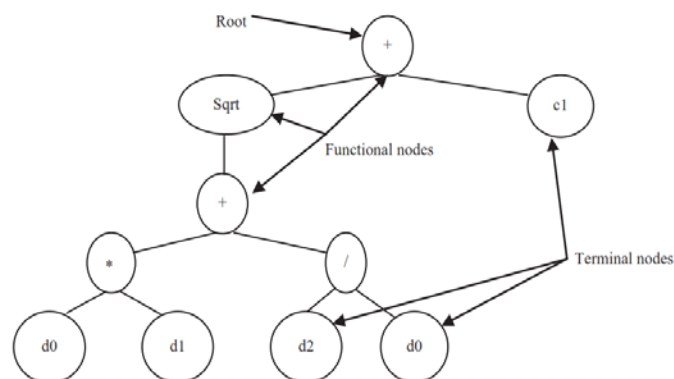


Figure 1.6 Exemple typique de l'arbre d'expression (Alkroosh et Nikraz, 2012)

Tableau 1.3 Résultats numériques de l'analyse statistique (Alkroosh et Nikraz, 2012)

Méthodes	Coefficient de corrélation, r		Moyenne, μ		P^*_{50}	
	Toutes les données	Ensemble de validation	Toutes les données	Ensemble de validation	Toutes les données	Ensemble de validation
GEP	0,95	0,94	0,96	1,09	1,01	1,02
De ruiter et Beringen (1979)	0,73	0,73	1,15	1,14	1,05	1,01
Bustamante et Gianceselli (1982)	0,80	0,97	0,70	0,68	0,74	0,68
Eslami et Fellenius (1997)	0,85	0,91	0,98	0,98	1,02	0,95
Shahin (2010)	0,76	0,99	0,83	0,96	0,86	1,05

P^*_{50} = probabilité à 50%, GEP est le modèle développé

Pour l'intégration de la logique floue avec les réseaux de neurones dans le domaine des fondations profondes, on assiste à un nombre très limité. Rajasekaran et *al.* (1996) décrit l'intégration de la logique floue avec les RNs dans le problème de diagnostic des anomalies rencontrées dans les pieux en béton précontraints. Ni et *al.* (1996), quand à lui, a utilisé cette combinaison pour évaluer la stabilité des pentes naturelles, en considérant la géologie, la topographie, la météorologie et les conditions environnementales qui ont été interprétés en termes linguistiques.

3. Application des réseaux de neurones dans l'ingénierie géotechnique

3.1. Les propriétés des géo-matériaux

La forme de la relation entre les paramètres du sol est très complexe, Goh (1995) a utilisé les RNs pour modéliser la corrélation entre la densité relative et la résistance du cône (l'essai CPT) pour les sables normalement consolidés et sur consolidés.

Les modèles RNs utilisant les paramètres de sol comme input (entrée) et l'indice de compressibilité comme output (sortie) fonctionnent avec succès (Ozer et *al.* 2008 ; Park et Lee 2008). Najjar et *al.* (1996) montrent que les modèles basés sur les RNs peuvent estimer le gonflement des sols avec précisions.

Park et Kim (2010a) ont proposé un modèle pour prédire la contrainte de non confinement des sols renforcés (Figure 1.7) (RLS : sol constitué, d'un sol emporté; du ciment; du thermo-bulle et des déchets de pêche). Cette contrainte est très sensible au rapport des différents

constituants du mélange, et comme c'est difficile de formuler empiriquement une relation mathématique entre la contrainte et les constituants du mélange, l'auteur a développé un modèle RNs (Figure 1.8a) qui prédit la contrainte de non confinement de ce matériau pour des différents pourcentages des constituants. Pour cela des essais au laboratoire ont été faits pour des différents pourcentages des constituants du mélange. (Figure 1.8b,) montre une bonne corrélation à l'apprentissage et à la validation du modèle développé. Le modèle a pu capter le comportement complexe entre la contrainte et les différents rapports des matériaux constituants le mélange.

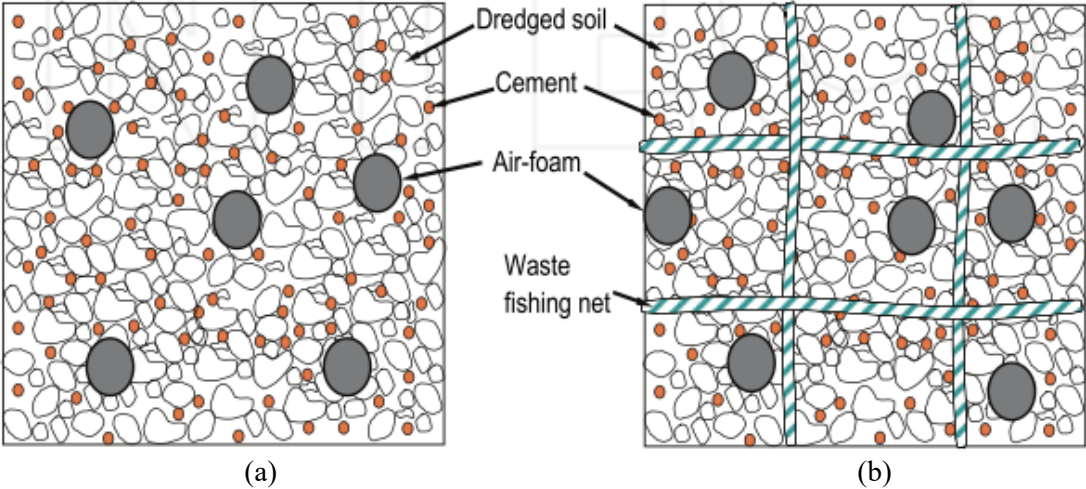


Figure 1.7 Diagramme schématique du (a) sol non renforcé et (b) sol léger renforcé (Park et Kim 2010a)

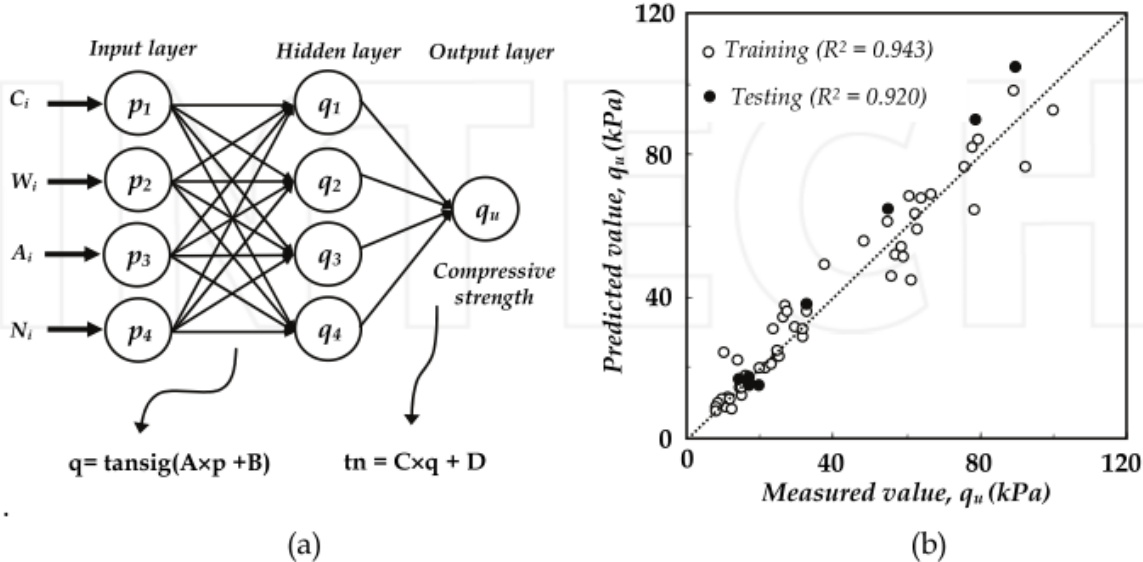


Figure 1.8 Architecture du modèle réseau du neurone développé (Park et Kim 2010a)

3.2. La stabilité des pentes

La stabilité des pentes est un sujet important et est un défi pour les géotechniciens. Ce phénomène naturel est complexe. La prévention contre les incidents qui peuvent arriver en cas de perte de stabilité ou glissement nécessite une évaluation du processus qui gouverne le comportement des pentes. Cho 2009, Wang et *al.* 2005 ont développé avec succès des modèles d'évaluation de la stabilité des pentes ainsi le facteur de sécurité approprié. Cela demande des données géométriques, physiques, géologiques et mécaniques des matériaux ainsi la pression interstitielle existante.

3.3. Amélioration des performances des modèles réseaux de neurones en ingénierie géotechnique

L'amélioration de la performance des modèles RNAs nécessite une analyse systématique de toutes les étapes de conception du modèle comme : la détermination appropriée des entrées du modèle, la division et le prétraitement des données, le choix de l'architecture la plus convenable, le choix des paramètres internes du modèle qui contrôle au mieux la méthode d'optimisation, le critère d'arrêt et la validation du modèle (Figure 1.9). Par exemple, et en relation avec le choix de la méthode pour la division des données (Figure 1.9, étape 2), Shahin et *al.* (2004) prévoit des directives en recommandant l'utilisation de trois ensembles de données statistiquement compatibles mais indépendants, un pour l'apprentissage, les deux autres pour le test et la validation. Dans ce contexte, Shahin et *al.* (2004) ont introduit les trois approches suivantes, dont la division des données s'effectue d'une manière systématique, incluant essai et erreur, cartes auto organisatrices (self organizing maps), et classification floue (fuzzy clustering). Une explication détaillée de ces approches est donnée par Shahin et *al.* (2008).

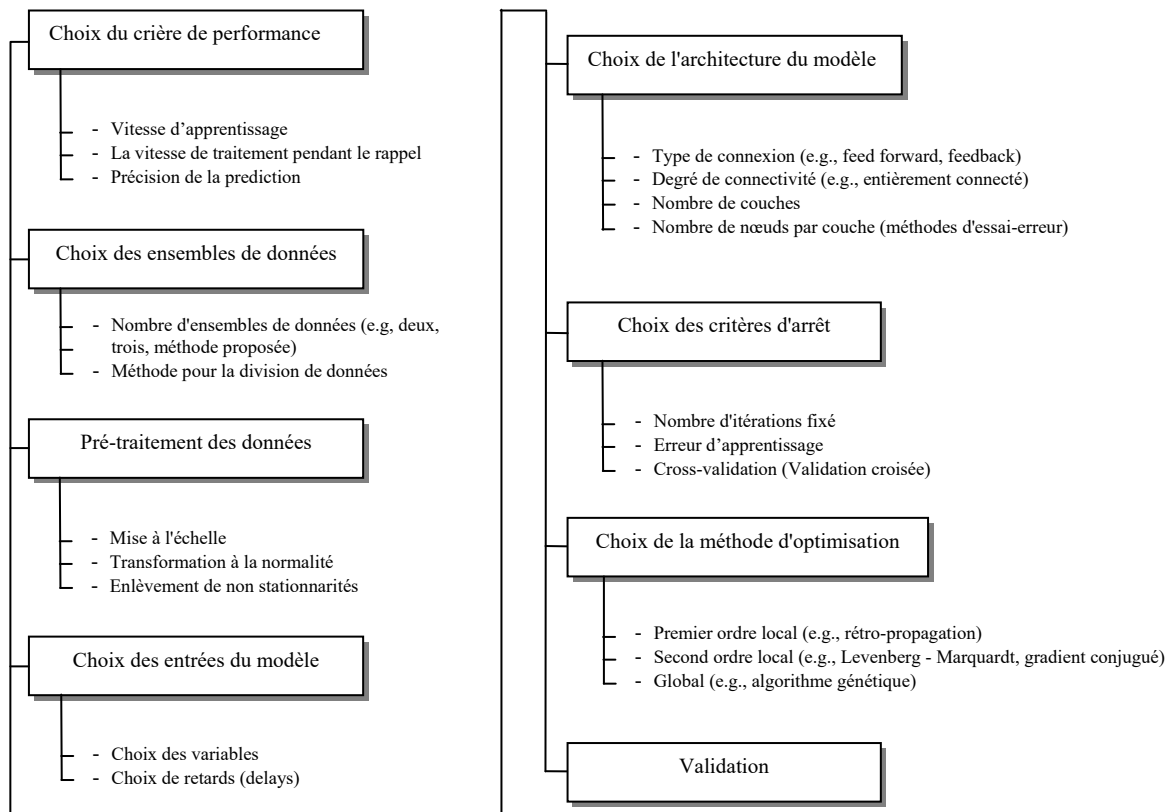


Figure 1.9 Etapes principales dans le développement d'un modèle RN
(Maier et Dandy 2000).

Dans ce sens, Shahin et *al.* (2005) ont proposé une méthode pour tester l'habilité de généralisation des modèles RNAs en effectuant une analyse de sensibilité du modèle pour investiguer la réponse du modèle en changeant ses inputs (entrées). L'habilité est déterminée par la suite en examinant comment les valeurs prédites par le modèle sont en agreement avec les connaissances expérimentales.

Dans ce contexte, la transparence de modèle est considérée parmi ses lacunes. Ainsi, la possibilité de l'extraction de la connaissance ou autrement dit la faisabilité d'interprétation des modèles RNAs et obtenir une forme explicite de l'information est parmi les défis de la modélisation par les RNs. Figure 1.10, montre trois techniques de modélisations, qui sont classées par des couleurs (Giustolisi et *al.* 2007), dans laquelle on distingue trois niveaux d'interprétabilité, la meilleure est lorsque la connaissance physique du phénomène est bien connue. Les modèles classés -White-box- concernent les systèmes basés sur des principes citons les lois physiques, dont la relation entre les variables d'entrées et de celles de sortie est clairement définie.

Dans les modèles classés -Black-box-, la forme de la relation entre les variables du modèle est inconnu à priori et elle doit être estimée. Les RNAs et car ils ne peuvent donner une relation explicite pour interpréter le phénomène physique, font partie de cette classe. La connaissance extraite par les RNAs est stockée sous forme des poids et biais qui sont difficile à interpréter. Dû à la large complexité de la structure du réseau neuronale, les RNAs n'aboutissent pas à avoir une fonction simple reliant les inputs des modèles à leurs outputs. Cette question a été adressée par plusieurs chercheurs. Dans le contexte de l'ingénierie géotechnique, Shahin et *al.* (2002) et Shahin et Jaksa (2005) ont exprimé les résultats des RNAs sous forme des équations mathématiques. Ceci est possible lorsque l'architecture du modèle n'est pas complexe.

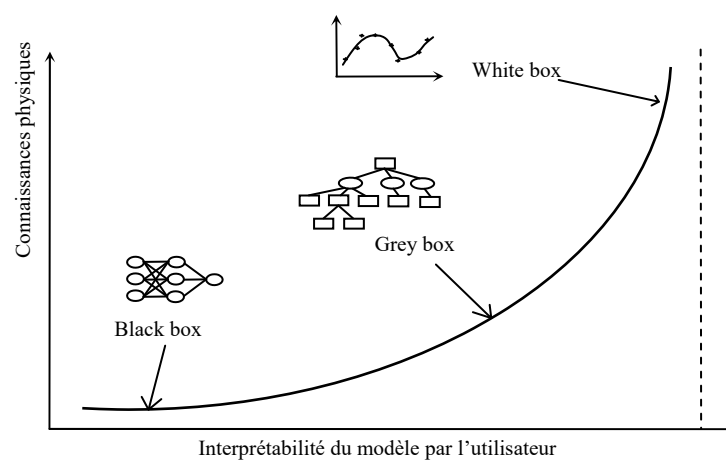


Figure 1.10 Classification graphique des techniques de modélisation (Giustolisi et *al.* 2007).

Peu de chercheurs ont appliqué les techniques Bayésiennes pour entraîner le modèle RNA. Goh et al (2005) a constaté qu'en intégrant la technique bayésienne au sein de l'algorithme de rétropropagation, l'habileté de prédiction s'est élevée, ainsi l'incertitude prédictive du modèle est abaissée. Des travaux récents ont démontré que les réseaux de neurones Bayésiennes fournissent un modèle très satisfaisant dans le domaine de la prédiction (Buntine et Weigend 1991; Kingston et *al.* 2008; Shahin et *al.* 2005).

L'extrapolation par le modèle RNAs est comme connu n'est pas possible (Flood et Kartam 1994 ; Tokar et Johnson 1999). Cette limitation importante dans le fonctionnement des modèles RNA constitue un défi pour les chercheurs. Dans ce sens, peu de travaux ont été effectués. Sudheer et *al.* (2003) ont proposé une méthodologie basée sur la transformation de 'Wilson-Hilferty' qui va permettre au modèle de prédire les valeurs extrêmes en respectant la valeur critique du débit de la rivière ou du lac. Des avancés récentes dans l'application des RNAs dans l'ingénierie géotechnique est de les combiner avec d'autres techniques de l'intelligence artificielle. Citons comme exemple l'incorporation de la logique floue dans les

modèles RNAs. Ce type de modèles utilise la logique floue pour stocker ou conserver la connaissance acquise à partir des variables d'entrées et leur correspondante variable de sortie. Les règles de la linguistique floue peuvent facilement les interpréter. L'application de ces modèles dans l'ingénierie géotechnique incluent les travaux de Ni *et al.* (1996) ; Shahin *et al.* (2003), gokceglu *et al.* (2004) et Padmini *et al.* (2008).

La combinaison de la technique des RNAs avec les programmes génétiques a été abordée et appliquée par plusieurs chercheurs (e.g., Navendra *et al.* 2006; Javadi *et al.* 2006; Feng *et al.* 2006; Alkroosh *et al.* 2008; Alkroosh et Nikraz 2012, Ismail *et al.* 2013; Ahangar-Asr *et al.* 2014). Ces modèles évolués ont permis l'obtention d'une formulation simplifiée de certains problèmes en géotechniques

4. Application des algorithmes génétiques en génie civil

Les algorithmes génétiques (AG) sont des méthodes d'optimisation de fonctions. Ces algorithmes s'inspirent de l'évolution génétique des espèces, schématiquement, ils copient de façon extrêmement simplifiée certains comportements des populations naturelles (Holland 1992). Ils ont été introduits la première fois dans les années 1975 par John Holland en partant des systèmes évolutifs dans son livre *Adaptation in Natural et Artificiel Systems* (Holland 1992). Leur but est obtenir une solution approchée en un temps correct à un problème d'optimisation lorsqu'il n'existe pas (ou qu'on ne connaît pas) de méthode exacte pour le résoudre en un temps raisonnable.

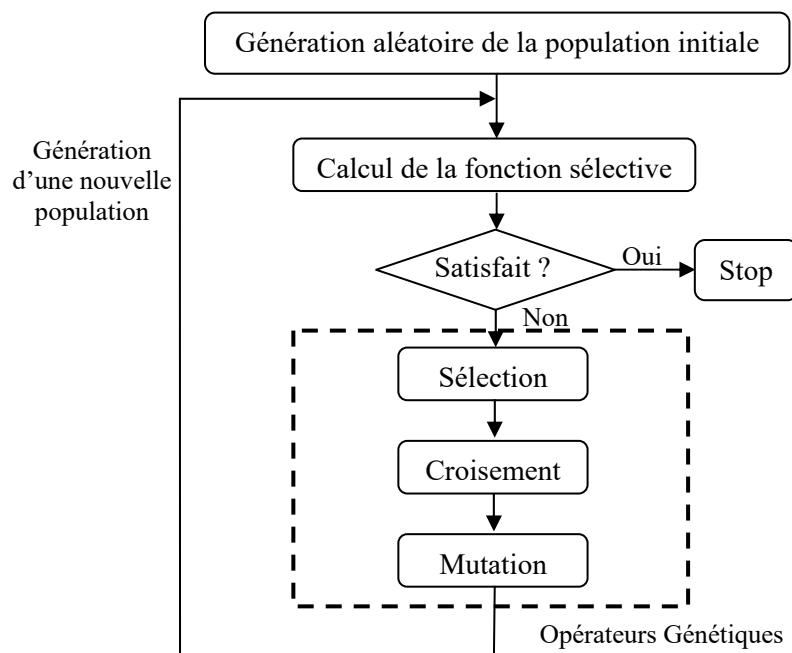


Figure 1.11 Algorithme génétique de base (Boukhatem 2011)

Ainsi, ces techniques reposent sur l'évolution d'une population de solutions qui sous l'action de règles précises optimisent un comportement donné, exprimé sous forme d'une fonction, dite fonction sélective (fonction d'ajustement) ou adaptation à l'environnement (Lutton 1999). Les applications des AGs sont multiples dans les différents domaines de l'ingénierie (Sahab et al. 2005), l'optimisation de fonctions numériques très compliquées, traitement d'image, contrôle de systèmes industriels, apprentissage des réseaux de neurones, l'optimisation des réseaux, des circuits VLSI, etc. La Figure 1.11, illustre les différentes opérations qui interviennent dans un algorithme génétique de base.

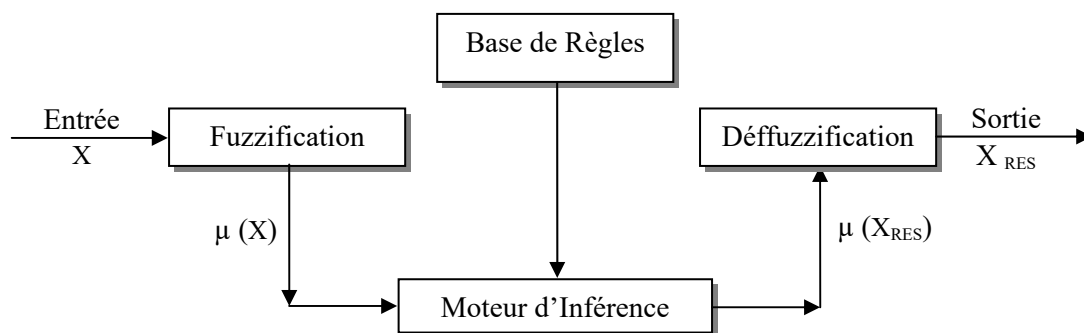
L'approche des algorithmes génétiques a été utilisée avec succès dans plusieurs applications de l'ingénierie. Toutefois, ce n'est que récemment que les AGs ont été utilisés dans les recherches d'optimisation sur le béton. Plusieurs chercheurs se sont intéressés à ces algorithmes et ils ont trouvé que les résultats obtenus en utilisant ces techniques sont favorables avec ceux des autres méthodes, et en bon accord avec les résultats expérimentaux. Nehdi et al. (2007) ont proposé un modèle basé sur la programmation génétique pour le calcul du cisaillement des poutres renforcées par des fibres de carbone. Dans leur application, Castilho et al. (1997) ont utilisé une version modifiée des AGs comme une méthode d'optimisation pour minimiser les coûts de fabrication de poutres en utilisant des poutrelles en béton précontraint. Actuellement, plusieurs chercheurs s'orientent vers l'adoption des approches de l'IA pour la construction de nouveaux systèmes plus sophistiqués par combinaison des ces approches pour former les systèmes intégrés.

5. Application de la logique floue en génie civil

La logique floue est une technique utilisée en intelligence artificielle. Elle s'appuie sur la théorie mathématique des ensembles flous qui a été formalisée par Lotfi Zadeh (1996) en 1965 en vue de pallier les limitations dues aux incertitudes des modèles classiques à équation différentielle. Elle est utilisée dans des domaines aussi variés pour modéliser les connaissances imprécises et incertaines (Yurkovich et Passino 1999). La mise en œuvre d'une commande floue fait apparaître trois grands modules (Figure 1.12). Le premier module traite les entrées du système. Dans ce module, un univers de discours, un partitionnement de cet univers en classes pour chaque entrée, et des fonctions d'appartenance pour chacune de ces entrées sont définis. Cette étape est appelée fuzzification. Le deuxième module consiste en l'application de règles de type «Si...alors...». Ce module est constitué d'une base de règles qui inclue toute les relations floues possibles entre les entrées et les sorties et d'un moteur

d'inférence qui permet le calcul. Le troisième et ce dernier module décrit l'étape de défuzzification qui est la transformation inverse de la première. C'est à dire une conversion des résultats floue aux résultats réels par des méthodes de défuzzification (Boukhtem 2011).

Les premières applications de la logique floue en génie civil ont été réalisées par l'industrie cimentaire pour un contrôle intelligent du broyage des fours de cimenterie (Boukhtem 2011). En outre, des problèmes structurels ont été analysés par des procédures de probabilités de la logique floue comme, la prévision des courbes de contraintes-déformations de béton aux fibres sous compression, et la détection non destructive des défauts dans les structures en béton (Boukhtem 2011). Plusieurs applications ont été faites pour le développement des modèles par la logique floue pour la prévision de la résistance à la compression du ciment (Akkurta et al. 2004). La prévision du module d'élasticité d'un béton ordinaire et d'un béton à haute résistance par la logique floue a été aussi examinée Demir (2005). Par ailleurs, la combinaison des réseaux de neurones artificiels et la logique floue, a été largement utilisé dans de nombreux domaines d'applications. Parmi ces applications, un modèle pour la prévision de la résistance à la compression de bétons contenant des cendres volantes à 7, 28 et 90 jours a été développé (Boukhtem 2011).



Note. X représente le vecteur des entrées, X_{RES} celui des commandes, $\mu(X)$ et $\mu(X_{RES})$ Les fonctions d'appartenances correspondantes.

Figure 1.12 Schéma du système de la logique floue (Boukhatem, 2011).

6. Systèmes experts en géotechnique

L'ingénierie civile n'est pas concernée seulement par les théories classiques et les analyses numériques, mais aussi des idées, des concepts, des jugements, et assez d'expériences qui ne peuvent être présentés numériquement.

L'ingénierie géotechnique fait partie de cette discipline, et elle doit être le champ idéal pour l'application de la technologie de KBSs (Knowledge-based systems), ou un système intégré automatisé basé sur la connaissance qui est un système intelligent automatisé basé sur la connaissance, fournissant la connaissance requise qui est le plus souvent une combinaison de la connaissance heuristique et empirique pour résoudre des problèmes complexes. Il inclut des bases de données, des modèles mathématiques et des simulations, des systèmes intelligents artificiels, des manuels, des normes et codes. Pour qu'un KBS soit opérationnel, il faut définir son but, et déterminer ses utilisateurs prévus, identifier et développer son architecture, développer un modèle d'information, développer un prototype de système, et établir un système de maintenance et des méthodes pour son entretien. Le terme base de connaissances dénote n'importe quelle entité qui contient de la connaissance, y compris les bases de données, les modèles mathématiques et de simulation, etc. Mi et Jieliang (1989) ont développé un KBS pour prédire la valeur du tassement des surfaces et le degré d'endommagement des constructions causées par le bouclier faisant partie de la perceuse utilisée pour creuser les tunnels (Shield driven tunnelling). WADI (Chahine et Janson 1995) est un KBS qui diagnostique les ruptures dans les murs de soutènement. BABE est un KBS développé par Zheng et al (1989) qui propose le type de fondation approprié pour une superstructure spécifique. Wong et al. (1991) ont développé SUPILE, un système qui assiste dans l'évaluation des types de pieux les plus appropriés, et estime la dimension et la longueur nécessaire du pieu.

Partie 2 : Comportement d'un pieu isolé sous chargement axial

1. Introduction

Les fondations profondes, pieux, micropieux et barrettes, présentent des avantages importants pour la construction en génie civil. Ils permettent de profiter des couches résistantes, sur les sites présentant des caractéristiques mécaniques insuffisantes, pour la reprise des efforts transmis par les ouvrages. Ces efforts sont repris par la fondation sous forme de frottement latéral mobilisé le long du fût et de résistance en pointe. Malgré les avancées importantes réalisées dans le domaine, la conception des fondations profondes reste un problème difficile, lié à des mécanismes de comportement complexes et encore assez mal connus. C'est pour cette raison que le dimensionnement des pieux reste encore souvent lié à l'utilisation de méthodes de calcul reposant sur l'expérience (essais de chargement statique, essais pénétrométriques et pressiométriques) ou sur des méthodes empiriques. On présente donc dans la suite certains éléments bibliographiques dont l'étude a été nécessaire pour guider nos travaux. On s'intéressera en particulier aux effets d'installation en mettant l'accent sur le comportement du sol au voisinage du pieu. On citera ensuite quelques méthodes de calcul de la capacité portante des pieux, notamment le calcul du frottement axial et de la résistance en pointe. On se limite dans ce qui suit aux cas des pieux installés dans des sols pulvérulents et chargés axialement.

2. Installation d'un pieu isolé

2.1. Effets d'installation d'un pieu

La méthode d'installation d'un pieu peut avoir un effet très important sur le sol pulvérulent au voisinage du pieu (déformations, déplacement, densification) et sur la réponse mécanique du pieu (capacité portante). L'impossibilité de visualisations en grandeur nature a orienté les travaux de recherche dans ce domaine vers des visualisations en laboratoire sur modèles réduits. Lors du fonçage de pieux modèles, plusieurs auteurs ont affirmé que la zone d'influence autour du modèle augmente avec la densité (Vesic 1977, Sid Ahmed 1989). Par ailleurs, d'autres auteurs ont aussi remarqué en plus des déplacements importants et du compactage du sol pulvérulent en dessous de la pointe, des déplacements du sol à proximité du fût. Le mouvement des grains est quantifiable jusqu'à une distance de 3 à 4 diamètres dans la direction latérale et de 2,5 à 3,5 diamètres en dessous de la pointe (Robinsky et Morisson 1964, Said 2006). Dans ce cadre, Shakhirev et *al.* (1996) ont mis en évidence, à proximité du

fût d'un pieu modèle foncé, des zones où les déplacements du sol pulvérulent sont dirigés vers le bas (zone compactée qui augmente avec la profondeur) et plus loin des zones où les déplacements du sol sont dirigés vers le haut (zone d'inversion des déplacements verticaux et de refoulement du sol). De plus, les déplacements horizontaux du sol entraînent également la formation d'une zone comprimée qui est semblable à la zone comprimée dans la direction verticale (Figure 1.13). Quant aux contraintes de compression étudiées par l'intermédiaire de l'examen des zones de déformation, elles apparaissent tant au niveau du fût qu'en dessous de la pointe verticalement ou horizontalement. Pour le comportement du massif à l'interface du point de vue déplacement, un entraînement vers le bas du matériau situé au voisinage de l'interface est observé. Il est cependant difficile de tirer des conclusions en ce qui concerne le comportement de l'interface face à ces grands déplacements. Récemment, White et Bolton (2004) ont donné plus de détails sur les zones de déformations autour du pieu lors de son fonçage en chambre d'étalonnage. La technique de mesure des déformations est basée sur un matériel d'imagerie sophistiqué. L'analyse a montré que la forme du trajet de déformation révèle une compression verticale élevée sous la pointe suivie d'une compression horizontale lorsque le sol migre vers le fût du pieu (Said 2009).

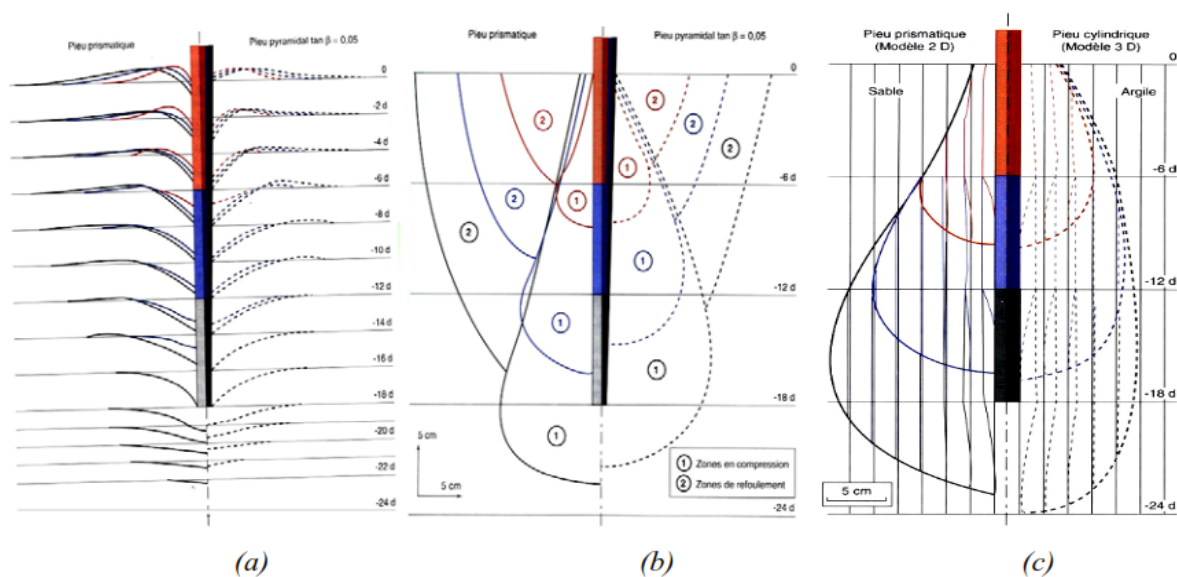


Figure 1.13 Zones de déformation du sol lors du fonçage de modèles de pieux dans du sable
 (a) déplacements verticaux (b) zone de sol compactée et refoulée (c) déplacements horizontaux (Said 2006)

L'influence du mode d'installation sur la réponse mécanique du pieu a été étudiée par plusieurs auteurs (Foray et al. 1989, De Gennaro 1999). Ces auteurs ont présenté les résultats montrant l'effet de la mise en place sur la capacité portante des pieux modèles testés en chambre d'étalonnage dans les sables. Foray et al. (1989) constatent que la mise en place par

moulage (par rapport à celle par fonçage et battage) mobilise le moins de résistance. Flemming et al. (1992) ont estimé le frottement mobilisé par un pieu foré à 70% de celui mobilisé par un pieu battu. De Gennaro (1999) a comparé les réponses de pieux modèles foncés à différentes contraintes de confinement à celles d'un pieu modèle moulé. Il a constaté que le pieu moulé mobilise moins de résistance en pointe et de frottement latéral et une réduction des valeurs de charge limite en tête d'environ 50% du pieu moulé par rapport au pieu foncé (Said 2006).

3. Comportement des pieux chargés axialement

La capacité portante s'écrit dans le cas des pieux qui travaillent en compression :

$$Q_t = Q_p + Q_s \quad [1.1]$$

La mobilisation des charges totale Q_t , de frottement Q_s et la résistance en pointe Q_p en fonction du tassement des pieux est donnée sur la Figure 1.14b où le poids du pieu est négligé. Dans la suite, on considère le frottement positif lorsque la contrainte de cisaillement est dirigée vers le haut (Figure 1.14).

On s'intéresse ici aux paramètres influençant le frottement axial Q_s et la résistance en pointe Q_p . Plus particulièrement, on discute de l'effet de la densité du massif, de la rugosité du et en pointe pieu sur la mobilisation du frottement axial et la résistance en pointe au cours du chargement du pieu.

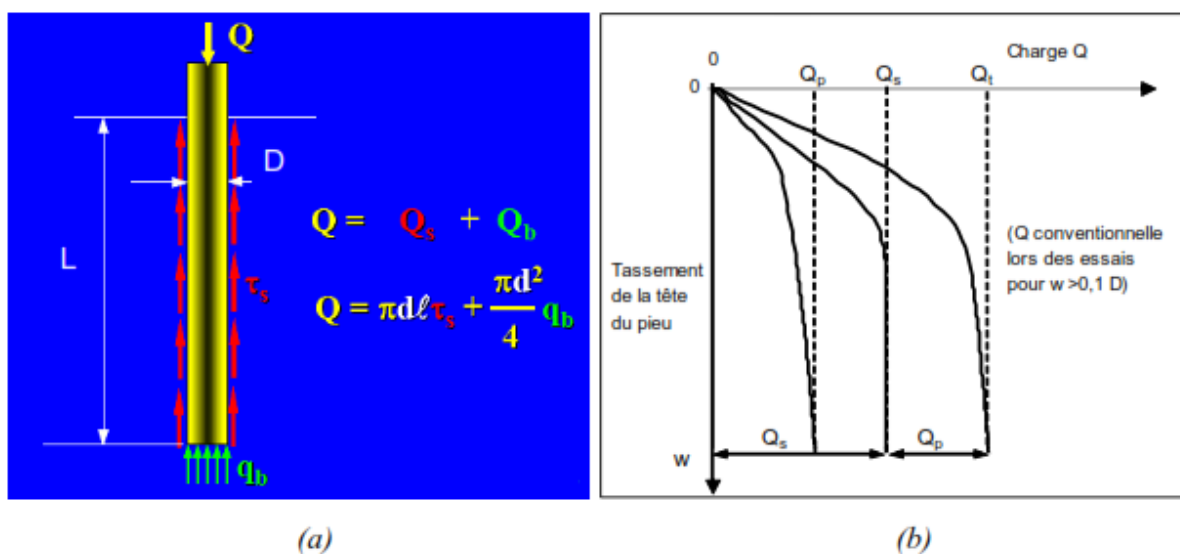


Figure 1.14 (a) Capacité portante d'un pieu en compression **(b)** Mobilisation des charges d'un pieu chargé axialement (Said 2006).

3.1. Densité du massif

La plupart des auteurs ont évalué l'influence de la densité initiale du sable par l'évolution du coefficient de poussée des terres K et donc des contraintes normales à l'interface (API 1989). Le tableau suivant (Tableau 1.4) résume l'évolution de K en fonction de la densité. A noter que parfois certains auteurs donnent l'effet combiné entre la densité du sable, le mode d'installation et la rugosité du pieu.

Tableau 1.4 Influence de la densité du massif sur le coefficient de pression des terres

(Said 2006)

	Type de pieu	K (Sable lâche)	K(Sable dense)
FOND (1972)	Pieu en acier	0,5	1
	Pieu béton rugueux	1	2
	Pieu béton lisse	0,5	1
	Pieu bois conique	1,5	4
Puech et al. (1979)	Type de pieu	K ($D_r = 20\%$)	K ($D_r = 70\%$)
	Pieu modèle moulé	1,5	3,8
Eissautier (1986)	Type de pieu	K ($D_r < 30\%$)	K ($D_r > 70\%$)
	Pieu battu	2 à 3	2 à 3
	Pieu foré	0,75 à 1,5	1 à 2

3.2. Etat de surface des inclusions

L'état de rugosité du pieu a un effet non négligeable sur le comportement en frottement. Une surface du pieu plus rugueuse (striée) conduit à en une courbe de cisaillement avec pic, supérieure à la courbe correspondante avec une surface lisse (Figure 1.15).

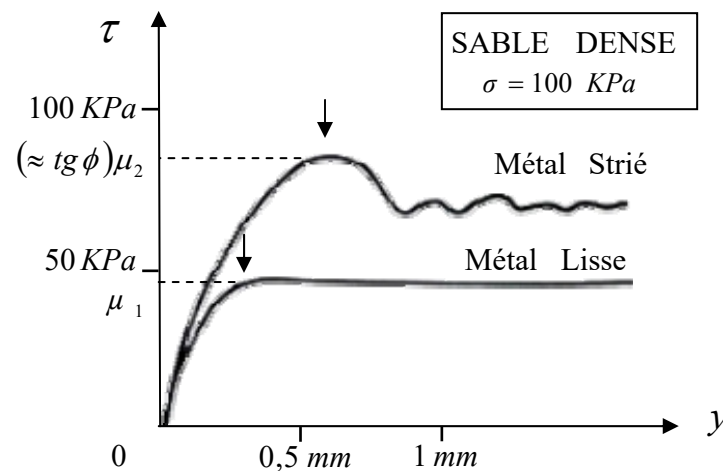


Figure 1.15 Effet de la rugosité de l'inclusion : Comparaison des courbes de mobilisation frottement-déplacement (Said 2006)

4. Conception des pieux basée sur les résultats de l'essai SPT

4.1. Généralités

En général l'application des tests des essais in situ est faite à travers:

- (1) Les méthodes indirectes, ou
- (2) Les méthodes directes

Les méthodes indirectes nécessitent l'évaluation des paramètres caractéristiques du sol, comme l'angle du frottement interne et la contrainte de cisaillement non drainée à partir des résultats des essais in situ. Cela nécessite la considération des valeurs limites pour ce problème compliqué (Campanella et al. 1989). Dans l'autre main, avec les méthodes directes, on peut se servir des résultats des mesures à partir des essais in situ pour l'analyse et la conception des fondations sans l'évaluation des paramètres caractéristiques du sol. L'application des méthodes directes pour l'analyse et la conception des fondations est cependant basée sur des corrélations empiriques ou semi empirique. Figure 1.16, montre quelques exemples des méthodes valables pour des approches directes et indirectes dans des différentes applications.

Les méthodes indirectes pour la conception des pieux incluent : Vesic 1977; Coyle et Castello 1981 et Burland 1973 pour les sols pulvérulents, et celles de Bowles 1988 ; Tomlinson 1971; Burland 1973 pour les sols cohérents. La plupart des méthodes indirectes définissent les facteurs de corrélation entre l'état de contrainte et la résistance en pointe et celle le long du fut du pieu en se basant sur les paramètres du sol.

Les méthodes directes se basent essentiellement sur l'essai de pénétration standard (SPT) et l'essai de pénétromètre statique (CPT). L'essai SPT est largement utilisé dans la conception des fondations profondes. Le but principal de ce qui suit se focalise sur l'estimation des deux termes de résistances de la capacité portantes (celle à la base du pieu et l'autre le long de fut) d'un pieu chargé axialement en se référant aux méthodes directes basées sur le SPT, suivie d'une évaluation de la qualité prédictive de ces méthodes.

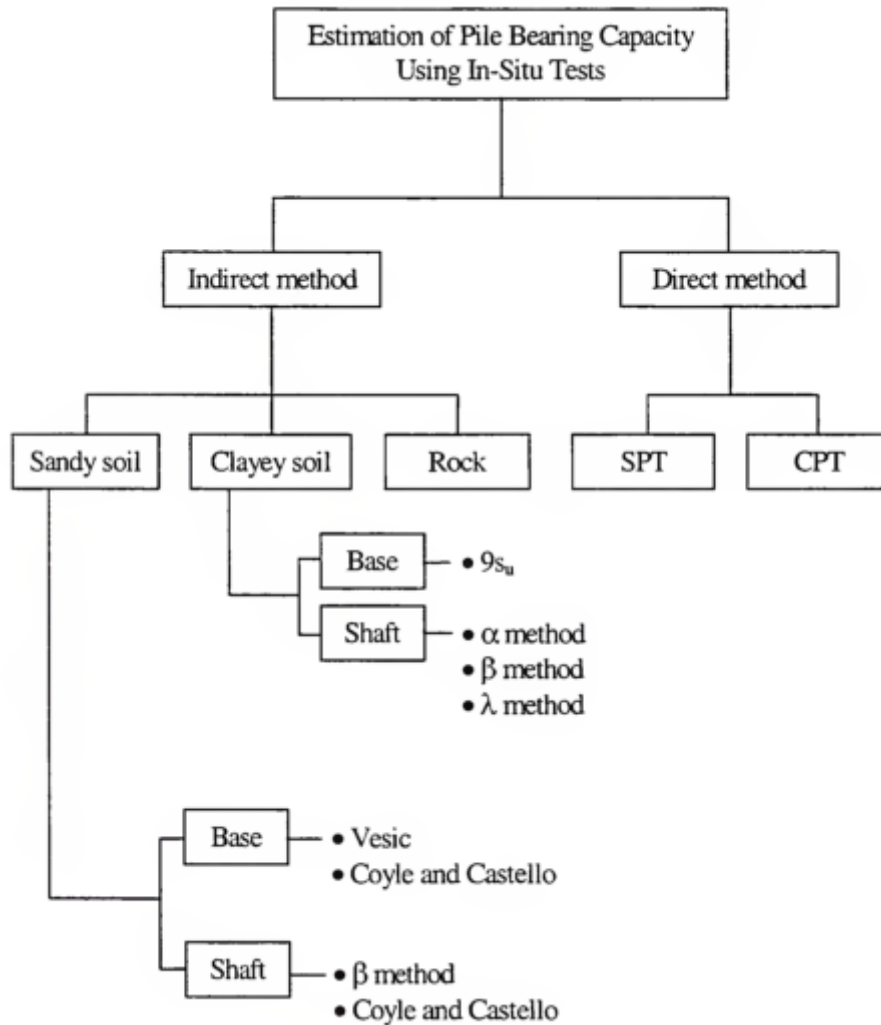


Figure 1.16 Exemples des méthodes pour l'estimation de la capacité portante du pieu (Salgado and Lee 1999)

4.2. Estimation de la capacité portante du pieu basée sur les résultats de l'essai SPT

Dans cette partie, les méthodes existantes de calcul de la capacité portante des pieux basées sur le SPT seront examinées. Dans la plupart des méthodes basées sur le SPT, la capacité axiale des pieux est définie en termes de nombre de coups, ainsi des paramètres de corrélations. Ces relations ont typiquement la forme suivante (Bandini et Salgado 1998):

$$q_b = K_b \cdot N_b \quad [1.1]$$

$$q_s = \sum K_{si} \cdot N_{si} \quad [1.2]$$

Aussi, API (2008) adopte ces méthodes pour la prédiction de la capacité ultime des pieux tuyaux.

Où: q_b est la résistance en pointe de pieu, K_b est le facteur convertisseur du nombre de coups à la résistance en pointe, q_s est la résistance le long de fut (due au frottement latéral), K_s est le facteur de conversion du nombre de coups à la résistance latérale (frottement latéral), N_s est le nombre de coups représentatif de la valeur de N le long du fut dans la couche i.

4.2.1. La méthode de Meyerhof

Meyerhof (1976,1983) a proposé les expressions suivantes pour la résistance en pointe à partir de l'essai SPT pour les sables et les graviers:

$$q_b = 0.4.N_{1,60} \cdot D / B \cdot P_a \leq 4.N_{1,60} \cdot P_a \quad [1.3]$$

Où: $N_{1,60}$ est le nombre de coups moyen corrigé de l'effet de la pression des terres et de l'effet de la procédure du test et s'arrange entre 8 fois le diamètre au dessus de la pointe et 4 fois le diamètre au dessous, B est le diamètre du pieu, D est l'ancrage du pieu, P_a est la pression de référence = 100 KPa.

Les limites supérieures de la résistance en pointe données par l'équation [1.3] sont souvent appliquées dans le cas où $D/B \geq 10$ pour les sables et les graviers. Pour les diamètres des pieux rangés entre $0,5 < B/Br < 2$, OÙ: Br: longueur de référence = 1m, q_b est réduite en utilisant le facteur rb comme suite:

$$rb = \frac{B + 0,5.Br}{2} \cdot B \leq 1 \quad [1.4]$$

Où: n=1, 2 or 3 pour respectivement, un sable lâche, moyen ou dense. Meyerhof (1976,1983) a aussi proposé l'expression de la résistance le long de fut pour les pieux à grand et à faible déplacement

Pour les pieux à faible déplacement dans des sols non cohérents

$$q_s = N_{60} \cdot \frac{P_a}{100} \quad [1.5]$$

Pour les pieux à large déplacement dans des sols non cohérents

$$q_s = N_{60} \cdot \frac{Pa}{50} \quad [1.6]$$

Où: N_{60} est le nombre de coups corrigé de l'effet de la procédure du test seulement

Notant que, la méthode de Meyerhof ne prend pas en considération l'effet de ces deux types d'installation du pieu (large et faible déplacement) sur la résistance en pointe. Paik et Salgado (2003) ont conduit une étude sur deux pieux tuyaux dans le sable, ont les mêmes dimensions l'un sa base est ouverte (faible déplacement), l'autre à base fermée (large déplacement). Ils ont constaté que la résistance en pointe des deux pieux est différente. Meyerhof ne fait intervenir aucun critère pour interpréter la charge ultime, mais il donne une spécification de la zone de rupture. Par conséquent, une étude est menée par Shariatmadari *etal.* (2008) a montré que la méthode de Meyerhof donne des valeurs de prédictions raisonnables.

4.2.2. Le manuel canadien de l'ingénierie des fondations

Le manuel canadien de l'ingénierie des fondations dans sa 4^{ème} édition et après révision a suggéré :

$$Q_{ult} = m \cdot N \cdot A_t + n \cdot \bar{N} \cdot A_s \quad [1.7]$$

Où: Q_{ult} est la capacité axiale ultime du pieu dans un sol granulaire en KN, m est un facteur empirique (égale à 400 KPa pour les pieux battus et 120 KPa pour les pieux forés), N is SPT est le nombre de coups à la base de pieu, n est un coefficient empirique (égale à 2 KPa pour les pieux battus, et 1 KPa pour les pieux forés), A_t est la surface transversale à la base du pieu en m^2 , A_s : la surface latérale du pieu en m^2 , \bar{N} le nombre de coups moyen à la base de pieu, corrigé par l'expression $CN \cdot N$ dans laquelle,

$$CN = 0,77 \cdot \log_{10} \left(\frac{2000}{\sigma'_v} \right), \quad \sigma'_v \geq 25 \text{ KPa}, \quad \sigma'_v \text{ en Kpa} \quad [1.8]$$

Aucune spécification introduites dans la formulation qui fait apparaitre les deux modes d'installations (large et faible déplacement) et ne fait intervenir aucun critère pour interpréter la charge ultime ainsi la zone de rupture.

4.2.3. Laméthode d'Aoki et Velloso

Aoki et Velloso (1975) ont proposé la formule suivante pour des types de sols et pieux,

$$q_{si} = N_{si} \cdot Pa \cdot \alpha \cdot \frac{K}{F_2} \quad [1.9]$$

$$q_b = Nb \cdot Pa \cdot K / F_1 \quad [1.10]$$

Où: K est un facteur empirique en fonction du type de sol, F_1 et F_2 sont des facteurs empiriques en fonction du type de pieu, α est le facteur de la résistance au frottement latéral dépendant du type de sol, Nb est la moyenne de trois valeurs de N_{SPT} au voisinage de la pointe du pieu, N_s est la valeur moyenne de N_{SPT} le long du fut du pieu dans la couche i , en exclus ceux utilisés pour calculer Nb . les valeurs de K , α , et F_1, F_2 sont en Tableau 1.5 (a et b).

Tableau 1.5(a) Valeurs de K et α , pour les différents types de sols (Salgado et Lee 1999)

Type de sol	K	α (%)
Sable	10,0	1,4
Sable limoneux	8,0	2,0
Sable limoneux argileux	7,0	2,4
Sable argileux	6,0	3,0
Sable argileux limoneux	5,0	2,8
Limon	4,0	3,0
Limon sableux	5,5	2,2
Limon sableux argileux	4,5	2,8
Limon argileux	2,3	3,4
Limon argileux sableux	2,5	3,0
Argile	2,0	6,0
Argile sableuse	3,5	2,4
Argile limoneuse sableuse	3,0	2,8
Argile limoneuse	2,2	4,0
Argile sableuse limoneuse	3,3	3,0

Tableau 1.5(b) Valeurs de F_1, F_2 pour les différents types de pieux (Salgado et Lee 1999)

Types de pieux	F_1	F_2
Pieux Franki	2,50	5,0
Pieux métalliques	1,75	3,5
Pieux en béton précontraints	1,75	3,5
Pieux forés	3,0 – 3,50	6,0 – 7,0

L'utilisation l'essai SPT dans l'argile n'est pas conseillée. Les auteurs ont adopté le critère de rupture de Vander Veen pour interpréter la charge ultime. La zone de rupture n'est pas spécifiée. Ces facteurs peuvent conduire à des valeurs inadéquates.

4.2.4. La méthode de Briaud et Tucker

Briaud et Tucker (1984) ont développé une méthode pour la détermination de la résistance en pointe du pieu et le long du fut. Une variation hyperbolique est adoptée pour les deux résistances en fonction du tassement du pieu comme présentés ci-dessous :

$$q_b = q_{res} + \frac{S}{\frac{1}{k_p} + \frac{S}{q_{s \max} - q_{res}}} \quad [1.11]$$

$$q_s = \frac{S}{\frac{1}{k_r} + \frac{S}{q_{s \max} - q_{sres}}} \quad [1.12]$$

Où,

$$k_p = 18684 N_{pt}^{0,0065 \frac{Pa}{Br}} \quad [1.13]$$

$$q_{\max} = 19,75 \cdot N_{pt}^{0,36} \quad [1.14]$$

$$q_{res} = 5,57 \cdot L \cdot \Omega \cdot Pa \quad [1.15]$$

$$k_r = 200 \cdot N_{side}^{0,27} \quad [1.16]$$

Où: B est la longueur de référence et égale à 1m, L est la longueur du pieu, N_{SPT} est le nombre de coups moyen non corrigé dans une zone qui s'arrange entre 4 fois le diamètre au dessous de la base de pieu et 4 fois le diamètres au dessus, N_{side} est le nombre de coups moyen corrigé le long du fut. Ces expressions sont valables pour les pieux battus.

Cette méthode adopte le critère de rupture énonçant que la charge de rupture correspond à un tassement de 1/10 du diamètre du pieu. Une zone de rupture est définie par les auteurs. L'étude de Shariatmadari et al (2008) a montré aussi que la méthode de Briaud et Tucker donne des valeurs acceptables.

4.2.5. La méthode de Robert

Robert (1997) a proposé les formules suivantes :

$$\begin{array}{ll} \text{Pour les pieux battus} & \text{Pour les pieux forés} \\ q_b = 1,9 \cdot Pa \cdot N_{1,60} & q_b = 1,15 \cdot Pa \cdot N_{1,60} \end{array} \quad [1.17]$$

$$q_s = \frac{1,9}{1000} \cdot Pa \cdot \bar{N} \quad q_s = \frac{1,9}{1000} \cdot Pa \cdot \bar{N} \quad [1.18]$$

Où: \bar{N} est le nombre de coups moyen le long du pieu, $N_{1,60}$ est le nombre de coups à la base du pieu, notant que N est corrigé des effets dues aux pressions des terres.

La méthode de Robert ne spécifie aucun critère ou zone de rupture. C'est une formule générale proposée par l'auteur pour n'importe quel pieu ancré dans n'importe quel type de sol.

4.2.6. La méthode de PHRI Standard (1980)

Elle suggère les relations empiriques suivantes :

$$q_b = 4 \cdot Pa \cdot N_{spt} \quad [1.19]$$

$$q_s = \frac{2}{1000} \cdot Pa \cdot \bar{N} \quad [1.20]$$

Où: \bar{N} est le nombre de coups moyen le long du pieu, N_{spt} est le nombre de coups au voisinage de la base d pieu. Notant que N est corrigé des effets des nappes d'eaux. Cette méthode s'intéresse aux pieux battus.

4.2.7. La méthode de Shioi et Fukui

Shioi et Fukui (1982) ont suggéré les expressions suivantes

$$\begin{array}{ll} \text{Pour les pieux battus} & \text{Pour les pieux forés} \\ q_b = 3 \cdot Pa \cdot N_b & q_b = 1 \cdot Pa \cdot N_b \end{array} \quad [1.21]$$

$$q_s = \frac{2}{1000} Pa \cdot \bar{N} \quad q_s = \frac{1}{1000} Pa \cdot \bar{N} \quad [1.22]$$

Où: \bar{N} est le nombre de coups moyen le long du pieu, N_b est le nombre de coups à la base du pieu.

Shioi et Fukui ne considèrent ni une zone de rupture ni un critère de rupture. La résistance en pointe du pieu est fortement affectée par cette zone. Par conséquent, les erreurs induites vont conduire à des valeurs de capacités non raisonnables.

4.2.8. La méthode de Reese et O'Neill

La méthode s'intéresse aux pieux forés. Reese et O'Neill (1989) ont suggéré l'expression suivante:

$$q_b = 0,6.P_a.N_b \quad [1.23]$$

$$q_s = \frac{3,3}{1000} P_a.\bar{N} \quad [1.24]$$

Où: \bar{N} est le nombre de coups moyen le long du pieu, N_b est le nombre de coups moyen sur une distance de deux fois le diamètre au dessous de la pointe du pieu.

4.2.9. La méthode de Bazaraa et kurkur

Bazaraa et Kurkur (1989) ont proposé pour les pieux forés, l'expression suivante:

$$q_b = 1,35.P_a.N_b \quad [1.25]$$

$$q_s = \frac{0,67}{1000} P_a.\bar{N} \quad [1.26]$$

Où: \bar{N} est le nombre de coups moyen le long du pieu, N_b est le nombre de coups moyen sur une distance de 3,75 fois le diamètre au dessus de la pointe du pieu et 1 fois le diamètre au dessous.

En conclusion, les insuffisances déduites de ces méthodes sont résumés comme suite : La plupart des méthodes citées ci-dessus ignorent la pression des eaux générées pendant le test, le problème est persistant lorsqu'il s'agit des sols peu ou non perméables comme les argiles. L'essai SPT est généralement recommandé dans les sols sableux ou les sols non cohérents.

Toutes les méthodes soient elles spécifient une zone de rupture limité ou elles ne la prennent pas en considération. Ce facteur affecte fortement les capacités calculées, cedernier point doit être analysé attentivement.

Dans toutes les méthodes basées sur l'essai SPT la moyenne calculée est arithmétique, alors que la courbe de variations de N peut contenir des pics et des creux qui peuvent ramener à des fausses interprétations. Une étude a été menée par Eslami et Fellenius (1997), a montré que l'adoption de la moyenne arithmétique est loin d'être représentative du cas réel de l'état du sol le long de fut du pieu ou au voisinage de la pointe.

L'évaluation prédictive des méthodes de calcul de la capacité portante des pieux est un point complément à ce qui a été déjà évoqué dans la section précédente. Delà, on a jugé intéressant de mener cette étape. Avant d'entamer le problème proprement dit, il s'est avéré indispensable de faire un saut sur les principes de base des procédures utilisées en statistiques ainsi la formalisation de la notion de modèles statistiques, qui fera l'objet et le but de ce qui suit.

5. Les statistiques et probabilités en mécanique de sol

Le développement des méthodes statistiques et probabilistes en mécanique des sols est donc dû :

- D'une part au besoin ressenti par les géotechniciens de résoudre les problèmes posés par l'influence de la dispersion des caractéristiques des sols sur le calcul des ouvrages;
- D'autre part au désir des spécialistes des statistiques et de probabilités de trouver de nouvelles applications concrètes à leurs travaux théoriques.

A l'origine, l'utilisation des méthodes statistiques a voulu satisfaire aux deux objectifs suivants :

- Caractériser la variabilité naturelle des sols pour l'introduire dans les schémas de calcul classiques des fondations des ouvrages. Comme il est impossible de déterminer en tout point les propriétés d'un sol sur le site d'un projet, l'ingénieur doit choisir des valeurs (moyennes par exemple) représentatives de ces propriétés. Le choix de ces valeurs conditionnant fortement la confiance que l'on peut accorder aux calculs, le premier but a été donc de contrôler la fiabilité des données et d'estimer la précision des résultats.
- Augmenter l'efficacité de la reconnaissance géotechnique. Celle-ci étant budgétairement limitée, il paraît important de l'optimiser en jouant par exemple sur le type, le nombre et la position des sondages. Pour cela on a cherché à utiliser au mieux

les corrélations existantes entre les différentes propriétés des sols. Cette démarche est particulièrement intéressante car les méthodes de détermination de ces propriétés sont plus ou moins longs et complexes (Abdul Baki et *al.* 1993)

Ces études statistiques présentent donc un intérêt pratique certains, mais elles ne doivent pas constituer une fin en soi, leur emploi doit avoir comme but de mieux définir les hypothèses de calcul déterministes. Des méthodes de calcul probabiliste ont également été développées. Ces méthodes, en tenant compte de l'influence de la variabilité des paramètres, permettent de présenter les résultats des calculs sous forme d'une valeur moyenne et d'une incertitude ou mieux encore d'une distribution de probabilité des déplacements et d'une probabilité de rupture.

Le domaine d'application actuel des méthodes statistiques et probabilistes est donc assez vaste mais il reste encore des techniques d'analyse inexploitées ou en cours d'étude. Cependant nous donnerons en guise de conclusion une liste, déjà assez longue, établie par Magnan en 1983, des principaux secteurs de l'activité du géotechnicien pouvant bénéficier de l'apport de ces méthodes :

A. Au stade de la reconnaissance géotechnique

- Choix du nombre et de l'implantation des sondages ;
- Choix des types de sondage et d'essais (utilisation de corrélations) ;
- Mise en forme des résultats et préparation de coupes géotechniques pour les calculs.

B. Au stade de calcul des ouvrages

- Calcul de la stabilité de l'ouvrage en termes de probabilité de rupture ;
- Calcul de la distribution de la probabilité (ou de la valeur moyenne de l'incertitude) pour les déformations des sols de fondations au cours du temps.
- Détection des points faibles dans les ouvrages complexes (zones de plus grand risque dans un barrage, ouvrage le plus critique dans un ensemble d'ouvrages de soutènement en zone instable.

C. Au stade de contrôle sur l'ouvrage réalisé

- Détermination des zones où l'incertitude est maximale et où il faut placer l'instrumentation ;
- Contrôle de la qualité des travaux, etc.

L'auteur de la même référence précise toutefois que si de nombreux travaux ont déjà été consacrés à ces différents problèmes, on doit constater qu'aucun d'entre eux n'a encore été réglé de façon définitive même si d'énormes ont été faits. La variabilité naturelle des sols constitue le phénomène d'origine d'un grand nombre d'erreurs et d'incertitudes dans les calculs, elle possède une importance capitale. Nous consacrons la suite de ce rapport bibliographique aux techniques statistiques et probabilistes

5.1. Apport des statistiques et probabilités en mécanique de sol

5.1.1. Méthodes d'analyse:

L'étude d'un sol passe par la collecte de données numériques. La statistique permet de traduire ces valeurs numériques en informations utiles pour la réalisation du projet investi. La méthode statistique comporte les étapes suivantes :

- La statistique descriptive qui est un ensemble des méthodes permettant d'analyser les données à partir de paramètres et de graphes.
- Les modèles statistiques qui permettent d'ajuster les résultats recueillis sur un échantillon à des lois de probabilité afin de faire des prévisions et des interpolations sur la population. Cette statistique est basée sur la recherche d'un échantillon qui représente les données géotechniques. C'est-à-dire, il représente le mieux possible la diversité de la population entière.

5.1.1.1. Statistique descriptive

L'ensemble d'individus sur lequel on effectue une analyse statistique est dit population. Le nombre d'individus est l'effectif de la population. L'échantillon est l'ensemble d'individus prélevés dans une population déterminée pour l'étude demandée. La caractéristique étudiée est dite caractère ou variable statistique. On distingue les caractères qualitatifs et les caractères quantitatifs qui peuvent être discrets ou continus. Les informations recueillies peuvent être résumés dans des tableaux statistiques. Pour un caractère discret, à chaque valeur

observée x_i est affecté un effectif n_i ou une fréquence f_i qui désignent respectivement le nombre ou le pourcentage d'apparition de la valeur observée. Pour un caractère continu, l'effectif n_i ou une fréquence f_i sont associés à des classes d'intervalles. Un tableau peut être présenté par des graphes, citons à titre d'exemple:

- Diagramme en bâtons: il représente les effectifs ou fréquences associées aux valeurs observées.
- Les histogrammes: représente le nombre d'effectif pour des intervalles de paramètres observés.

En plus des représentations graphiques l'étude peut être complétée par des paramètres statistiques :

- Les paramètres de position rendent compte de l'ordre de grandeur de l'ensemble des observations. Parmi ces derniers, on a la moyenne (dite aussi espérance mathématique), la médiane et le mode. Ils permettent aussi de localiser la (ou les) zone(s) des fréquences maximums.
- Les paramètres de dispersion se rapportent aux écarts entre les valeurs observées comme la variance, l'écart type (dit aussi moyenne quadratique) et les moments statistiques. L'histogramme, ou le diagramme, des fréquences donnent une idée sur la dispersion des données autour de la moyenne.
 - Les paramètres de forme comme les coefficients de variation (C_v), d'asymétrie et d'aplatissement (β_2) donnent une idée sur la régularité des observations ainsi que sur les zones de forte ou faible fréquence.

Lois de distribution statistique :

Une loi de probabilité est donnée par une fdp (fonction de densité de probabilité), $f(x)$, et une fonction de répartition $F(t)$. La fonction f doit être positive ou nulle et d'intégral égale à 1

$$f(x) \geq 0 \text{ et } \int_{-\infty}^{+\infty} f(x) dx = 1 \tag{1.27}$$

La probabilité de non dépassement est donnée par :

$$F(t) = \text{prob} (x \leq t) = \int_{-\infty}^t f(x) dx \tag{1.28}$$

Parmi les lois de probabilité on distingue celles associées aux caractères discrets tels que :

- Loi uniforme,
- Loi de Bernoulli,
- Loi binomial,
- Loi binomial négative,
- Loi de poisson,
- Loi géométrique,

Les caractères continus suivent les lois suivantes :

- Loi uniforme,
- Loi normale ou loi de Laplace-Gauss
- Loi normale réduite,

Les lois déduites de la loi normale sont:

- Loi du χ^2 de Pearson
- Loi de Student
- Loi de Fisher-Snedécor

Selon Abdul Baki et al. (1993), les lois les plus utilisées en mécanique des sols sont la loi normale et la loi bêta. On les applique aussi au logarithme et inverse du paramètre étudié.

La loi normale

Elle est dite aussi loi de Laplace-Gauss. Elle est définie par deux paramètres m et s qui désignent, l'espérance mathématique (moyenne) et l'écart type. La Fdp est donnée par :

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-m)^2}{2\sigma^2}} \quad [1.29]$$

La fonction est symétrique et se présente sous forme de cloche ayant pour coefficient d'asymétrie et d'aplatissement $\beta_1 = 0$ et $\beta_2 = 3$. C'est une loi de référence dite loi centrale.

La loi Log-Normale:

Une variable aléatoire X suit une loi log-normale quand son logarithme suit une loi normale. C'est à dire que : $Y = \text{Ln } X$ suit une loi Normale. La fdp s'écrit :

$$f(x) = \frac{1}{x} \frac{1}{\beta \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(x) - \alpha}{\beta} \right)^2} \quad [1.30]$$

Où, α et β sont respectivement l'espérance et l'écart type de la variable $Y = \text{Ln}(x)$

5.1.1.2. Statistique pour un caractère bi varié (régression et corrélation) :

Les paramètres étudiés peuvent être mixtes. Dans le cas de caractère bivariée, la variable statistique à deux dimensions est une variable composée de deux variables statistiques à une dimension, dont l'une est explicative et l'autre est expliquée et qui se présente par un tableau à double entrée appelé tableau de contingence. Lorsqu'on a deux grandeurs statistiques X et Y , on a pour objectif :

- D'analyser la liaison et voir s'il existe une relation entre X et Y . l'analyse se fait en général par un nuage de n points définie par $\{(x_i, y_i); 1 \leq i \leq n\}$, cette analyse graphique permet de comprendre les différentes caractéristiques énumérées ci-dessous:
- Situer les proximités entre les individus,
- Etudier la forme globale des points,
- Voir, s'il existe une forme de liaison ou de régularité,
- Détecter visuellement les points qui s'écartent des autres.
- Définir la forme de la relation entre X et Y . La relation peut être Linéaire positive, linéaire négative comme on peut avoir des liaisons monotones nonlinéaire, liaisons non-linéaires et non-monotones ou absence de liaison.
- Quantifier l'intensité de la liaison.

Droite de corrélation

Lorsqu'on a un nuage de point qui présente une tendance linéaire, on cherche la meilleure droite qui passe le plus proche possible des points expérimentaux. La droite est représentée de telle manière à minimiser les erreurs e_i qui présentent les distances entre les points et la droite, cette dernière est nommée droite de corrélation ou de régression et qui a pour équation:

$$Y = aX + b \quad [1.31]$$

Le principe de la méthode des moindres carrés, est que la somme des carrés des distances e_i soit minimale. Les paramètres a et b du modèle doivent donc vérifier le minimum de la fonction.

$$\varphi(a, b) = \left(\sum e_i \right)^2 = \left(y_i - (a x_i - b) \right)^2 \quad [1.32]$$

Le développement de cette équation peut être arrangé suivant l'équation suivante :

$$\varphi(a, b) = \left(\sum_{i=1, \dots, n} x_i^2 \right) a^2 + nb^2 + \left(2 \sum_{i=1, \dots, n} x_i \right) ab - \left(2 \sum_{i=1, \dots, n} x_i y_i \right) a - \left(2 \sum_{i=1, \dots, n} y_i \right) b + \left(\sum_{i=1, \dots, n} y_i^2 \right) \quad [1.33]$$

Où, $\varphi(a, b)$ Est une fonction à deux variables. Le tracé de la fonction $\varphi(a, b)$ représente une concavité vers le haut. On déduit alors que le minimum existe et il est unique. Donc le minimum est obtenu là où les dérivées premières s'annulent. Par la suite, on divise tout les termes du second membre du système par n , on obtient:

$$\begin{cases} a \frac{1}{n} \sum_{i=1, n} x_i^2 + b \frac{1}{n} \sum_{i=1, n} x_i = \frac{1}{n} \sum_{i=1, n} x_i y_i \\ a \frac{1}{n} \sum_{i=1, n} x_i + b = \frac{1}{n} \sum_{i=1, n} y_i \end{cases} \quad [1.34]$$

Le système peut être écrit par :

$$\begin{cases} a \overline{X^2} + b \overline{X} = \overline{XY} \\ a \overline{X} + b = \overline{Y} \end{cases} \quad [1.35]$$

En résolvant le système, on utilise le déterminant on obtient :

$$a = \frac{1}{V(X)} \begin{vmatrix} \overline{XY} & \overline{X} \\ \overline{Y} & 1 \end{vmatrix} = \frac{\overline{XY} - \overline{X}\overline{Y}}{V(X)} \quad [1.36]$$

Et :

$$b = \bar{Y} - \bar{X} \frac{\overline{XY} - \bar{X}\bar{Y}}{V(X)} \quad [1.37]$$

Qualité de l'ajustement linéaire entre les caractères X et Y

Le coefficient R ne mesure que le caractère linéaire d'une liaison. Son usage doit être réservé à des nuages où les points répartis suivant une tendance linéaire. La qualité de la corrélation peut être mesurée par un coefficient de corrélation R.

$$R = \frac{\sum_{i=1;n} (xi - \bar{X})(yi - \bar{Y})}{\sqrt{\sum_{i=1;n} (xi - \bar{X})^2 (yi - \bar{Y})^2}} = \frac{Cov(X,Y)}{\sigma_X \sigma_Y} \quad [1.38]$$

Interprétation du coefficient de corrélation

On considère le vecteur \vec{Y} représentant les valeurs observées du caractère Y et \vec{Y}^* représentant les valeurs estimées par la droite de corrélation :

$$\vec{Y} = \begin{pmatrix} y_1 \\ y_2 \\ \vdots \\ y_n \end{pmatrix} \text{ et } \vec{Y}^* = \begin{pmatrix} ax_1 + b \\ ax_2 + b \\ \vdots \\ ax_n + b \end{pmatrix} \quad [1.39]$$

La corrélation est d'autant satisfaisante que l'angle θ formé entre les deux vecteurs soit faible. Ce pendant une relation entre l'angle θ et les vecteurs Y et \vec{Y}^* est donnée par le produit scalaire :

$$\langle \vec{Y}; \vec{Y}^* \rangle = \|\vec{Y}\| \cdot \|\vec{Y}^*\| \cdot \cos\theta \quad [1.40]$$

Après arrangement, on trouve :

$$\cos\theta = \frac{\langle \vec{Y}; \vec{Y}^* \rangle}{\|\vec{Y}\| \cdot \|\vec{Y}^*\|} = \frac{Cov(X;Y)}{\sigma_X \sigma_Y} = R \quad [1.41]$$

5.1.1.3. Statistique pour un caractère multi variés :

Les paramètres étudiés peuvent être mixtes. La variable statistique à plusieurs dimensions est une variable composée de nombreuses variables statistiques à une dimension, dont l'une est expliquée et les autres sont explicatives. On suppose que la fonction $f(U, V, W, \dots)$ soit la meilleure courbe qui se rapproche le maximum du nuage de point. Cette tendance est formée par la variable M qui est expliquée par l'ensemble des autres variables. Avec :

$$f(U, V, W, \dots) = m_i = a.u_i + b.v_i + c.w_i + \dots \quad i \in [1, N] \quad [1.42]$$

On suppose le modèle suivant:

$$m_1 = a.u_1 + b.v_1 + c.w_1 + \dots + cst \quad [1.43]$$

$$m_2 = a.u_2 + b.v_2 + c.w_2 + \dots + cst \quad [1.44]$$

$$m_3 = a.u_3 + b.v_3 + c.w_3 + \dots + cst \quad [1.45]$$

Delà, on tire la relation suivante :

$$\begin{pmatrix} m_1 \\ \vdots \\ m_N \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} u_1 & v_1 & w_1 & x_1 & \dots & 1 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ u_N & v_N & w_N & x_N & \dots & 1 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} a \\ b \\ \vdots \end{pmatrix} \quad [1.46]$$

Soit,

$$Y = \begin{pmatrix} m_1 \\ \vdots \\ m_N \end{pmatrix}, \quad X = \begin{pmatrix} u_1 & v_1 & w_1 & x_1 & \dots & 1 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ u_N & v_N & w_N & x_N & \dots & 1 \end{pmatrix} \text{ et } \theta = \begin{pmatrix} a \\ b \\ \vdots \end{pmatrix} \quad [1.47]$$

Donc,

$$Y = X \cdot \theta \quad [1.48]$$

On cherche le vecteur $\vec{\theta}$ Pour pouvoir avoir la fonction $f(x)$:

$$[X]^T \cdot [Y] = [X]^T [Y] [\theta] \quad [1.49]$$

$$\left([X]^T \cdot [Y]\right)^{-1} \cdot [X]^T \cdot [Y] = \left([X]^T \cdot [Y]\right)^{-1} \cdot \left([X]^T [Y]\right) \cdot [\theta] \quad [1.50]$$

Delà,

$$\left([X]^T \cdot [Y]\right)^{-1} \cdot [X]^T \cdot [Y] = [\theta] \quad [1.51]$$

5.2. Généralités sur les modèles statistiques

Un modèle statistique est une expression mathématique qui décrit en termes de probabilités comment les valeurs de variable aléatoire sont réparties sur ses gammes. Les modèles purement mathématiques, dans lequel les relations entre les entrées et les sorties sont capturés entièrement en mode déterministe, peuvent être des outils théoriques importants mais ne sont pas pratiques pour décrire les données d'observation, d'expérimentation, ou de sondage. Autrement dit, un modèle statistique est une description mathématique approximative du mécanisme qui a généré les observations, que l'on suppose être un processus stochastique (aléatoire) et non un processus déterministe. Il s'exprime généralement à l'aide d'une famille de distributions (ensemble de distributions) et d'hypothèses sur les variables aléatoires X_1, \dots, X_n . Chaque membre de la famille est une approximation possible de F , l'inférence consiste donc à déterminer le membre qui s'accorde le mieux avec les données.

Lorsque l'incertitude de réalisations conduit à l'inclusion sur les composants aléatoires, les modèles qui en résultent sont appelés modèles stochastiques. Un modèle statistique est un modèle stochastique qui contient les paramètres, qui sont constantes inconnues qui doivent être estimée sur la base des hypothèses sur le modèle et les données observées. Il ya beaucoup de raisons pour lesquelles les modèles statistiques sont préférés par rapport aux modèles déterministes, par exemple:

- Le hasard est souvent introduit dans un système afin d'atteindre un certain équilibre ou une certaine représentativité.
- Même si un modèle déterministe peut être formulé pour le phénomène à étudier, un modèle stochastique peut fournir une description plus parcimonieuse et plus facilement compris.
- Il est souvent suffisant de décrire le comportement moyen d'un processus, plutôt que chaque réalisation particulière.

La caractéristique des modèles statistiques est leur dépendance sur les paramètres et l'incorporation de termes stochastiques. Le processus d'estimation des paramètres dans un modèle statistique basé sur les données est appelé ajustement du modèle. Pour de nombreuses classes de modèles statistiques, il ya un certain nombre de procédures qui peuvent effectuer l'ajustement. Lorsqu'on étudie les processus utilisant une estimation statistique, les modèles linéaires constituent une base utile et simple pour les modèles empiriques.

6. Evaluation des méthodes de prédiction basées sur l'essai SPT

Bouafia et Derbala (2002) ont mené une étude statistique des performances des méthodes de prédiction les plus utilisées basées sur l'essai SPT, ainsi sur une base de données de 46 cas de tests de chargement de pieux dans des sols à prédominance sableuse. Tableau 1.6 résume les résultats de cette analyse. μ est défini comme étant la moyenne des rapports de la capacité prédite à celle mesurée. SD et COV représentent respectivement l'écart type moyen et le coefficient de variation moyen (qui est le rapport de μ_{moyen}/SD). Le niveau de sous prédiction est défini comme étant le pourcentage des cas sous prédits. Neufs méthodes ont fait l'objet de cette évaluation. Une parmi elles, fait partie des méthodes semi empirique les plus connues parmi d'autres basée sur l'essai SPT, qui est celle de Hansen et Burland (1973).

A partir du Tableau 1.6, le coefficient de variation est presque le même pour toutes les méthodes, on peut conclure que ces méthodes sont caractérisées par le même niveau de dispersion. Figure 1.17 montre que la méthode d'Aoki et Vellosos et celle de Decourt surestiment la capacité portante dans tous les cas étudiés. Conformément à la section 4.2, cela peut être expliqué par les valeurs relativement élevées des deux facteurs de portance ou de corrélation, avec une valeur moyenne μ égale à 1,91.

La méthode de Meyerhof et CFEM (1994) sous estiment la capacité portante dans la plupart des cas avec une valeur moyenne μ égale à 0,71. Ces valeurs pessimistes qui peuvent justifier la large diffusion et utilisation de cette méthode. Selon la même section (4.2), le facteur de résistance latéral ou de corrélation proposé par Meyerhof pour les pieux forés est le plus faible. Ainsi le nombre de coups dans cette étude est soumis à une correction due à la profondeur. Comme illustré par la Figure 1.17, les méthodes respectivement de Robert, Bazaraa et Kurkur, Lopes et Laprovitera, Hansen et Burland semblent donner les meilleures prédictions avec une valeur moyenne μ s'arrangeant entre 0,93 et 0,98. En fait, les deux tiers des cas analysés sont sous estimés par ces méthodes, delà elles seront jugées comme pessimistes.

En supposant que les histogrammes du nombre de fréquences de μ peut être ajusté par une distribution Gaussienne suivant le critère de classement défini comme étant le nombre de fréquences de μ s'arrangeant entre 0,8 et 1: les méthodes respectivement de Robert, Lopes et Laprovitera, Bazaraa et Kurkur, Hansen et Burland sont caractérisées par des fréquences de: 30,8%, 28,9%, 24,3% et 21,5% (Bouafia et Derbala 2002). Cependant, toutes les méthodes testées expriment un certain niveau de dispersion dans les valeurs prédites avec une valeur moyenne de 30%, par respect à la valeur moyenne (Figure 1.18).

Dans ce contexte, on a jugé judicieux de procéder à une évaluation des méthodes de calcul de la capacité portante des pieux basées sur l'essai SPT. L'analyse sera menée sur un ensemble de données de 40 cas sélectionnées de différentes sources et sites, y compris les publications ainsi les programmes expérimentales. Le détail de cette étude est illustré dans la section prochaine.

Tableau 1.6 Evaluation des méthodes de calcul de la capacité basées sur le SPT (Bouafia et Derbala 2002)

Méthodes	Moyenne μ	Min	Max	SD.	COV %	Niveau de sous prédiction(%)	Niveau de sur prédiction(%)
Bazaraa et Kurkur (1986)	0.97	0.35	1.92	0.31	31.8	58.0	42.0
Decourt (1982)	3.13	1.29	6.55	0.99	31.6	0.0	100.0
Lopes et Laprovitera (1988)	0.95	0.37	2.40	0.32	33.2	68.2	31.7
Meyerhof (1976) CFEM (1985)	0.70	0.31	2.03	0.25	36.2	94.4	5.6
Shioi et al (1982)	0.82	0.36	1.86	0.27	31.6	83.2	16.8
Aoki et Velloso (1975)	1.91	0.86	4.27	0.60	31.3	7.5	92.5
Reese et al (1989)	1.11	0.43	3.08	0.40	36.0	50.5	49.5
Robert (1997)	0.98	0.44	2.56	0.34	35.1	66.3	33.7
Hansen-Burland (1973)	0.93	0.32	1.54	0.30	32.3	67.3	32.7

Note. SD: Ecart type moyen; COV: Coefficient de variation

6.1. Evaluation prédictive des méthodes de calcul de la capacité portante basées sur l'essai SPT

6.1.1. Base de données utilisée

La base de données des cas extraits à partir des résultats de 40 tests de chargement de pieux sont compilés avec des informations sur le type de sol et les résultats de l'essai SPT effectués au voisinage des points d'emplacement des pieux. Ces cas sont obtenus à partir de différentes sources et, reportant des données à partir de plusieurs sites dans plusieurs pays. Tableau 1.7, résume la répartition des caractéristiques principales de ce test. Le sol est hétérogène et est constitué de différents profils de sol, allant d'un sol cohérent à pulvérulent. Seulement la plupart des profils de sols faisant partie de cet ensemble sont à prédominance sableuse. Les

pieux en béton soient battus, soient forés ont une variété de formes et de sections. Cette base de données fera l'objet d'une étude comparative entre les méthodes les plus utilisées pour le calcul de la capacité portante des pieux soumis à des charges de compression, en se basant sur l'essai SPT.

Tableau 1.7 Description de la base de données utilisée

Sources	Locations	Nombre de cas	Caractéristiques géométriques des pieux
1	USA, Canada, Allemagne	15	B = 0,1 à 1,22 m; D = 2,25 à 57,1 m ; D / B = 11,9 à 74,26 Total = 40
2	Malaysia	1	
3	Texas	1	
4	Kuwait	1	
5	Malaysia	1	
6	France	1	
7	Texas	3	
8	Bangkok	10	
9	Malaysia	4	
10	Las Vegas	3	

1: Abu Keifa (1998) 2: Balakrishnan et al (1999); 3: Reese et O'Neill (1971); 4: Ismael (2001); 5: Amaludin et Hussein (1998); 6: Bustamante et Ganeselli (1980); 7: Briaud et al (2000); 8: Thasnanipan et al (1998); 9: Abdul Aziz et Lee (2005); 10: Mackiewicz et Lehman (2004).

6.1.2. Critères de performances utilisés

Les méthodes retenues pour effectuer cette évaluation sont les suivantes: Meyerhof (1976) / CFEM (1994); PHRI Standard (1980); Aoki and Velloso (1975);, Shariatmadari (2008), Shioi et al (1982); Bazaraa et Kurkur (1986), Briaud et Tucker (1988), Reese et al (1989), Robert (1997) (Tableau 1.8). La performance optimale des différentes méthodes de prédiction de la capacité ultime du pieu est indiquée à travers les deux critères suivants :

- Le premier critère concerne la détermination de certains paramètres statistiques telle que, la moyenne arithmétique (μ) et l'écart type (σ).
- Le deuxième critère est évalué en traçant le diagramme de distribution Log-Normale du rapport Q_p/Q_m pour les méthodes concernées par cette évaluation. En se basant sur les résultats d'analyse de la distribution Log-Normale des méthodes sélectionnées, la probabilité (P) que les prédictions de la capacité ultime soient dans un niveau de précision ou erreur de $\pm 25\%$ est obtenue par le calcul de la surface de la distribution Log-Normale à l'intérieur de cet intervalle.

6.1.3. Résultats et discussions

Les résultats de calcul selon les critères de performance choisis sont résumés dans le Tableau 1.8 et le Tableau 1.9.

Selon le premier critère (Tableau 1.8), on constate que les méthodes respectivement de Shariatmadari, Meyerhof, Briaud & Tucker et Robert donnent les meilleurs résultats pour le cas des pieux battus. Les paramètres statistiques qui sont Le coefficient de détermination R^2 et la moyenne μ du rapport de la charge prédite à celle mesurée prennent les valeurs suivantes: 0,93 et 1.15 pour Shariatmadari; 0,86 et 0,97 pour Meyerhof; 0,89 et 0,92 pour Briaud et Tucker; 0,90 et 0,78 pour Robert. La méthode de Shioi et Fukui semble donner les paramètres les plus faibles avec un coefficient de détermination R^2 de 0,26 et une moyenne de 0,87. Concernant les pieux forés, les méthodes respectivement de Bazaraa & Kurkur, Shioi et Fukui se classent les premières avec un coefficient de détermination R^2 et une moyenne de: 0,73 et 1,07 pour Bazaraa & Kurkur ; 0,73 et 0,80 pour Shioi et Fukui.

Le second critère (Tableau 1.9 et Figure 1.19) est évalué en traçant le diagramme de distribution Log-Normale du rapport Q_p/Q_m pour les méthodes de: Shariatmadari (2008), Meyerhof (1976), Reese et *al* (1989), Aoki et Velloso (1975), Bazaraa et Kurkur (1986) et de Robert (1997). En se basant sur les résultats d'analyse de la distribution Log-Normale des méthodes sélectionnées, la probabilité (P) que les prédictions de la capacité portante ultime retombent ou surviennent dans un niveau de précision ou erreur de $\pm 25\%$ est obtenue par le calcul de la surface de la distribution Log-Normale à l'intérieur de l'intervalle, $0.75Q_m \leq Q_p \leq 1.25Q_m$. En se basant sur ce critère, la probabilité la plus importante implique une précision adéquate de la méthode de prédiction. Les résultats obtenus démontrent que l'erreur induite des méthodes de calcul de Shariatmadari, Meyerhof et de Robert est dans un intervalle acceptable. Les dites méthodes prédisent la capacité portante d'un pieu soumis à une compression avec une précision raisonnable. Les méthodes de Shariatmadari et de Meyerhof ainsi celle de Robert s'adaptent en mieux pour le calcul de la capacité portante des pieux battus, celle de Bazaraa & Kurkur apparait la plus adéquate pour simuler le cas des pieux forés.

Tableau 1.8 Performances des méthodes de calcul de la capacité portante basées sur l'essai SPT

Méthodes	Types de pieux	Paramètres de performance		
		R ²	μ	σ
Meyerhof (1976)/ CFEM 1994	Battu	0.86	0.97	0.30
	Foré	0.68	0.71	0.15
PHRI Standard (1980)	Battu	0.78	1.14	0.35
Shioi et Fukui (1982)	Battu	0.26	0.87	0.27
	Foré	0.73	0.80	0.31
Bazarra et Kurkur (1986)	Foré	0.73	1.07	0.36
Reese et al (1989)	Foré	0.63	1.30	0.34
Robert (1997)	Battu	0.90	0.78	0.27
	Foré	0.74	0.80	0.26
Briaud et Tucker (1988)	Battu	0.89	0.92	0.35
Shariatmadari et al (2008)	Battu	0.93	1.15	0.41
Aoki et Velloso (1975)	Battu	0.81	0.77	0.40

Note: μ est la moyenne σ est l'écart type moyen

Tableau 1.9 Probabilité d'estimation des méthodes de calcul avec une erreur de ±25 %

Méthodes choisies	Types de pieux	Probabilité d'estimation avec un pourcentage d'erreur de ±25 % en(%)
Aoki and Velloso (1975)	Battu	25
Meyerhof (1976)/CFEM (1985)	Battu	36
Bazaraa et Kurkur (1986)	Foré	27
Reese et al (1989)	Foré	19
Shariatmadari et al(2008)	Battu	59
Robert (1997)	Battu	40

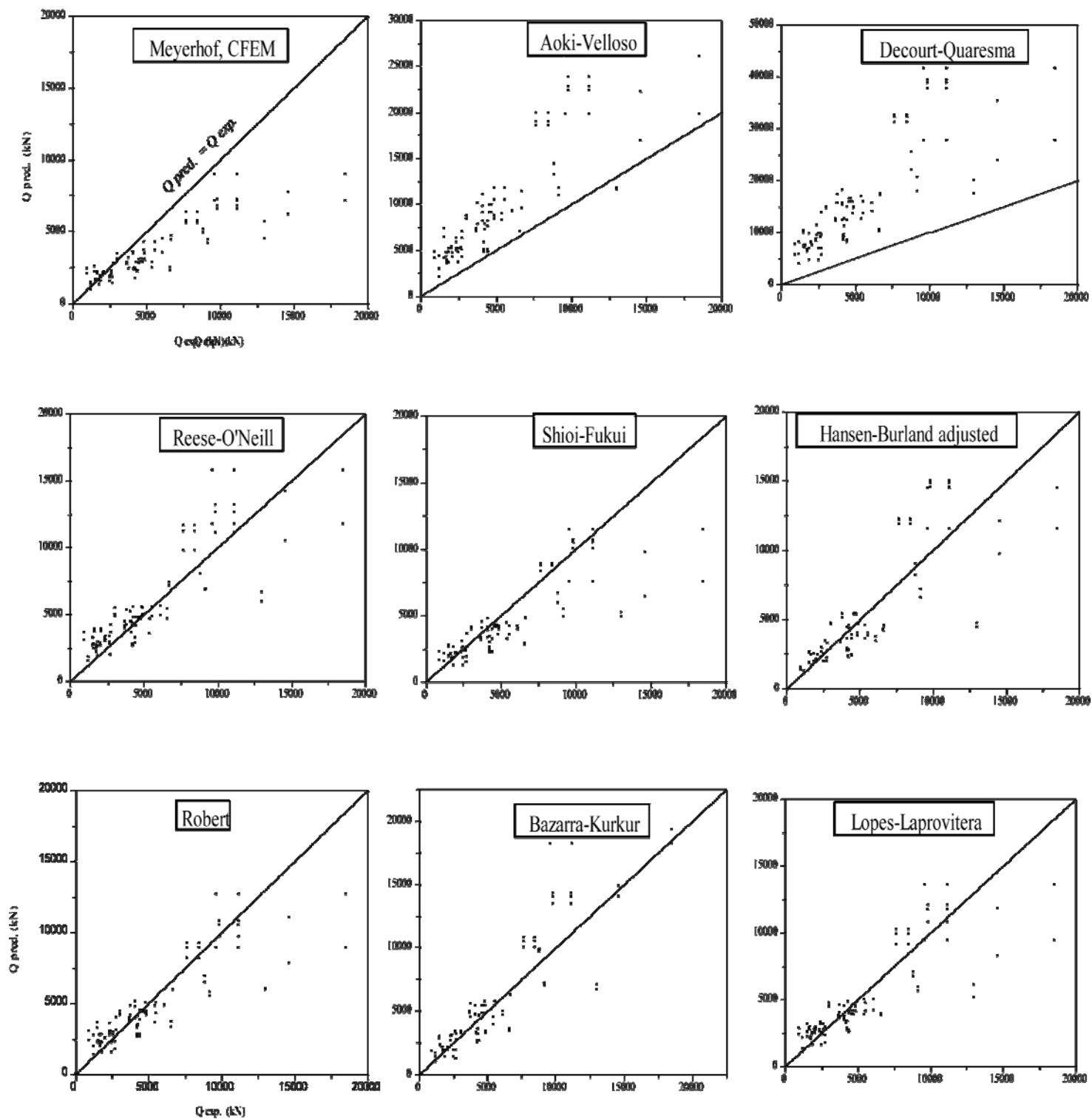


Figure 1.17 Comparaison des valeurs expérimentales avec celles données par les méthodes basées sur le SPT (Bouafia et Derbala 2002)

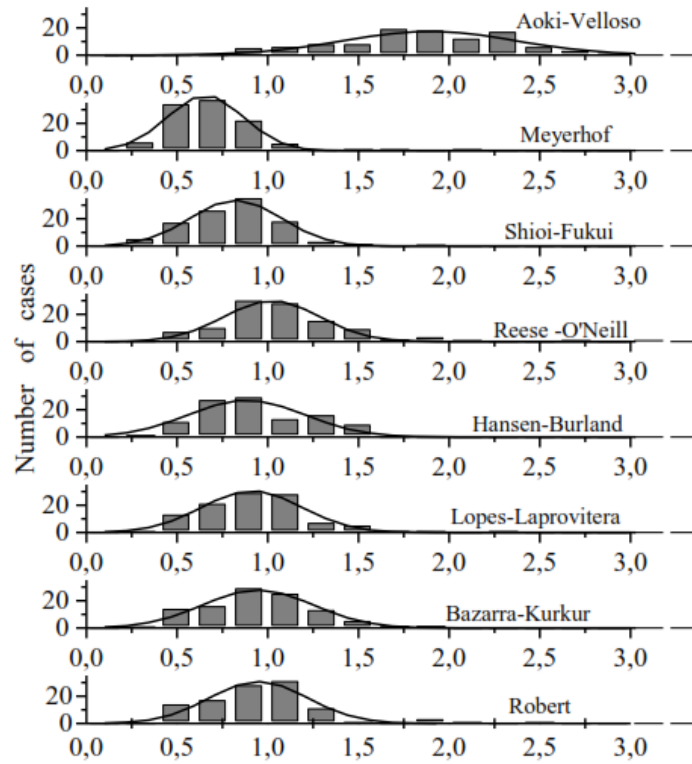


Figure 1.18 Histogrammes de la fréquence de μ des différentes méthodes de calcul

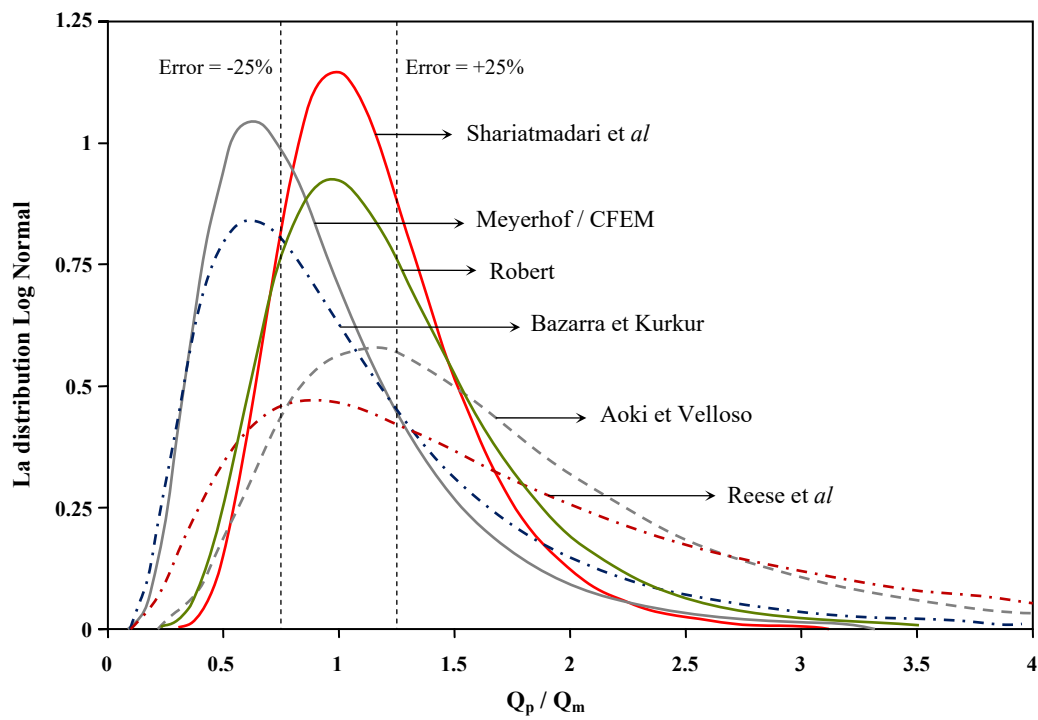


Figure 1.19 La distribution Log Normale des méthodes de calcul choisies

7. Conclusions

A travers ce chapitre, on a pu fournir une synthèse des différentes techniques de l'intelligence artificielle, et leurs contributions dans l'amélioration des modèles de simulation dans les différents domaines de l'ingénierie géotechnique et en particulier la conception des fondations profondes. Les RNs sont l'une des techniques de l'intelligence artificielle et ils contribuent largement à résoudre les problèmes complexes de la géotechnique. La capacité portante des fondations profondes a énormément profité de cette approche, tantôt seule, et tantôt combinée avec d'autres techniques de l'intelligence artificielle (e.g. les programmes génétiques, la logique floue,...etc) et ils ont pu arriver à des résultats très encourageants. La modélisation du comportement des pieux chargés axialement nécessite la définition des éléments indispensables qui influent sur son comportement. Les études présentées dans la littérature montrent la réussite de cette technique à mieux prédire la portance des pieux.

La 2^{ème} partie de cette analyse bibliographique met l'accent sur quelques méthodes traditionnelles de calcul de la capacité portante basées sur l'essai SPT. Sur la base d'une analyse d'une base de données de 40 cas de tests de chargements de pieux dans des sols à prédominance sableuse et neuf méthodes de calcul de la capacité portante basée sur l'essai SPT, une étude de performance a été menée. La qualité de prédiction de ces méthodes a été assistée par une comparaison directe entre certains paramètres statistiques ainsi l'utilisation de l'approche LogNormale. Sur la base des résultats trouvés, les méthodes de Shariatmadari, Meyerhof et de Robert donnent des capacités portantes dans un intervalle d'erreur acceptable. Les dites méthodes prédisent la capacité portante d'un pieu soumis à une compression avec une précision raisonnable et, elles s'adaptent en mieux pour le calcul de la capacité portante des pieux battus, celle de Bazaraa & Kurkur apparaît la plus adéquate pour simuler le cas des pieux forés.

L'analyse effectuée par Bouafia et Derbala (2002) démontre que les méthodes de Decourt; Aoki et Velloso sont jugées optimistes dans la majorité des cas, en contrepartie celle de Meyerhof est considéré comme pessimiste. La méthode semi empirique de Hansen et Burland permet une prédiction relativement acceptable de la capacité des pieux. Les méthodes respectivement de Robert; Lopes et Laprovitera; Bazaraa et Kurkur; Hansen et Burland donnent une valeur moyenne de μ entre 0,93 et 0,98. Conformément au critère de classement défini comme étant le nombre de fréquences de μ entre 0,8 et 1: les méthodes respectivement de Robert, Lopes et Laprovitera, Bazaraa et Kurkur, Hansen et Burland sont caractérisées par des fréquences de: 30,8%, 28,9%, 24,3% et 21,5%.

Comme connue, l'application des essais in situ dans l'ingénierie géotechnique a augmenté et a permis de mieux comprendre le comportement des sols aux profondeurs. L'essai SPT est parmi les essais largement utilisés dans l'exploration géotechnique des terrains, et en particulier dans la conception des fondations. Cet essai a des limitations liées à l'incertitude dans l'énergie délivrée par les différents marteaux utilisés, et qui par conséquent, peut influencer sur l'interprétation des résultats obtenus. A part ces limitations le SPT reste l'essai le plus employé en Amérique et dans certains pays. La détermination de la résistance en pointe à partir de l'essai SPT nécessite une définition appropriée de la zone de rupture. Pour cela, un passage sur ces aspects ainsi la standardisation de la valeur du nombre de coups N s'avèrent nécessaire pour la bonne démarche du développement du modèle RNs. Nous détailleront dans ces aspects dans les prochains chapitres.

Chapitre 2:

*Collecte et normalisation des données
expérimentales d'essais de pieux sous
charge axiale*

1. Introduction

Ce chapitre explique les aspects détaillés de la collecte et du filtrage de données concernant les essais de chargement des pieux chargés axialement ainsi l'essai de pénétration standard SPT effectués pour identifier le profil de sol dans lequel le pieu est ancré. Le processus de la collecte de données a été complété dans deux phases. L'objectif de la première phase était de rassembler des données extraites de la littérature. La deuxième phase a impliqué la normalisation des données sélectionnées pour répondre aux exigences d'entrées du modèle de réseau de neurones proposé. De même, toutes les données rassemblées ont été examinées d'abord pour éliminer les duplications possibles des données dues aux chevauchements entre les points de certains cas. Par suite, nous présentons également l'ensemble de données qui ont été choisies aléatoirement pour l'apprentissage et celle pour le test et la validation du modèle proposée. Enfin une brève discussion sur les différents critères d'interprétation de l'essai de chargement de pieu (identification ou définition de la charge ultime) sera entamée à la fin du chapitre.

2. Sélection des données expérimentales

Dans ce travail, les données utilisées pour calibrer et valider le modèle sont obtenus à partir de la littérature et elles incluent respectivement 247 essais de chargement des pieux à grand déplacement, 168 essais sur des pieux à faible déplacement et 82 essais sur des pieux forés reportées par différents auteurs (Annexe 1). Les essais ont été conduits dans des terrains de différents profils et conditions géotechniques, s'arrangeant entre des sols cohérents à des sols granulaires. Annexe 1, résume les informations principales tirées des cas collectés. Ce tableau est constitué des informations sur la référence bibliographique, la location du site, le profil de sol, ainsi le type de pieu et son matériau. L'analyse préliminaire des différents profils de sol montre que la plupart d'eux sont à prédominance sableuse avec des couches argileuse de faible épaisseurs.

L'essai SPT donnera le nombre de coups nécessaire pour un enfoncement de 30cm, cette valeur est une estimation indirecte de la densité de sol. Dans certains cas ou ils ont effectué seulement l'essai pénétrométrique statique CPT, une conversion a été effectuée de l'essai CPT (q_c) vers l'essai SPT (N_{SPT}) en se servant des travaux de Roberston et al (1997). Cet auteur suggère un tableau (Tableau 2.1) permettant ce passage à travers le rapport $(q_c/p_a)/N_{60}$ fourni pour chaque type de sol. Ces valeurs donnent une estimation raisonnable de (N_{SPT}) à partir de l'essai CPT. Tous les essais de chargements effectués sont des essais de compression, peu de

jours entre la fin du battage et le début de chargement du pieu. La procédure du chargement du pieu dans la majorité des cas est à chargement maintenu (Maintained load test). Les pieux à large et à faible déplacement sont soit en acier, en béton ou en aluminium, par contre les pieux forés sont tous en béton. Les limites des différents constituants de la base de données sont montrées dans le Tableau 2.2.

Tableau 2.1 Le rapport $(q_c/p_a)/N_{60}$ pour les différents types de sols (Roberston et al. 1997)

Zone	Types de sol	$(q_c/p_a)/N_{60}$
1	Grain fin et sensible	2
2	Matériau organique	1
3	Argile	1
4	Argile limoneuse à l'argile	1.5
5	Limon argileux à argilo-limoneux	2
6	Limon sableux au limon argileux	2.5
7	Sable limoneux à limon sableux	3
8	Sable à sable limoneux	4
9	Sable	5
10	Sable graveleux à sable	6
11	Grain fin très rigide	1
12	Sable à sable argileux	2

Tableau 2.2 Les limites des constituants de la base de données

	Types de pieu					
	Large déplacement		Faible déplacement		Foré	
	Min	max	min	Max	min	max
B_{ext} (m)	0,09	1,80	0,10	1,80	0,10	2,50
B_{int} (m)	0,00	1,75	0,00	1,75	0,00	0,60
B_{base} (m)	0,09	1,80	0,10	1,80	0,00	2,50
B_{head} (m)	0,09	1,80	0,10	1,80	0,10	2,50
D (m)	3,00	61,00	2,00	86,00	0,60	75,00
N_{shaft}	2,62	64,36	2,00	287,77	4,70	78,77
$\bar{N}b$	1,60	101,00	1,00	252,07	2,33	210,00
SM	1,00	3,00	1,00	3,00	0,00	2,00
Qt (MN)	0,08	33,74	0,08	33,00	0,10	38,90
Nombre de cas	247		168		82	
Nombre Total	497					

SM : Matériau de fut

Une distribution des données expérimentales a été faite suivant la répartition des cas selon les différents auteurs dans le monde (Figure 2.1)

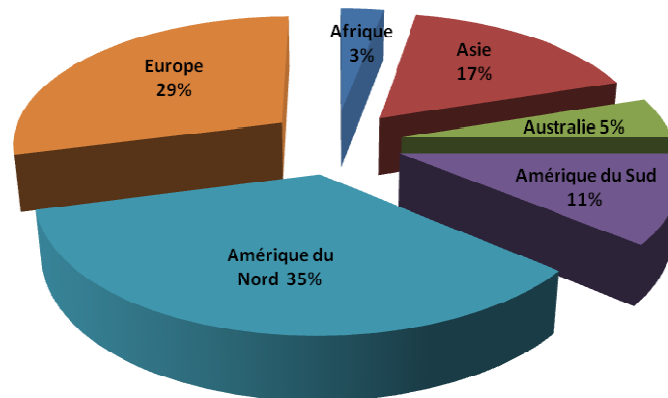


Figure 2.1 La répartition des données expérimentales

3. Système de classification des pieux

Le développement de la technologie des pieux a permis l'initiation à de nouvelles conceptions. La réponse des pieux au chargement appliqué varie fortement en fonction du mode d'installation du pieu. L'étendue du spectre de comportement des pieux entre des pieux ne refoulant pas le sol (e.g. pieux forés) et d'autres causeront un grand déplacement du sol (pieu tuyau à base fermée, les pieux en béton précontraints, ... etc.). Les pieux ne refoulant pas le sol sont construits par le déplacement d'un cylindre de sol et le remplacer par le béton et le ferrailage. Dans l'autre bout, les pieux refoulant le sol sont soit, battu, injecté ou foncé dans le sol (Figure 1). Durant l'installation de ce type de pieux, un changement significatif dans le rapport des vides et l'état des contraintes du sol in situ est constaté. Cela est provoqué par le déplacement de sol dans la direction latérale et le sol au dessous de la pointe sera préchargé. Les courbes de chargements obtenus montrent une réponse rigide du pieu en comparant avec les pieux ne refoulant pas le sol, en particulier dans les sols sableux.

Une autre classe des pieux ou leur comportement est intermédiaire entre ceux qui refoulent et ceux qui ne refoulent pas le sol (e.g. pieu tuyau à base ouverte, certains types de pieux forés (pieu CFA), ... etc.) (Figure 1). Ces pieux causent un faible refoulement ou un déplacement partiel du sol. Cette classification est adaptée lors de cette étude et a pour but la conception d'un modèle qui prend en considération toutes cette variété de pieux.

4. Organisation de la base de données

L'ensemble des données représente un total de 497 cas constituant la base de données. On dispose de 247 données sur les pieux à large déplacement, 168 à faible déplacement et 82 cas de pieux forés. Ces résultats ont été employés pour construire et vérifier la fiabilité du modèle pour la prédiction de la capacité axiale des pieux. Pendant l'évaluation des données, certains cas ont été supprimés, faute de l'insuffisance d'information concernant le pieu ou le sol. Après cela, la base de données est fractionnée en trois sous ensembles dont 299 valeurs ont été choisies pour le premier sous ensemble (phase d'apprentissage), 99 pour le deuxième sous ensemble (phase de test) et 99 pour le dernier sous ensemble (phase de validation) (Tableau 2.3).

Tableau 2.3 Organisation de la base de données

Source de données	NDT	NDA	NDTS	NDV
Abu Kiefa (1998)	14	8	3	3
Shooshpasha et al (2013)	2	1	1	0
Sorensen et al	2	1	1	0
Holeyman et al (1997)	6	3	1	1
Carpentier et al (1985)	4	2	1	1
Nagaoka et al (1998)	5	3	1	1
FHWA (1999)	5	3	1	1
Combarieu (1976)	5	3	1	1
Brown et al (2006)	8	6	1	1
Amini et al (2008)	7	5	1	1
Deeks et al	8	4	2	2
Bustamante et al (1985)	10	6	2	2
Yang et al (2006)	8	4	2	2
Mackiewicz et al	7	4	2	1
Georgia Tech Research Corporation et al (1993)	5	3	1	1
Reese et al (1971)	8	5	2	1
Tavenas (1971)	12	8	2	2
Gavin et al (2008)	5	3	1	1
Ismael (1999)	3	1	1	1
Combarieu (1976)	6	4	1	1
Kumpala et al (2008)	8	5	2	1
Omer et al (2003)	5	3	1	1
Viana daFonseca (2004)	3	1	1	1
Cho (2010)	6	4	1	1
Fellenius (1989)	3	1	1	1

Reuter (1979)	3	1	1	1
Chin et al (1989)	4	2	1	1
Campanella et al (1989)	8	5	2	1
Eslami et al (1997)	7	5	1	1
McCammon et al (1970)	2	1	1	0
Randolph et al (1994)	7	5	1	1
White (2003)	4	2	1	1
Omer et al (2010)	6	4	1	1
De Nicola (1999)	8	6	1	1
Mostafa (2011)	5	3	1	1
Xu et al (2008)	4	2	1	1
Alsayed (2004)	3	1	1	1
Thasnanipan et al (1998)	6	4	1	1
Ishihara (2010)	7	5	1	1
Brown (2002)	4	2	1	1
Sakr (2011)	5	3	1	1
Kate (2005)	7	5	1	1
Coyle et al (1981)	5	3	1	1
Baxter (2009)	4	2	1	1
Engin et al (2009)	3	1	1	1
Hussein et al (2007)	6	4	1	1
Bullock et al (2005)	8	6	1	1
Schneider et al (2010)	4	2	1	1
Salgado et al (2012)	5	3	1	1
Byrne	7	5	1	1
Kulesza et al (2012)	5	3	1	1
Igoe et al (2008)	2	1	1	
Igoe et al (2013)	2	1	1	
Goulet et al (1964)	4	2	1	1
Yu et al (2012)	6	4	1	1
Jardine et al (1998)	3	1	1	1
Murayama et al (1960)	3	1	1	1
Norlund (1963)	5	3	1	1
AbdulAziz bin K. M. Hanifah et al (2005)	7	5	1	1
Bustamante et al (1980)	8	6	1	1
Balakrishnan et al (1999)	9	5	2	2
O'Neill et al (2002)	15	9	3	3
Amaludin et al (1998)	8	6	1	1
Briaud et al (2000)	7	5	1	1

Ismael (2001)	3	1	1	1
Hsu (2006)	5	3	1	1
White et al (2000)	3	1	1	1
Altaee et al (1992)	2	1	1	0
Hussein et al (1993)	4	2	1	1
Selby (1970)	6	4	1	1
Durgunoglu et al (1996)	7	5	1	1
Zhussupbekov et al (2009)	5	3	1	1
Paik et al (2003)	5	3	1	1
Poulos (1989)	4	2	1	1
Reiffsteck (2009)	3	1	1	1
Zhang et al (2006)	5	3	1	1
Thompson et al (2009)	6	4	1	1
Wehnert et al (2004)	12	8	2	2
Santos et al (2005)	10	6	2	2
Ibrahim et al (2012)	3	1	1	1
Osterberg (1999)	5	3	1	1
Thasnanipan et al (1998)	10	6	2	2
Rajagopal et al (2012)	10	6	2	2
Ishihara (2010)	5	3	1	1
Ibrahim et al (2013)	6	4	1	1
Aurora (1976)	7	5	1	1

Note. NDT: nombre totale de données, NDA: nombre de données d'apprentissage, NDTS : nombre de données de test, NDV : nombre de données de validation.

5. Normalisation des données

Les composants qui forment le vecteur d'entrée du réseau de neurones ont différentes limites quantitatives, ainsi une normalisation des données est nécessaire. Il existe plusieurs translations linéaires qui peuvent être employées pour normaliser les composantes du vecteur d'entrée afin qu'ils prennent des valeurs entre -1 et 1. Celle parmi les plus utilisées et que nous avons employée dans ce travail apparaît dans l'équation suivante :

$$X_n = 2 (X - \min X) / (\max X - \min X) - 1 \quad [2.1]$$

Où, X_n est le vecteur des données normalisés et, X : le vecteur des données réelles. Min et Max sont des fonctions qui déterminent le minimum et le maximum des éléments du vecteur X .

Après l'apprentissage du réseau les composants du vecteur de sortie Y doivent être traduits de valeurs comprises entre -1 et 1 en valeurs réelles par l'équation suivante:

$$Y = 0.5 (Y_n + 1) / (\max X - \min X) + \min X \quad [2.2]$$

Où : Y_n est vecteurs de sortie des données normalisés, Y est le vecteur de sortie des données réelles.

6. Interprétation des données de l'essai de chargement des pieux

6.1. Généralités

La capacité portante du pieu dépend de la résistance offerte par l'interaction sol/pieu le long du fut du pieu et celle à la base du pieu. L'analyse du comportement du pieu concerne la détermination des deux résistances respectivement le long de fut et à la base du pieu en fonction du tassement. Plusieurs théories ont été publiées pour l'analyse du comportement des pieux. Cependant, il y a des nombreux conflits entre elles. Ces conflits peuvent être attribués aux grand nombre d'incertitudes dans leurs analyses. Quelques incertitudes sont liées à l'effet de l'installation du pieu sur les différentes propriétés du sol, l'état de contraintes et l'interaction sol/pieu. Cela nécessite un test de chargement en vraie grandeur.

Le test de chargement est la méthode la plus fiable pour vérifier la charge ultime, la relation charge-tassement, ainsi la charge transmise le long de fut du pieu. Enfaite, l'objectif final du test est la détermination de la charge ultime et la capacité admissible du pieu. Pour y faire, les points des données charges-tassements sont tracés, la charge en ordonnée, le tassement en abscisse. Les courbes charges-tassements obtenues à partir d'un chargement de compression peuvent exhiber n'importe des trois formes montrées dans la Figure 2.2a. Le pic de la courbe dite 'A' et l'asymptote de la courbe dite 'B' donneront la résistance maximale du pieu. Cependant, si la courbe charge-tassement ressemble à la courbe dite 'C', la résistance maximale du pieu est difficile à évaluer. L'allure de la courbe charge-tassement du pieu semble souvent au cas de la courbe 'C'.

Les courbes charge-tassement peuvent être simplifiées comme montré dans la Figure 2.2b) en trois régions distinctes: 1) Région initiale linéaire, 2) Région transitoire et, 3) Région finale linéaire. Les critères d'interprétation des résultats des essais de compression des pieux font l'objet du prochain paragraphe.

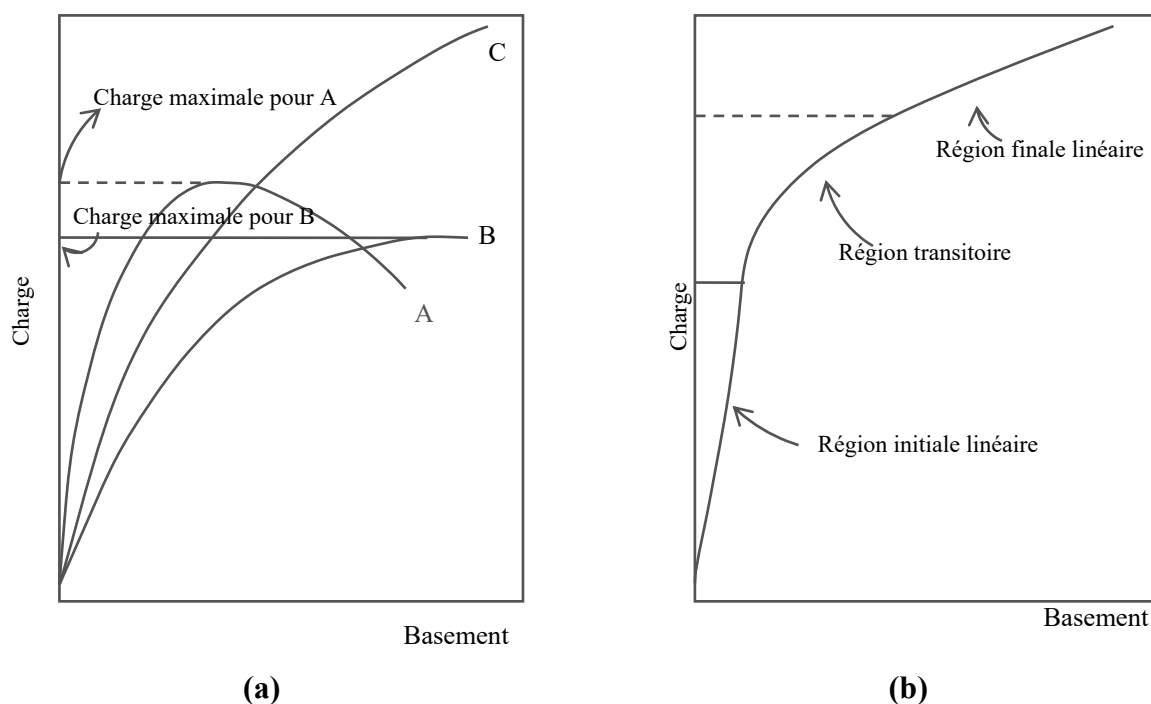


Figure 2.2 (a) Courbes typiques de la réponse charge-déplacement **(b)** Différentes régions de la courbe charge-déplacement (Shariatmadari 2008)

6.2. Critères pour l'interprétation des données de l'essai de chargement des pieux

Les différents critères d'interprétation des résultats des essais de chargement axiale de pieux peuvent être classés selon les trois catégories suivantes :

- Construction graphique
- Modélisation mathématique et,
- Limitation du tassement

Hirany et Kulhawy (1989) a annoncé que l'utilisation du terme "capacité ultime" ne coïncide pas avec la réalité et il manque d'une définition qui peut être universellement acceptée. Le terme: "la charge de rupture interprétée" doit être utilisé pour montrer que la charge de rupture est une valeur interprétée.

6.2.1. Construction graphique

La charge de rupture est obtenue à partir d'une construction graphique de la courbe charge –tassement de pieu. Ce critère regroupe les méthodes suivantes: point d'intersection, intersection avec l'axe de chargement, et les pentes d'intersection (Tableau 2.4).

6.2.2. Modélisation mathématique

Il existe une explicite hypothèse qui dénonce que la charge maximale durant le test de chargement est proche d'une valeur asymptotique. Cependant, ces méthodes doivent être utilisées seulement lorsque la courbe converge rapidement vers une valeur asymptotique. Des investigateurs supposent que la forme de la courbe de chargement peut être approximée à une forme parabolique. D'autres l'approximent à une forme hyperbolique. Selon la supposition considérée, le modèle mathématique est utilisé pour tracer une asymptote extrapolée. La charge de rupture sera cette valeur extrapolée. Ces méthodes donnent des valeurs surestimées de la charge de rupture (Hirany et Kulhawy, 1989).

6.2.3. Limitation des tassements

Les méthodes considérées par ce critère spécifient des valeurs limites aux tassements (tassements limites) et ils ne font pas la séparation entre la résistance à la base et celle le long du fut. En contrepartie, il n'y a pas une justification fondamentale de ces valeurs ainsi un manque d'accord universel sur les valeurs adoptées. Les méthodes regroupées dans ce critère sont: le tassement absolu limite, le tassement limite par unité de charge et le tassement limite comme fonction du diamètre du pieu. Plusieurs méthodes ont été publiées conformément à ce critère. Tableau 2.4, représente quelques noms.

6.3. Méthodes pour l'interprétation de la charge ultime

Les critères et leurs sous groupes pour l'interprétation des courbes de charge-tassement des pieux ont été illustrés dans la section précédente. Plusieurs investigateurs ont publiés plusieurs méthodes conformément à ces critères. Quelques investigateurs avec leurs correspondants critères sont illustrés dans le Tableau 2.4. Une brève révision de ces méthodes sera présentée dans un ordre chronologique

Tableau 2.4 Quelques méthodes publiées pour l'interprétation de la charge de rupture (Hirany et Kulhawy 1989)

Critères	Auteurs
Limitation du tassement	Brinch Hansen 90% (1963)
	Van Impe (1994)
Construction graphique	De Beer (1967)
	Davisson (1972)
	Mazurkiewicz (1972)
	Butler et Hoy (1977)
	Hirany et Kulhawy (1989)
Modélisation mathématique	Van der Veen (1953)
	Brinch Hansen 80% (1963)
	Chin (1970)
	Decourt (1999)

6.3.1. La méthode de Brinch Hansen 90%

Suivant Brinch Hansen, la charge ultime est atteinte lorsque la valeur du tassement en tête du pieu est deux fois la valeur du tassement à 90% de cette charge. La méthode suppose une allure hyperbolique de la courbe charge-tassement et elle suit la démarche suivante :

- Tracer la courbe charge-tassement comme présentée dans la Figure 2.3.
- Par la méthode essai-erreur, trouver la charge ultime Q_{ult} et le tassement ultime S_{ult} qui donne deux fois le mouvement en tête du pieu comme obtenu pour 90% de la charge Q_{ult}

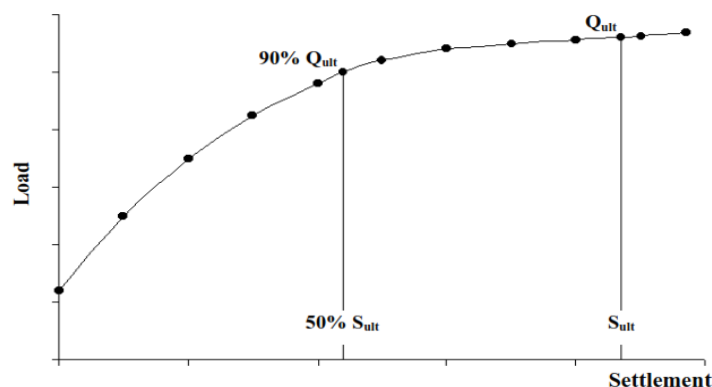


Figure 2.3 La méthode de Brinch Hansen 90% (Salgado et Lee 1998)

6.3.2. La méthode de De Beer

La méthode de De Beer suit la méthodologie suivante :

- Dans une échelle logarithmique, on trace les points charges et tassements correspondants (Figure 2.4).

- b) Les points généralement se trouvent sur deux lignes et,
- c) Par la suite, la charge de rupture est définie comme la charge qui correspond au point d'intersection de ces deux lignes.

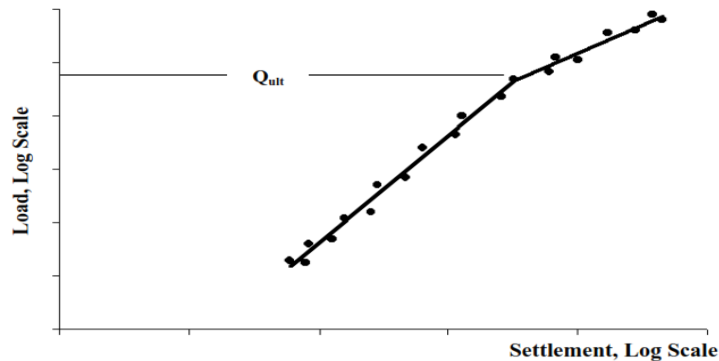


Figure 2.4 La méthode de De Beer (Salgado et Lee 1998)

6.3.3. La méthode de Chin

Chin suppose une relation hyperbolique entre la charge appliquée, Q , et le tassement correspondant, S , comme suit :

$$Q = \frac{S}{(b + m \cdot S)} \quad [2.3]$$

Où, b et m sont des constantes. L'asymptote de l'équation (2.3) peut être transposée à la forme suivante :

$$\frac{S}{Q} = b + m \cdot S \quad [2.4]$$

D'où, le tracé de S/Q en fonction de S est une ligne droite, sa pente est $m=1/Q_{ult}$, comme présenté dans la Figure 2.5

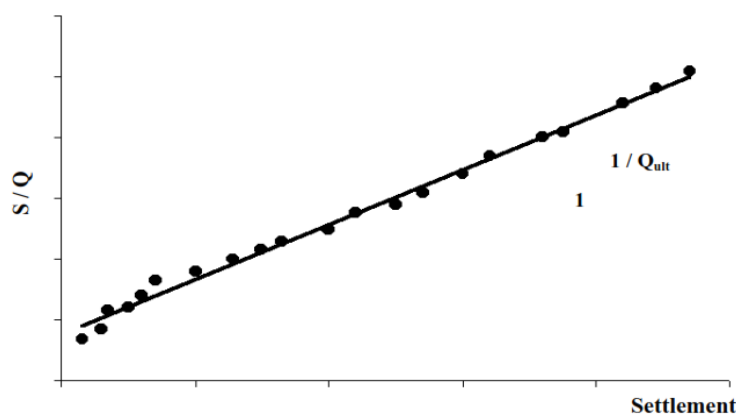


Figure 2.5 La méthode de Chin (Salgado et Lee 1998)

6.3.4. La méthode de Van Impe

La méthode de Van Impe dépend du critère des limitations du tassement. Elle définit la charge ultime comme étant la charge qui cause un tassement à la base du pieu égale à 10% du diamètre du pieu dans le cas des pieux battus, et entre 25% à 30% pour les pieux forés. Cette définition est adoptée en Allemagne (Deutsches Institut Für Normung 1990).

6.3.5. La méthode de Decourt

Decourt propose comme Chin une relation hyperbolique entre la charge, Q , et le tassement, S , comme suit :

$$Q = \frac{C_2 \cdot S}{(1 - C_1 \cdot S)} \quad [2.5]$$

L'équation (2.5) peut être transposée comme :

$$\frac{Q}{S} = C_2 + C_1 \cdot Q \quad [2.6]$$

Où, C_1 est la pente de la ligne droite et, C_2 est l'intersection entre l'axe Y et la ligne droite.

L'asymptote de l'équation [2.5] est :

$$Q_{ult} = \frac{C_2}{C_1} \quad [2.7]$$

D'où, le tracé de Q/S en fonction de Q est une ligne droite et l'extrapolation de Decourt pour la détermination de la charge limite, qui est égale au rapport entre l'interception avec Y et la pente de la ligne (Figure 2.6).

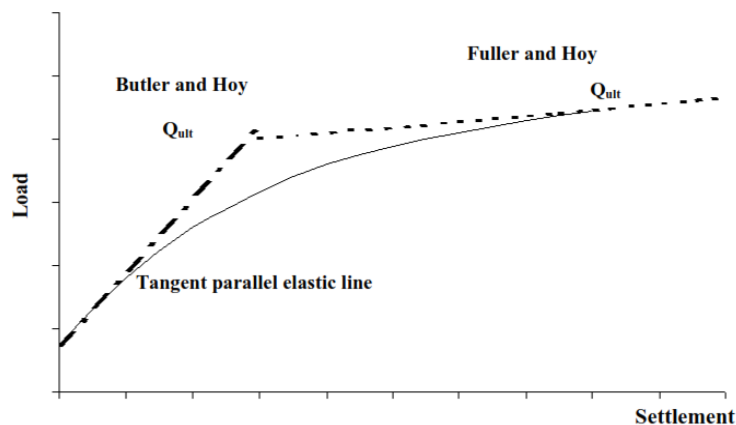


Figure 2.6 La méthode de Decourt (Salgado et Lee 1998)

Expérimentalement, le mouvement nécessaire pour mobiliser le frottement le long du pieu est très faible et il est dans l'ordre de 0,3 à 1% du diamètre du pieu. Par contre, la mobilisation de la résistance en pointe nécessite un mouvement assez important qui dépend du diamètre du pieu. Il peut s'arranger entre 10 to 20% du diamètre du pieu (Tomlinson et Woodward 2007). En se basant sur ces résultats, l'adoption d'un tassement limite en fonction du diamètre du pieu s'avère acceptable et en agrément avec les connaissances expérimentales. La méthode de Van Impe définit la charge ultime ou de rupture comme la charge qui correspond à un tassement de 10% du diamètre du pieu. Une telle définition coïncide avec le code Allemand (Deutsches Institut Für Normung 1990), et le code britannique pour la conception des fondations profondes qui annonce que la majorité des pieux testés ont atteint un état ultime lorsque le tassement est à 10% du diamètre du pieu. Seulement cela est vrai pour des diamètres de pieux inférieur à 600mm.

7. Conclusions

Ce chapitre a fourni une description détaillée de la méthodologie employée pour rassembler et normaliser les données expérimentales. L'étude a été entreprise sur des données extraites de plus de 80 sources différentes. En raison de la non normalisation des données, elles ont dû être examinées et filtrées par la technique de normalisation de Min-Max. Cette dernière est en accord avec les bornes de la fonction de transfert utilisée. En outre, la base de données a été fractionnée en trois sous ensembles : un pour l'apprentissage, l'autre pour le test et le dernier est pour la validation du modèle. La méthodologie de développement du modèle fera l'objet du cinquième chapitre. L'analyse des différents critères d'interprétation de la charge ultime nous a permis de mettre l'accent sur ces dernières et de choisir celle basées sur la limitation de tassement. Ce choix est justifié par des études expérimentales. La définition d'une zone de rupture pour la détermination de la résistance en pointe est un facteur déterminant. Le prochain chapitre illustre certains aspects liés à ce facteur, ainsi les différentes corrections qui doivent être effectuées pour obtenir une valeur standardisée de N.

Chapitre 3:

Contribution de N_{SPT} au dessus et au dessous de la pointe de pieu sur la résistance limite en pointe

1. Généralités

L'essai de pénétration standard (SPT) est l'un des anciens et le plus connu parmi les essais in situ utilisés dans l'exploration des sols en mécanique des sols et l'ingénierie des fondations, due principalement à sa simplicité, le bas prix ainsi sa versatilité. La procédure de test débute par la perforation d'un trou à l'aide d'une tarière, et un échantillonneur de division relié à une tige est abaissé à la base du trou. La tige est reliée à un marteau, qui est habituellement entraîné par le système hydraulique de l'appareil de forage. Le marteau est d'environ 63,5 kg et la hauteur de chute est de 0,76 m. L'échantillonneur de division est entraîné vers le bas en trois tranches de 150mm, avec le nombre de coups nécessaires pour chaque incrément qui est de 150 mm. La première 150mm de l'échantillonneur peut subir des perturbations en raison de la tarière, et est donc considéré comme un intervalle de sièges. Le nombre de coups nécessaires pour entraîner le tube de diviseur les dernières 300 mm est communément appelé le nombre de coups (Figure 3.1). L'essai SPT permet d'estimer la densité et la contrainte dans des sols sableux à des profondeurs importantes. Ainsi le tube de diviseur permet de collecter des échantillons remaniés et de mener le test simultanément. La classification visuelle des sols est parmi les avantages de ce test. Un handicap majeur de ce test est qu'il est limité à la profondeur du test. Le sol se trouvant entre les profondeurs de test est classée en se basant sur l'expérience de l'opérateur sur le terrain.



Figure 3.1 La procédure du test avec l'essai SPT

Le nombre de coups de l'essai SPT N est largement accepté pour être corrigé et standardisé avant de l'employer dans le développement de modèle de prédiction. Nous détaillerons les étapes de cette correction dans les sections suivantes.

2. L'essai de pénétration standard et les corrections du nombre de coups effectués

ASTM D1586-99 prescrit l'approche de performance de l'essai de pénétration standard. La valeur de N normalisée au rapport d'énergie de 60% est corrigée d'un nombre d'effets, et elle est souvent exprimée par la forme suivante (Skempton, 1986).

$$N_{60} = N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_S \cdot C_R \quad [3.1]$$

Où: C_E, C_B, C_S, C_R sont les facteurs de correction pour l'efficacité de l'énergie développée par le marteau, le diamètre du forage, la méthode d'échantillonnage, et la longueur de chute, respectivement. Pour plusieurs cas de la base de données, les détails concernant le diamètre du forage, la méthode d'échantillonnage, et la longueur de chute ne sont pas à notre disposition, delà les coefficients C_B, C_S, C_R sont prisent égale à l'unité pour toutes les données.

De fait que des études ont montré que les différents équipements et procédures sont presque les mêmes en Amérique et dans beaucoup d'autres pays, ainsi l'effet important de l'énergie délivrée au sol par chaque coup de marteau (Kovacs et al. 1977, Schmertmann et al. 1978). Le battage à un niveau de 30 à 40 coups par minute avec 60% de l'énergie théorique libre délivrée à l'échantillonneur a été recommandé (Kramer,1996) pour corriger le nombre de coups N à un rapport d'énergie de 60% (le rapport moyen de l'énergie actuelle délivrée par le marteau à l'énergie théorique libre). Selon Kramer (1996), le coefficient C_E est pris égale à :

$$C_E = \frac{Em}{0,6.Eff} \quad [3.2]$$

Où: Em est l'énergie actuelle délivrée par le marteau, et Eff est l'énergie théorique libre totale du marteau. N est considéré comme étant N_{60} si N n'est pas indiqué (Kramer, 1996). Autres indications sont utilisées en se basant sur le guide de Wair et al (2011) dans le cas ou les informations sur l'énergie délivrée et le type de marteau sont insuffisantes et elles sont les suivantes :

Dans la pratique japonaise le rapport d'énergie est assumé égale à 67%. En Amérique ce rapport est de 60%. Enfin en Taiwan ce rapport est de 73.5%. Dung et al (2011) a proposé une valeur de 54%. Ensuite la valeur de N_{60} a été corrigéede l'effet de la pression due aux poids des terres, généralement exprimée comme :

$$N_{1,60} = C_N \cdot N_{60} \quad [3.3]$$

Où: C_N est le facteur de correction pour la pression due aux poids des terres.

Dans la littérature, plusieurs expressions ont été proposées pour le facteur C_N , cependant, l'expression initialement proposée par Liao et Whitnam (1986) et par suite a été suggérée par ASTM 6066-96 est utilisée lors de cette étude, et qui s'écrit comme suite:

$$C_N = (Pa/\sigma'v)^{0.5} \quad [3.4]$$

Où: $\sigma'v$ est la pression effective verticale au point de test de l'essai SPT et, Pa est la pression de référence =100KPa.

3. Le calcul de la moyenne par l'essai SPT

Les dépôts naturels de sol, en particulier les sables, produisent des profils de nombre de coups N_{SPT} avec plusieurs pics et des creux. Les variations du nombre de coups reflètent la variation des différentes caractéristiques de sol ainsi l'état de contraintes. Cependant, lors de la détermination de la résistance en pointe qui est en fonction des conditions de sol dans la zone au dessous et au dessus de la pointe de pieu, une moyenne doit être établie qui est représentative de cette zone. Il est important à noter que le diamètre du pieu contrôle l'étendue de la surface de rupture. Cependant, la hauteur de cette zone doit être en fonction du diamètre du pieu. Généralement, deux méthodes de calcul de la moyenne, soit arithmétique, soit géométrique, sont utilisées pour trouver la valeur moyenne ou la valeur représentative de la zone. Une analyse critique faite par Eslami et Fellenius (1997) a démontré que l'utilisation de la moyenne géométrique pour obtenir une valeur représentative et logique de N s'avère plus précise et relevant. Il est à noter que les valeurs de N_{SPT} utilisées pour la détermination de la moyenne géométrique doivent être équidistantes. La moyenne arithmétique est préférée lorsque les valeurs de SPT sont uniformes, donc il s'agit des sols homogènes.

La moyenne géométrique du nombre de coups dans la zone de rupture et le long de fut réduit et élimine potentiellement l'influence de la disproportionnalité des pics et des creux dans la courbe de SPT, qui ne peut être réglé par la moyenne arithmétique. La moyenne géométrique des valeurs de N_{SPT} vient de s'imposer et est défini comme :

$$N_{avr} = \sqrt[n]{(N_1 N_2 N_3 \dots N_n)} \quad [3.5]$$

Où: n est le nombre de données.

4. Zone de rupture -Contribution de N au dessus et N au dessous de la base du pieu sur la résistance en pointe de pieu-

L'estimation de la résistance en pointe à partir de l'essai SPT nécessite la définition de la zone de rupture autour de la pointe du pieu qui spécifie la région dans laquelle N est à considérer pour estimer la valeur moyenne notée \bar{N}_b . Dans ce contexte, assez d'investigateurs ont proposé des mécanismes de rupture pour estimer la résistance ultime en pointe d'un pieu battu dans les sables (e.g. Das 1984, 1995; Nguyen *et al.* 1991) parmi d'autres.

4.1. Aperçu sur les mécanismes de rupture des fondations profondes

Assez d'investigations et d'investigateurs ont mené des études et recherches sur les mécanismes de rupture développés dans le cas des fondations profondes pour évaluer la résistance à la base du pieu et celle le long du fut (Ghionna *et al.* 1994, Salgado et Lee 1999, Lee et Lee 1996, Gamal 2001, Faizi *et al.* 2015). Assez d'hypothèses, de suppositions et des études expérimentales sur des pieux modèles dans des chambres de calibration pour l'analyse du comportement ou la réponse des pieux dans des différentes conditions de sol (Figure 3.2). La zone de rupture est la zone nécessaire pour la mobilisation de la résistance en pointe. Dans ce contexte, Figure 3.3, permis d'illustrer quelques mécanismes de ruptures parmi d'autres trouvés dans la littérature géotechnique. Conformément à ces différents mécanismes de ruptures, le facteur de portance de la résistance en pointe du pieu ' N_q ' prend de différentes valeurs, comme indiquée dans la Figure 3.4 (Salgado et Lee 1999). Figure 3.4, présente l'étendue de validité du facteur de portance ' N_q ' donné par des auteurs qui ont largement contribué à résoudre le problème lié à la détermination de la résistance en pointe du pieu.

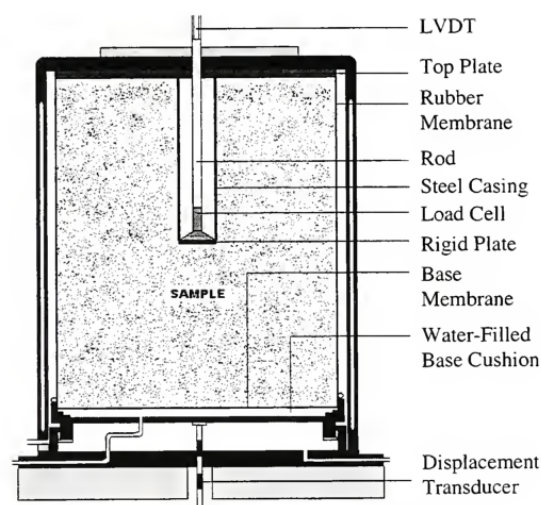


Figure 3.2 Schéma générale d'une chambre de calibration (Salgado et Lee 1999)

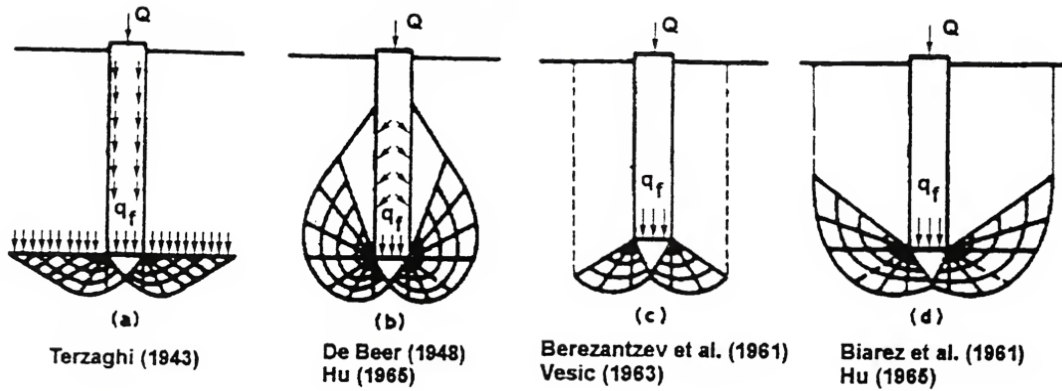


Figure 3.3 Différents mécanismes de ruptures supposés pour les fondations profondes (Salgado et Lee 1999)

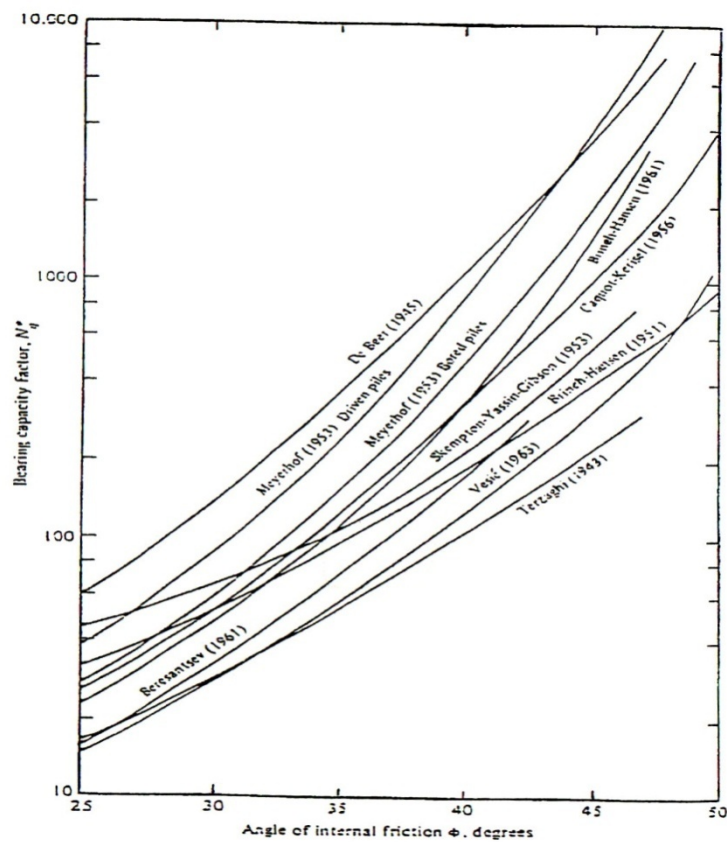


Figure 3.4 Facteurs de la capacité portante pour les fondations profondes circulaires (Salgado et Lee 1999)

4.2. Analyse critique des méthodes directes de calcul de la capacité en pointe des pieux basées sur le SPT

Pour estimer la résistance en pointe d'un pieu à partir du nombre de coups moyen, il est nécessaire d'identifier la zone de rupture autour de la pointe de pieu. La définition de la longueur de la zone de rupture est un problème déterminant dans l'estimation de la résistance

en pointe. Cependant, il n'y a aucune évidence spécifique qui confirme si la rupture est un poinçonnement local ou une rupture par glissement généralisé. Les travaux expérimentaux et numériques menés par Altaee et *al.* (1992) sur deux pieux en béton armé ancré dans un sable uniforme moyennant dense ont montré que la zone de rupture s'étend entre 5 fois le diamètre au dessus à 5 fois le diamètre au dessous de la base de pieu. Les méthodes respectivement d'Aoki et Velloso (1975), Shioi et Fukui(1982), Robert (1997), le manuel Canadian de l'ingénierie de fondation (2012), et PHRI Standard (1980) n'ont pas spécifié une zone précise et comme résultat, le choix consistant de la valeur de N est fait avec incertitude. La méthode de Briaud et Tucker suggère un intervalle de 4 fois le diamètre au dessus et 4 fois le diamètre au-dessous de la base. En conclusion, Toutes les méthodes traditionnelles de calcul de la capacité portante des pieux basées sur le SPT n'ont pas défini attentivement cette zone.

Esslami et Fellenius (1996), ont utilisé un modèle pour la simulation d'un poinçonnement local, les surfaces de rupture sous forme de spirales logarithmiques débutent de la base de pieu et se termine sur un point se situant le long du fut du pieu (Figure 3.5). La hauteur et la profondeur de cette spirale peut varier entre 4 à 9 fois le diamètre du pieu dans la partie supérieure, et 1 à 1,5 fois le diamètre du pieu au dessous de sa base, dépendant de l'angle de frottement interne du sol. Du fait que l'étendue de la zone de rupture à considérer pour l'estimation de la résistance en pointe du pieu n'est pas critique dans un sol homogène. Une diversité d'analyses théoriques utilisée pour la détermination de l'étendue de cette zone ont fourni des différentes valeurs, mais les valeurs moyennes dans cette zone sont presque similaires (Esslami et Fellenius 1996).

Par contre, dans un sol non homogène, ce schéma de rupture ne peut être généralisé pour la rupture qui se manifeste autour de la pointe du pieu. Delà, le nombre de coups moyenné dépendra de la longueur de la zone de rupture. La hauteur de la zone de rupture au dessus de la pointe de pieu est donnée par Esslami et Fellenius (1997).

$$r_t = B. \exp(\pi. \tan \varphi) \quad [3.6]$$

Où: r_t est la hauteur de la zone de rupture au dessus de la pointe de pieu, et φ est l'angle de frottement interne du sol.

Le point le plus bas de la surface de rupture (au dessous de la pointe du pieu) est donné par:

$$r_b = B. \exp(\varphi. \tan \varphi. \cos \varphi) \quad [3.7]$$

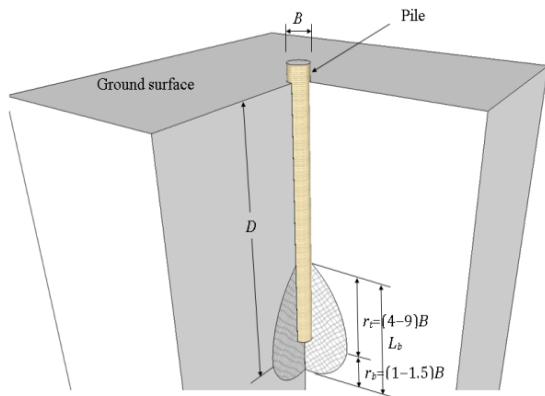


Figure 3.5 Vue schématique de la surface de rupture sous forme de spirales logarithmiques autour de la base du pieu (Eslami et Fellenius, 1997).

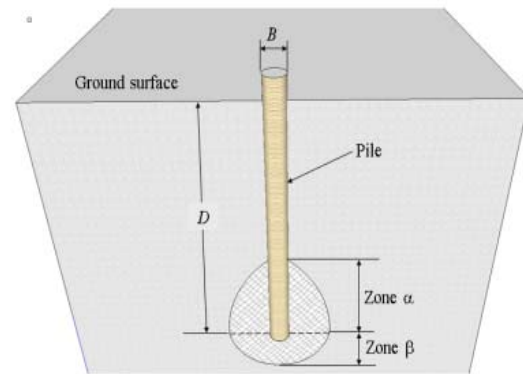


Figure 3.6 Désignation de la Zone de rupture pour le calcul du nombre de coups moyens.

Pour un sol non homogène, ces considérations ne peuvent être appliquées. Et car l'extension de la zone de rupture pour la détermination du nombre de coups moyen dans l'estimation de la résistance en pointe n'est pas critique dans un sol homogène. Les différentes considérations théoriques dédiées par les différentes hauteurs aboutissent à des différentes dimensions de cette zone, seulement la valeur moyenne pour ces différentes propositions est presque identique. Dans leurs démonstrations pour le cas d'un sol hétérogène, constitué d'une couche de sable dense situé entre deux couches de mauvaises caractéristiques, Eslami et Fellenius (1997) ont considéré le profil de l'essai CPT illustré dans la Figure 6. Dans ce contexte, un pieu de 350mm de diamètre a été utilisé. L'exemple illustre l'effet de trois différentes hauteurs de la zone d'influence qui sont respectivement, $2B$, $4B$ et $8B$. Ces hauteurs sont accompagnées par une même profondeur de la zone de rupture qui est de $4B$. Figure montre les moyennes géométriques le long de ces trois zones de rupture, montrant clairement leurs divergence. Les dimensions de la zone de rupture est déterminante dans un sol hétérogène.

Due à l'absence d'un appui théorique solide ou une analyse rigoureuse adéquate sur ce problème. La littérature géotechnique ne fourni que des estimations empiriques ou semis empiriques basées sur l'appréciation des chercheurs.

En Amérique du nord, une pratique est couramment utilisée est de prendre la hauteur maximale ainsi la profondeur maximale déduite de la méthode de Schmertmann et Nottingham (1978) qui est de $4B$. Cela coïncide avec les études expérimentales et théoriques menées par Meyerhof (1976), Shariatmadari *et al* (2006), et Faizi *et al* (2015). Prenant à titre d'exemple le cas où une couche de sol lâche se situant pas loin de la base du pieu (risque de poinçonnement). Des efforts de tentions seront développés dans cette couche, faisant réduire

la résistance en pointe. Dans une telle situation et pour la plupart des cas réels une profondeur de 4B apparaît plus raisonnable que 1,5B. Donc comme conclusion quelque soit le profile de sol à considérer dans cette étude, la mobilisation de la résistance en pointe nécessite de considérer l'enveloppe des surfaces de glissements qui sont une hauteur de 8B et une profondeur de 4B.

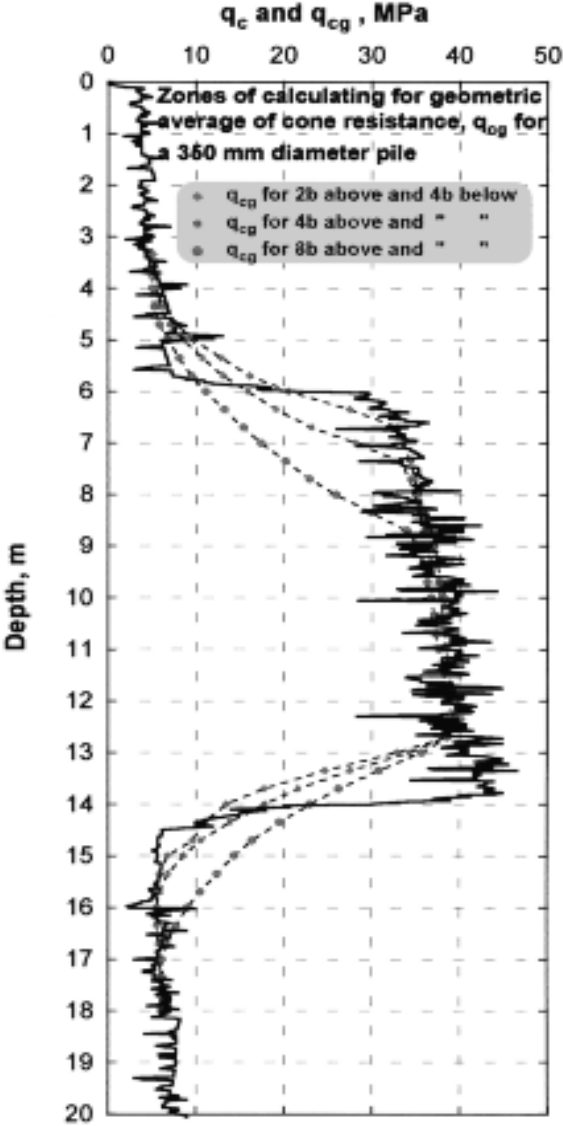


Figure 3.7 Comparaison de la résistance du cône pénétrométrique et la moyenne géométrique de la résistance pour des différentes dimensions de la zone du rupture

(Eslami et Fellenius, 1997)

4.3. Formulation du nombre de coups moyen dans la zone de rupture

L'erreur dans l'évaluation des contributions de ces zones est l'une des sources majeures des valeurs non consistantes des capacités portantes obtenues à partir de ces différentes méthodes de calcul. Pour l'investigation de la contribution relative de ces zones (Figure 3.6, Où, α et β représentent l'étendue des zones au dessus et au dessous de la base de pieu, respectivement), on a trouvé judicieux d'opter pour le concept de $8B_{\text{audessus}}$, et $4B_{\text{audessous}}$ de la base de pieu suggéré par Esslami et Fellenius (1997). Par la suite, on a jugé intéressant de combiner chaque partie avec sa contribution relative (c.à.d, la zone supérieure (α) avec sa contribution relative, W_{α} et inférieure (β) avec sa contribution relative, W_{β} . Le nombre de coups moyen sur toute la zone de rupture sera écrit comme :

$$\bar{N}_b = W_{\alpha} \cdot N_{\alpha} + W_{\beta} \cdot N_{\beta} \quad [3.8]$$

Où, N_{β} est le nombre de coups moyen corrigé à l'intérieur de la zone inférieure; N_{α} est le nombre de coups moyen corrigé à l'intérieur de la zone supérieure.

Pour déterminer la contribution de ces zones, W_{α} et W_{β} , une analyse séparée par éléments finis est entamée. Les détails et la méthodologie de travail sera discutée dans le prochain chapitre.

5. Conclusions

Les corrections effectuées du nombre de coups de l'essai SPT va standardiser le N dans toute la base de données et qui par conséquent, permettra une meilleure interprétation des résultats fourni par le modèle RN qui sera développé ultérieurement. Ainsi le choix de la moyenne adaptée (ou adoptée) dans l'étude joue un rôle déterminant.

L'estimation de la résistance en pointe en se basant sur les résultats de l'essai SPT nécessite la définition de la zone de rupture autour de la pointe. La hauteur de la zone de rupture définie la hauteur nécessaire pour mobiliser la résistance en pointe. Les différentes investigations des mécanismes de ruptures rencontrés dans la littérature démontrent qu'ils sont la source majeure des valeurs inappropriées et divergentes des capacités portantes. Une définition rigoureuse de cette zone est très indispensable, aussi la quantification du pourcentage de contribution des deux zones au dessous et au dessus de la pointe sur la résistance en pointe semble être la clé pour mieux interpréter l'essai SPT dans la zone de rupture. Le prochain chapitre expliquera toutes les étapes nécessaires pour arriver à cette fin.

Chapitre 4 :

*Analyse numérique par éléments finis du
comportement d'un pieu chargé axialement dans
un sol sableux*

1. Introduction

Ce chapitre est consacré à évaluer la contribution relative des deux zones, au dessous et au dessus de la pointe du pieu sur la capacité portante en pointe d'un pieu ancré dans un sol sableux. Pour arriver à cette fin, une modélisation par éléments fini est utilisée. Cette contribution a été interprétée à l'aide de deux facteurs de contribution correspondants aux deux zones considérées (au dessus et au dessous de la base de pieu). Le comportement d'un pieu chargé axialement s'effectue souvent en configuration axisymétrique. Le modèle numérique développé est calibré avec le modèle de Salgado et Lee (1999). Par suite, une étude paramétrique est entamée. Les résultats de cette étude a permis de développer une base de données numériques. Suite de cette étude paramétrique, un modèle statistique a été développé, représentant la variabilité de la résistance en pointe en fonction du nombre de coups, du facteur de résistance ou de corrélation ainsi que des facteurs de contributions des zones au dessous et au dessus de la pointe. Une description préliminaire du comportement mécanique des sols sableux s'avère utile avant d'entamer la partie modélisation numérique par les éléments finis. De là, une brève exposition de quelques notions liées au comportement mécanique des sols sableux fera l'objet de cette première section suivi par la représentation des différents points visés dans ce chapitre.

2. Aperçu sur le comportement mécanique du sable

2.1. Généralités

La façon la plus simple pour décrire le comportement mécanique du sol est de le supposé linéaire élastique. Dans l'élasticité linéaire, la relation contrainte – déformation est représentée par une linéarité dans l'absence des conditions de rupture. Cependant, l'élasticité linéaire est simple et convient mieux pour une utilisation pratique. Seulement, elle ne s'adapte pas avec une rangée typique des points contraintes-déformations rencontrés souvent dans les problèmes liés à la géotechnique. Le comportement élastique linéaire ne peut être observé dans un sol que pour des petites déformations de l'ordre de 10^{-5} . Après ce seuil, le sol généralement montre une forme non linéaire.

Dans le but de représenter le comportement non linéaire du sol avant que les conditions de rupture prennent place, plusieurs modèles ont été proposés (Salgado et Lee 1999). Les modèles de type hyperbolique sont parmi les plus investi pour refléter la non linéarité. Ces modèles sont relativement simples à l'utilisation avec une précision raisonnable. Les problèmes de stabilité sont largement affectés par la partie de la courbe contrainte-

déformation, où des larges déformations sont développées. En contrepartie, une augmentation modeste des contraintes, ces larges déformations sont associées à la réponse plastique.

La description de l'état plastique nécessite deux concepts de base, qui sont la définition d'un critère de rupture et d'une règle d'écoulement. Un critère de rupture définit l'état de contrainte dans le solmenant à la condition de rupture. La règle d'écoulement définit la relation entre la contrainte et la déformation à l'état plastique à travers une fonction de plasticité. Dans ce qui suit une description de la relation contrainte-déformation, incluant les réponses respectivement, linéaire élastique, non linéaire élastique et plastique.

2.2. La relation contrainte-déformation en élasticité

Une complète définition du comportement mécanique d'un corps nécessite trois relations de base: conditions d'équilibre, condition de compatibilité et une relation contrainte déformation. Figure 4.1, illustre comment ces trois éléments sont connectés chacun avec l'autre. La condition de l'équilibre définit la relation entre la contrainte interne σ et les forces externes incluant des forces surfaciques (T) et volumique (F). La condition de compatibilité définit la relation entre le déplacement U et la déformation ϵ . La relation linéaire entre la contrainte σ_{ij} et la déformation ϵ_{kl} est appelée comportement élastique linéaire qui est défini par la loi de Hooke généralisée comme suit:

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \epsilon_{kl} \quad [4.1]$$

Où, i,j,k et l= 1, 2 et 3; C_{ijkl} est le tenseur du module d'élasticité.

Après simplification le tenseur C_{ijkl} prend la forme suivante :

$$[C] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \quad [4.2]$$

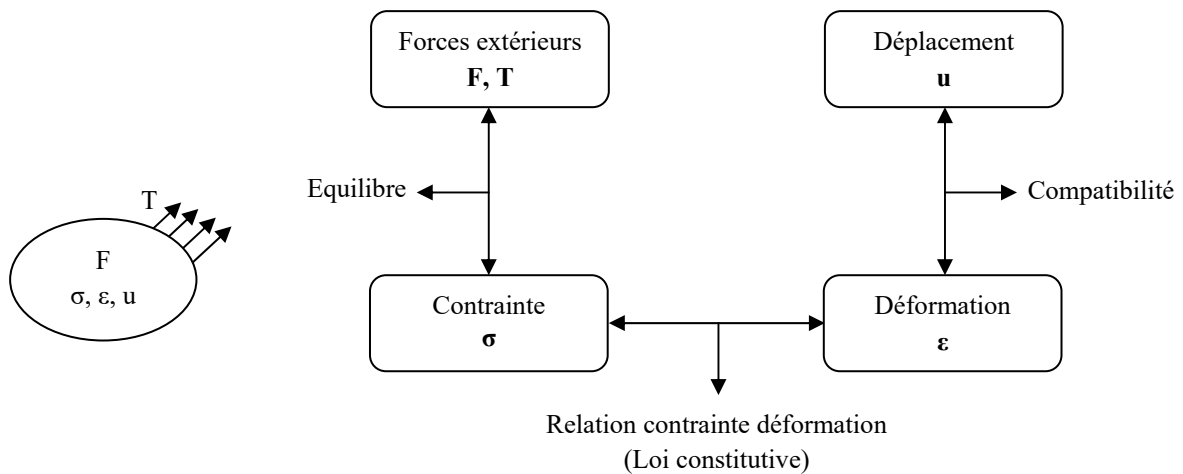


Figure 4.1 Définition d'un comportement mécanique d'un corps solide (Salgado et al. 2000)

Figure 4.2, illustre la relation entre la contrainte de cisaillement et la déformation angulaire correspondante. Comme déjà dit le sol se comporte comme un matériau élastique pour des faibles déformations. Pour les sables, ce seuil de linéarité est de 10^{-5}

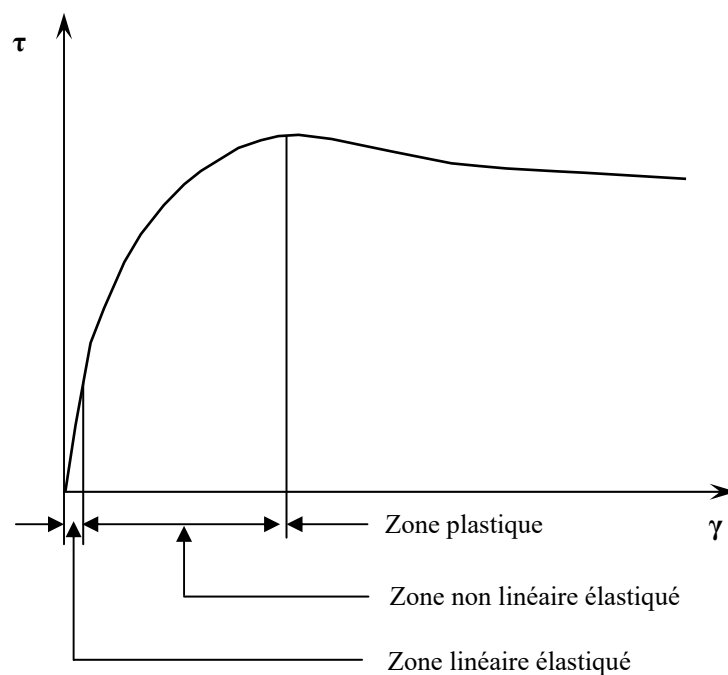


Figure 4.2 Comportement non linéaire de la courbe contrainte-déformation d'un sol (Salgado et al. 2000)

Le module de cisaillement à ce stade est appelé 'module de cisaillement initial (G_0)'. Ce module est constant pour une condition de sol donnée, quelque soit le type de chargement (Salgado et Lee 1999). Le module de cisaillement initial (G_0) peut être déterminé par des tests au laboratoire et sur le champ par la mesure de la vitesse des ondes de cisaillement basé sur la relation:

$$G_0 = \rho \cdot v_s^2 \quad [4.3]$$

Où ; ρ est la densité volumique; V_s est la vitesse des ondes de cisaillement.

Les essais in situ comme le cône de pénétration sismique, l'analyse spectrale des ondes de surface forment un autre moyen pour la détermination du module de cisaillement initial. Dans ce contexte, la littérature présente pas mal de relations empiriques pour la détermination du module de cisaillement initial des sables, Hardin et Black (1966) suggère la relation exprimée comme suit :

$$G_o = C_g = \frac{(e_g - e_o)^2}{1 + e_o} (p_a)^{(1-n_g)} (\sigma'_m)^{n_g} \quad [4.4]$$

Où, C_g , e_g et n_g sont les constantes qui dépendent de la nature du sol; e_0 est l'indice des vides; p_a est la pression de références (=100KPa); σ'_m est la contrainte effective moyenne.

Dans leurs travaux, Hardin et Black (1966) ont proposé des valeurs pour les constantes C_g , e_g et n_g pour certains types de sables (Tableau 4.1).

Tableau 4.1 Valeurs des constantes C_g , e_g et n_g pour différents types de sable (Salgado et al 1999)

Sand type	C_g	e_g	n_g
Ottawa	612	2.17	0.44
Ticino	647	2.27	0.43
Toyoura	900	2.17	0.40
Hokksund	942	1.96	0.46
Monterey No.0	326	2.97	0.50

2.3. Le modèle hyperbolique dans la relation contrainte - déformation

Comme déjà évoqué le comportement du sol montre un non linéarité importante, débutant à un stade très avancé de chargement. Les modèles hyperboliques sont largement utilisés pour représenter le comportement du sol au-delà de son comportement linéaire. Duncan et Chang (1970) ont modifié l'équation hyperbolique de Kondner (1963), en faisant intervenir le facteur R_f . Ce facteur relie la contrainte déviatorique ultime $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ de la relation hyperbolique à la contrainte déviatorique actuelle du sol à la rupture $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, l'équation s'exprime comme suit :

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{E_0} + \frac{\varepsilon \cdot R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}} \quad [4.5]$$

Où, la contrainte déviatorique à la rupture peut être déterminée à partir du critère de rupture de Mohr – Coulomb :

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cdot \cos \varphi + 2\sigma_3 \cdot \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad [4.6]$$

Où ; C et φ sont les paramètres du cisaillement du critère de Mohr-Coulomb. Le modèle hyperbolique décrit la non linéarité de la relation contrainte – déformation sans faire recours aux concepts de plasticité.

2.4. Critère de rupture et la plasticité du sol

Le critère de rupture est utilisé pour définir l'état limite des contraintes à laquelle le matériau exhibe un comportement plastique. Dans la plupart des théories de plasticité, le matériau est considéré comme élastique sous la surface de rupture qui est défini par un critère de rupture. Le critère de rupture F peut être exprimé comme une fonction des composantes de la matrice de contraintes comme suit

$$F = F(\sigma_{ij}) = F(\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{33}, \sigma_{12}, \sigma_{23}, \sigma_{13}) \quad [4.7]$$

Pour plus de détails, Salgado et Lee (1999), et autres ont largement abordés ces critères.

2.5. La dilatance et l'état critique d'un sable

Le comportement contrainte – déformation et la déformation volumique durant le cisaillement diffère énormément en fonction de la densité relative. Comme montrés dans la Figure 4.3, le sable lâche présente une courbe contrainte –déformation avec une diminution graduelle de la courbure jusqu'à la rupture, montrant un comportement rigide ou ferme. Dans l'autre côté, le sable dense a une courbe contrainte – déplacement avec un pic.

Il est généralement observé que la déformation volumétrique négative représente l'augmentation du volume qui se manifeste suivant un comportement contractive observé initialement. Ce phénomène remarqué dans le sable dense est connu sous le nom de 'dilatance'. Pour un même confinement, plus la densité augmente, plus la contrainte de cisaillement devient importante, et comme résultat, l'angle de frottement au pic augmente. Le point se situant loin du point de pic dans la courbe contrainte-déformation, dans lequel aucun changement de volume ne s'est produit se réfère à un état critique.

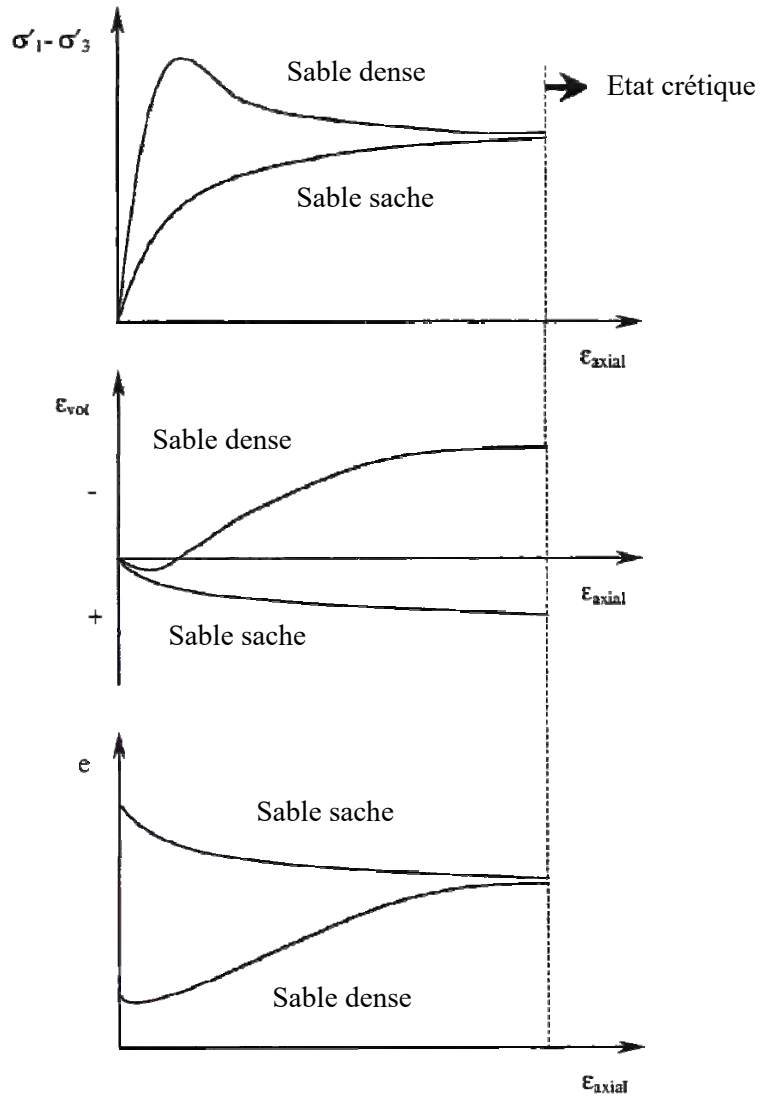


Figure 4.3 Différents comportements d'un sable lâche et dense (Salgado et Lee 1999)

Comme montré dans la Figure 4.3, la déformation volumétrique ϵ_{vol} , la contrainte déviatorique ($\sigma'_1 - \sigma'_3$) et l'indice de vide à l'état critique restent constants. L'angle de frottement du sable à l'état critique est donné par :

$$\sin \phi_c = \frac{\sigma'_{1c} - \sigma'_{3c}}{\sigma'_{1c} + \sigma'_{3c}} \quad [4.8]$$

Où, ϕ_c est l'angle de frottement à l'état critique; σ'_{1c} et σ'_{3c} sont les contraintes principales majeure et mineure à l'état critique.

Dans le but de quantifier l'angle de dilatance, Bolton (1986) a proposé la relation empirique suivante :

$$\varnothing_p = \varnothing_c + 0.8\psi_p \quad [4.9]$$

Où, \varnothing_p est l'angle de frottement au pic ; \varnothing_c est l'angle de frottement à l'état critique; ψ_p est l'angle de dilatance.

3. Généralités sur la modélisation numérique en éléments finis (EF)

L'approche par la méthode des éléments finis permet de déterminer le comportement du pieu ainsi que du massif du sol l'entourant. La modélisation du comportement des pieux exige la connaissance des caractéristiques géométriques et mécaniques des pieux ainsi que le choix d'un bon modèle d'interface sol/pieu et d'une loi de comportement adéquate du sol. La modélisation du comportement des pieux par la méthode des éléments finis peut être réalisée par une schématisation en symétrie de révolution ou tridimensionnelle. La condition de symétrie de révolution (ou "*axisymétrie*") est généralement utilisée dans le cas d'un pieu cylindrique isolé, l'axe de symétrie étant l'axe du pieu (objet de notre étude). La condition tridimensionnelle reste l'approche la plus réaliste, en revanche, elle requiert des moyens importants pour la réalisation du maillage autour des pieux. Les approches par calculs en éléments finis(EF) de pieux sont brièvement analysées.

3.1. Aperçu sur la modélisation numérique axisymétrique des pieux par EF

Lors d'une modélisation axisymétrique, le pieu est supposé cylindrique et plein. Des caractéristiques équivalentes sont alors cherchées pour les surfaces, les modules et les densités pour les pieux à section non circulaire ou non pleine, en conservant généralement les rigidités axiales et les diamètres extérieurs ou les longueurs des pieux réels. En général, une équivalence de la surface latérale est privilégiée par rapport à la surface en pointe ou la surface de la section moyenne. En connaissant le rayon équivalent du pieu, il faut affecter au matériau constituant le pieu un module d'Young tel qu'il assure une rigidité équivalente à celle du pieu réel. Pour la modélisation d'un pieu isolé, il convient de fixer les limites verticales du maillage ($u = 0$) à au moins deux fois la longueur du pieu (L_p) et la limite horizontale inférieure à au moins 2,5 fois la longueur du pieu en dessous de la pointe (condition $v = 0$ ou $u = v = 0$), soit 3,5 L depuis la surface (Mestat et Prat 1999). Par ailleurs, le maillage d'un pieu isolé doit être relativement resserré au voisinage des interfaces, c'est-à-dire à la pointe et le long du fût, où des forts gradients risquent d'apparaître.

Beaucoup d'auteurs ont modélisé numériquement, par la méthode des éléments finis, le comportement des pieux sous chargement en tenant compte de l'interface au contact sol-pieu. Les modélisations par éléments finis de l'installation du pieu ont été effectuées, soit en imposant des déplacements en tête du pieu (Huang et al. 2004, Lu et al. 2004), ou soit en imposant des forces (Mabsout et al. 1995). Certains auteurs ont modélisé l'essai de chargement de pieu ou de pieu modèle par éléments finis en utilisant des éléments d'interface sans épaisseur (Wehnert et Vermeer 2004) ou type couche mince avec des caractéristiques spécifiques de rigidité et de frottement (De Gennaro et Frank 2002b). D'autres auteurs ont modélisé le comportement des pieux sans utilisation d'éléments d'interface (Georgiadis et al. 2003).

Plusieurs facteurs peuvent influencer les résultats de l'analyse numérique EF du comportement d'un pieu. Citons, l'influence du maillage, l'influence du modèle de comportement du sol adjacent au pieu et l'influence du comportement de l'interface (De Gennaro 1999, Das Neves et al. 2001a et b, Wehnert et Vermeer 2004).

4. Développement du modèle numérique par éléments finis

Cette section se focalise sur la détermination de la contribution relative des zones au dessus et au dessous de la pointe du pieu sur la capacité en pointe du pieu. A cette fin, un modèle élément fini (EF) a été développé en utilisant le logiciel commercialisé PLAXIS 2D (2011) (Annexe1). "PLAXIS 2D foundation" est un programme de modélisation par éléments fins dans deux dimensions (2D), spécialement développé pour l'analyse des différentes structures de fondation. Ce programme combine des simples procédures graphiques pour introduire les données (inputs) qui permettent à l'utilisateur de générer automatiquement des modèles complexes d'éléments finis, avec une sortie simple et avancée ainsi des procédures rigoureuses de calcul. Le modèle développé a été calibré en utilisant le modèle de Salgado et Lee (Salgado et Lee 1999).

Dans leur papier, Salgado et Lee (1999) ont discuté la détermination de la résistance en pointe du pieu en utilisant les données des essais de pénétration standard (SPT) et celles de pénétromètre statique (CPT) pour des pieux ancrés dans le sable de Ticino. Les propriétés mécaniques du sable utilisé sont présentées dans le Tableau 4.2, et plus de détail sur le sable de Ticino peuvent être consulté dans Salgado (1993).

Etat drainé	Drainé
Densité relative	35% / Moyen
Poids volumique en KN/m ³	18
Le coefficient de Poisson	0.33
Angle de frottement en degré	34.8
Angle de dilatation en degré	3
Module de Yong en KPa	50×10 ³
Angle de frottement de l'interface en degré	23

Modèle de comportement	Elastique/Linéaire
Type de matériau	Non poreux
Diamètre du pieu en m	0.6
L'ancrage du pieu en m	20
Module de Yong en KPa	30×10 ⁶
Le coefficient de Poisson	0.3
Poids volumique en KN/m ³	25

4.1. Description du modèle élément fini

Dans cette étude, la modélisation du comportement d'un pieu chargé axialement par les éléments finis s'effectue en configuration axisymétrique. Le pieu passe sur toute sa profondeur dans le sable de Ticino (Ticino sand). L'axe central du maillage coïncide avec l'axe du pieu. Les bornes sont sélectionnées à grande distance de telle manière d'avoir un effet minimal sur les résultats (Azizi, 2000). Les limites verticales du maillage sont distantes de 30 fois le diamètre du pieu à partir de l'axe de pieu (Azizi, 2000) (Figure 4.4). Les limites ou bornes horizontales sont placées à 2 fois la longueur de pieu à partir de la base du pieu. Les limites verticales sont de telles façon que le pieu est libre de se déplacer dans la direction verticale mais le déplacement dans la direction horizontale est empêché (Azizi, 2000) (Figure 4.4). La partie inférieure du maillage est empêchée de se déplacer dans les deux directions; verticale et horizontale. Cependant, les tassements verticaux du pieu et du sol et à cause du chargement extérieur appliqué peuvent être mesurés.

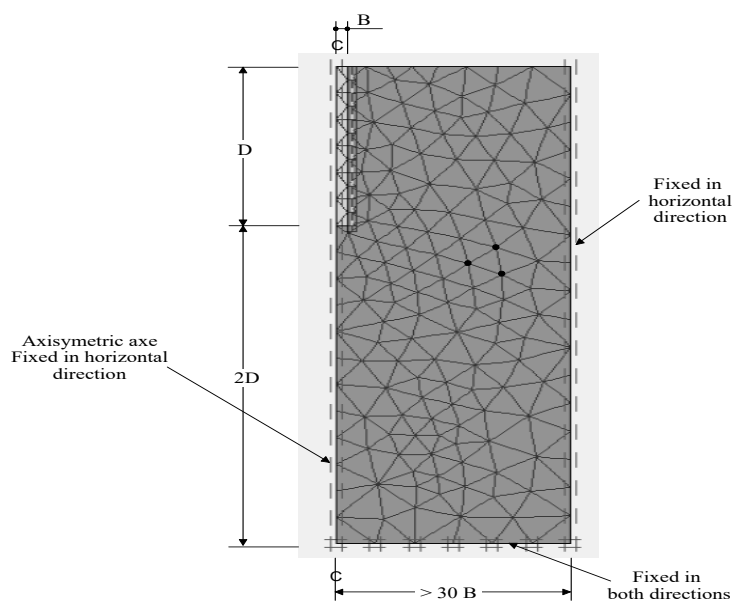


Figure 4.4 Les conditions géométriques et aux limites du modèle numérique

4.1.1. Dimensionnement du maillage

Pour mettre en évidence ces limites adoptées, une étude a été effectuée. Les limites verticales et horizontales du maillage ont été fixées de telle façon qu'au-delà de ces limites les déplacements des points du pieu se stabilisent et ne varient plus avec les dimensions du maillage. Le choix du nombre d'éléments ainsi que la conception du maillage doit refléter un compromis entre un degré de précision acceptable et le temps de calcul. On a trouvé qu'un nombre d'éléments de 1800 éléments est nécessaire pour aboutir à la précision voulu. Ce nombre est suffisant pour une analyse avec succès. La distribution des éléments est représentée dans la Figure 4.4.

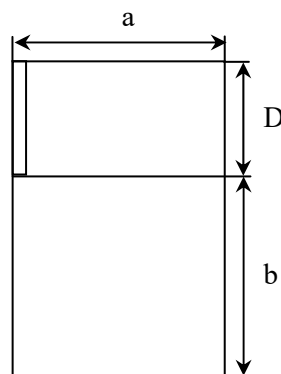


Figure (II.1.6) : Représentation de « a » et « b »

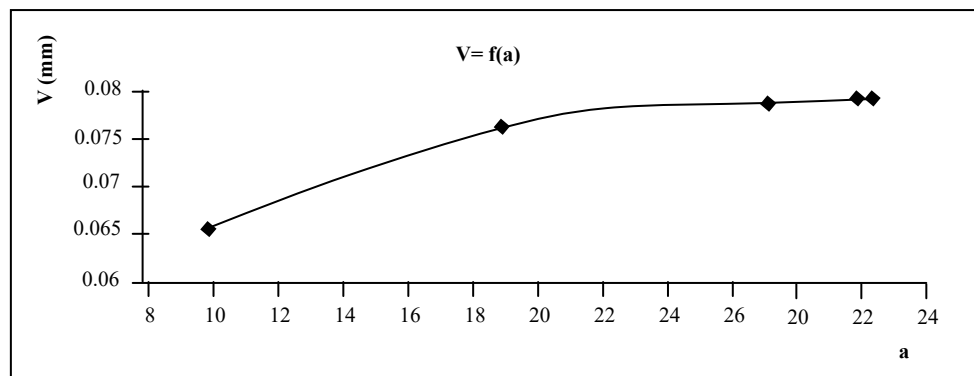


Figure (II.1.7) : $V = f(b)$

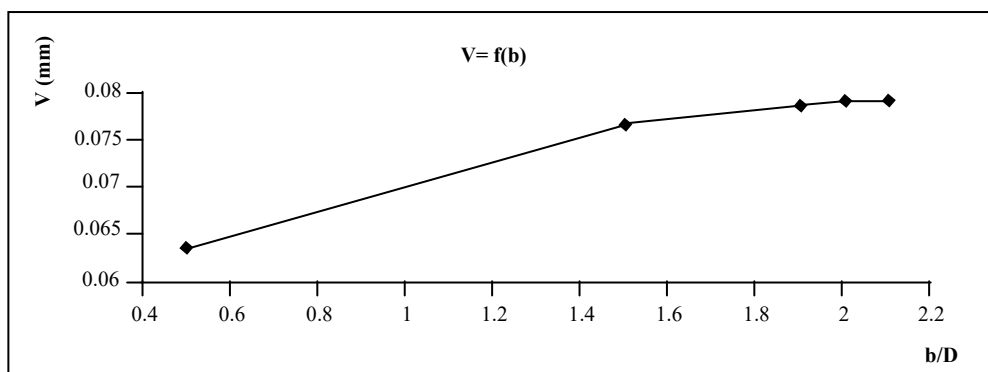


Figure (II.1.8) : $V = f(b)$

D'après ces graphes

- $a = 31.5 \times B$
- $b = 2 \times D$

4.1.2. Choix du type de maillage et lois constitutives des matériaux

Un élément triangulaire à 15 nœuds permettant une interpolation du 4^{ième} ordre pour le déplacement a été utilisé pour le massif du sol ainsi le pieu. Le sol est modélisé comme un milieu continu isotropique, élastique parfaitement plastique avec une rupture décrite par le critère de rupture de Mohr - Coulomb. Le comportement élastique est défini par le coefficient de poisson (ν) et le module de Young (E_s). Le comportement plastique est défini par l'angle de frottement interne (ϕ), et l'angle de dilatation (ψ). Le pieu est modélisé comme un milieu non poreux avec une relation constitutive élastique linéaire nécessitant seulement deux paramètres qui sont: le module de Young (E_p) et le coefficient de poisson (ν_p). Les propriétés du pieu sont résumées dans le Tableau 4.3.

4.1.3. Incorporation de l'interface

A travers cette étude, les éléments d'interfaces sont incorporés le long du pieu pour prendre en compte le mouvement relatif pieu-sol avec une légère extension de l'interface sous la pointe du pieu pour permettre une flexibilité suffisante dans le maillage. Un modèle élasto-plastique basé sur le critère de Mohr-Coulomb est utilisé pour décrire le comportement de l'interface. Les propriétés mécaniques de l'interface sont liées aux propriétés mécaniques des couches de sols adjacentes. Chaque ensemble de données a son facteur de réduction mécanique associé R_{inter} pour les interfaces dans PLAXIS. Un maillage global moyennant grossier raffiné et serré au voisinage du pieu a été utilisé pour établir un nombre de nœuds relativement larges au voisinage du pieu (le long de fut ainsi en pointe), se sont les endroits où les déformations et les contraintes prennent place. Le poids unitaire du sol est pris en compte dans le modèle numérique autant que des contraintes initiales à travers une étape d'équilibre géostatique. Cependant, l'angle de frottement de l'interface pieu-sol est évalué en utilisant les recommandations de Stas et Kulhawy (1984) et il prend la valeur de $0,7\phi$. Les paramètres du sol utilisés pour la calibration du modèle sont dans le Tableau 4.2. Le point situé en pointe du pieu est sélectionné pour déterminer la capacité portante en pointe du pieu et par conséquent, permettra de déduire la charge transmise à la base du pieu.

4.2. Calibration du modèle

La figure ci-dessous (Figure 4.5) montre une comparaison entre le modèle numérique courant et les résultats de Salgado et Lee (1999) en termes de la courbe de la résistance en pointe du pieu mobilisée en fonction du tassement à la base du pieu. Bien que la pente initiale de la courbe charge - déflexion obtenue à partir de la présente analyse est plus large que celle de Salgado et Lee (1999), la prédiction par le présent modèle élément fini apparaît très raisonnable avec l'étude précédente jusqu'à un tassement de 0.14 fois le diamètre du pieu (14%.B). Cependant, avec l'augmentation d'avantage du tassement, la présente analyse sous-estime la résistance à la base du pieu. La différence de pentes constatée entre des deux courbes est attribué à la différence dans la modélisation du sol entre les deux études. En passant, la charge ultime est définie dans l'étude courante comme la charge correspondante à un tassement de 0,1 fois le diamètre du pieu. Ce tassement est en fait plus petit que 0,14 fois le diamètre du pieu au point marquant la différence dans les deux courbes de charge-déflexion. Par conséquent, la capacité portante ultime de pieu adoptée dans cette courante étude est en concordance avec celle obtenue à partir des résultats de Salgado et Lee.

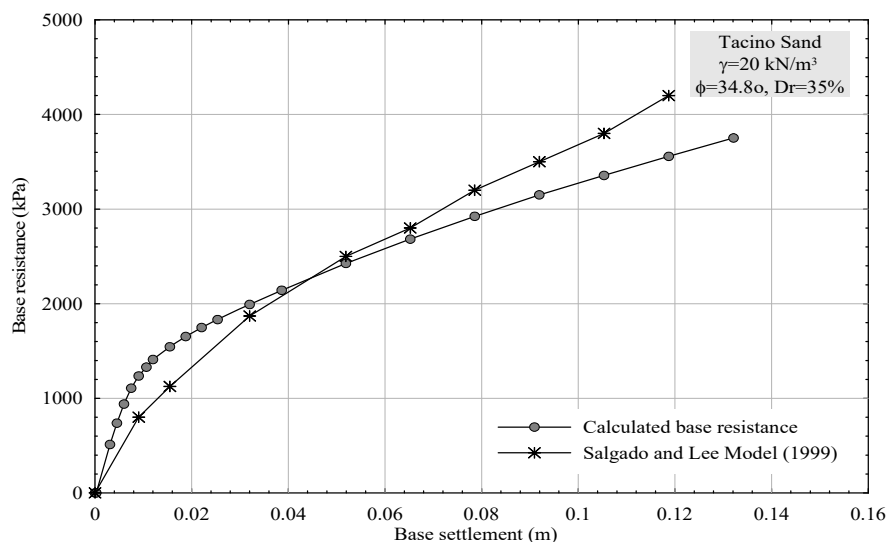


Figure 4.5 Modèle numérique calibré avec le modèle de Salgado et Lee (1999)

5. Etude paramétrique du comportement du pieu chargé axialement

Une étude paramétrique basée sur les résultats du modèle numérique décrit ci dessus est effectuée pour évaluer les valeurs de contributions des zones au dessus (W_a) et au dessous (W_b) de la pointe du pieu à la résistance en pointe du pieu. La fiche du pieu (D) et le diamètre du pieu (B) sont sélectionnées respectivement à 20m et 0,6m. Comme montré dans la Figure 4.6, ces propriétés réfèrent à une géométrie typique d'un pieu. Pour modéliser le profile de

sol, deux couches homogènes de sable (au dessus et au dessous de la base de pieu) sont considérées. L'effet du changement des propriétés mécaniques (c.à.d, N) des couches sableuses sur la magnitude de la résistance en pointe est investigué pour refléter la contribution relative des zones au dessus et au dessous de la pointe du pieu. Différentes valeurs non corrigées du nombre de coups, N s'étendent entre 5 à 40 pour les deux couches de sable ont été considérées. Les angles de frottement correspondants sont estimés en se basant sur la formule de Peck (1948). Une valeur de 0 KPa est attribuée à la cohésion pour designer un sable pur. L'angle de frottement de l'interface pieu/sol est évalué en utilisant les recommandations de Stas et Kulhawy (1984). Les modules d'élasticités du sable sont estimés à partir de nombre de coups N comme présenté ci-dessous,

1. Le nombre de coups non corrigé est premièrement normalisé suivant Eq[4.10],

$$N_{60} = N \cdot E_m \cdot C_B \cdot C_S \cdot C_R / 0,6 \quad [4.10]$$

N_{60} est corrigé des effets dus aux poids des terres selon l'Eq [3.4] pour obtenir $N_{1,60}$.

2. La vitesse des ondes de cisaillement, V_s est évaluée à partir de $N_{1,60}$, basée sur la relation de Karray et *al.* (2011)

$$\frac{V_{s1}}{N_{1,60}^{0,25}} = 108,5 \quad [4.11]$$

Où : V_{s1} est la vitesse normalisée des ondes de cisaillement:

$$v_s = \frac{v_{s1}}{\left(\frac{Pa}{\sigma'v}\right)^{0,25}} \quad [4.12]$$

Le module de cisaillement peut être évalué comme :

$$G = \rho \cdot v_s \quad [4.13]$$

Où : ρ est la densité du sable.

3. Finalement, le module d'élasticité E_s est calculé comme,

$$E_s = 2 \cdot G \cdot (1 + \nu) \quad [4.14]$$

Le module d'élasticité des cas étudiés varie de 100 à 350 MPa, et le coefficient de poisson du sol est de, $\nu = 0.33$.

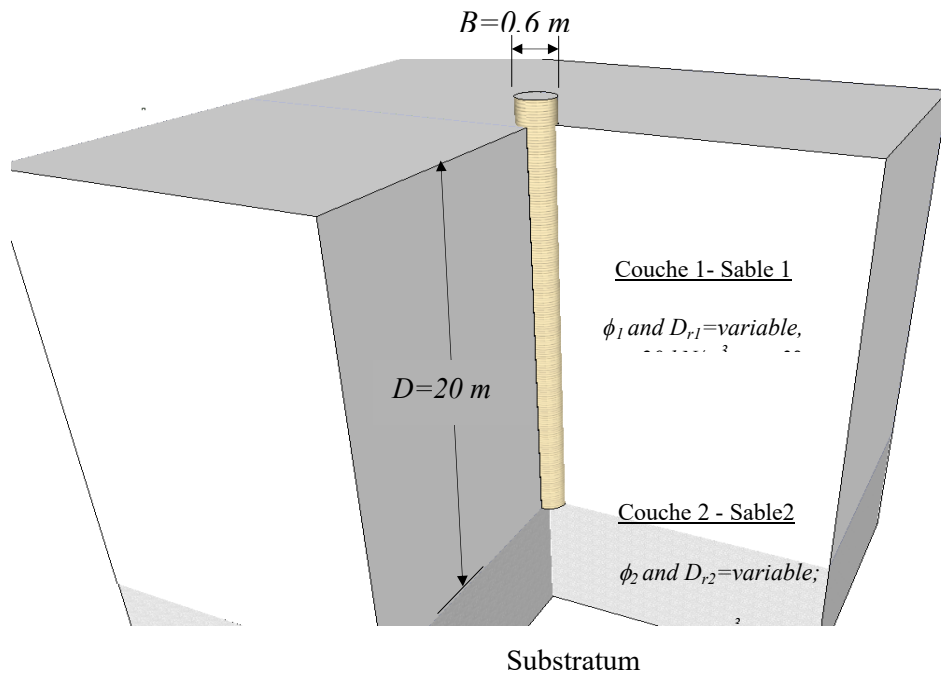


Figure 4.6 La géométrie de pieu et le profil de sol

Résultats et discussions

Il est à noter que Durant cette étude, seulement E_s qui varie, tandis que les autres paramètres sont fixés. Comme attendu, la résistance à la base du pieu augmente avec l'augmentation de N_β , particulièrement lorsque N_α est faible (sable lâche), on obtient les mêmes tendances lorsque N_β est faible. La zone inférieure (au dessous de la base de pieu) contribue considérablement sur la résistance en pointe mais, la zone supérieure exhibe une contribution significative (Figure 4.7).

Pour montrer clairement l'influence simultanée de la zone supérieure (N_α) et la zone inférieure (N_β) sur la résistance en pointe, on opte pour un schéma de type hexagonal trouvé dans le logiciel Excel. Figures 4.8a et Figure 4.8b, montrent la variation de ces trois variables simultanément. Figure 4.8a présente l'effet de N_α , en fixant (N_β) sur chaque cercle. Par exemple, pour le cercle bleu correspondant à $N_\beta = 5$, les points qui sont sur le périmètre du cercle schématisent la variation de la résistance en pointe du pieu comme fonction de N_α , idem pour les autres cercles. Il est clair que la résistance augmente si N_α augmente pour tous les

cas. Cette augmentation est remarquable pour les sables lâches à moyennant dense, lorsque N_β varie entre 5 à 20.

Figure 4.8 ramène aux mêmes conclusions, prenant le cercle correspondant à $N_\alpha=5$, la résistance à la base du pieu progresse positivement avec N_β pour tous les cas, spécialement pour les sables lâches à moyennant dense dans la partie supérieure. La différence principale entre ces deux comportements peut être résumée comme suite,

L'effet de N_α est accentué lorsque un sable lâche à moyennant dense est rencontré dans la région inférieure. À part N_α , N_β influe largement sur la mobilisation de la résistance en pointe, son effet est remarquable lorsque un sable lâche à moyennant dense se trouve dans la partie supérieure.

Comme conclusion, les deux zones affectent la mobilisation de la résistance en pointe, seulement que la zone inférieure apparaît la plus dominante en la comparant avec la zone supérieure.

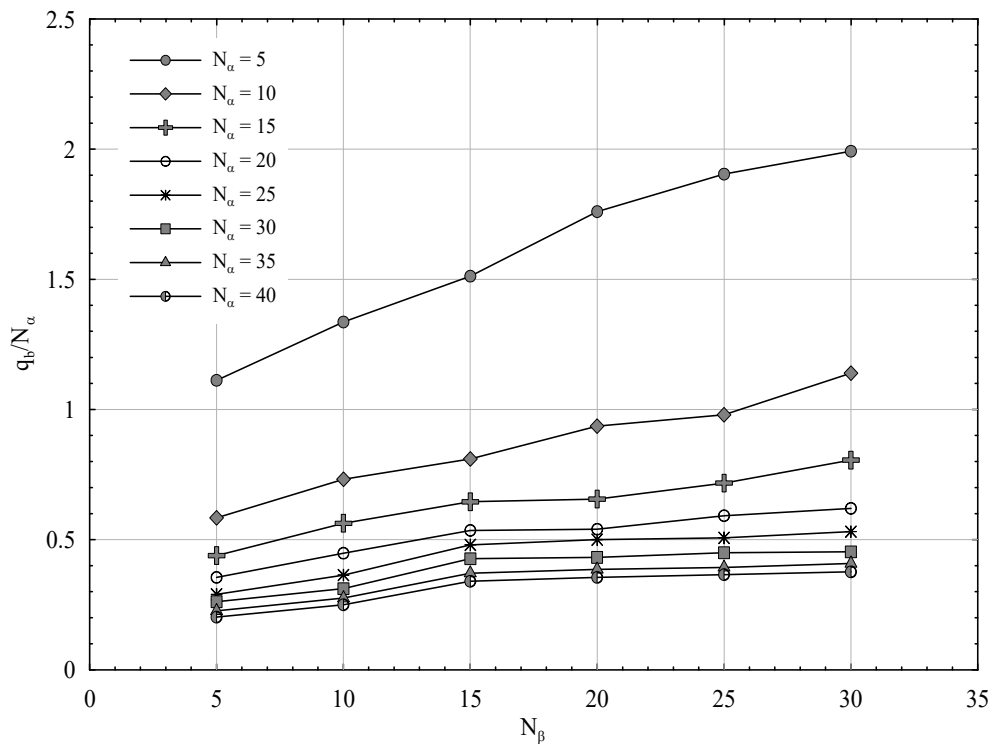
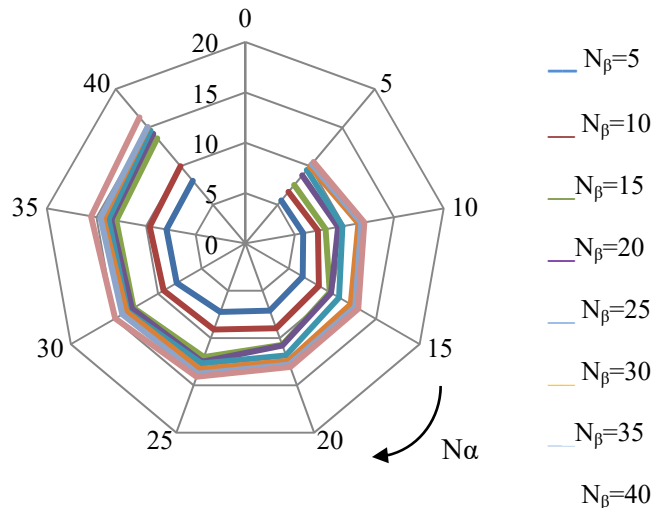


Figure 4.7 Variation de q_b/N_α avec N_β

(a)



(b)

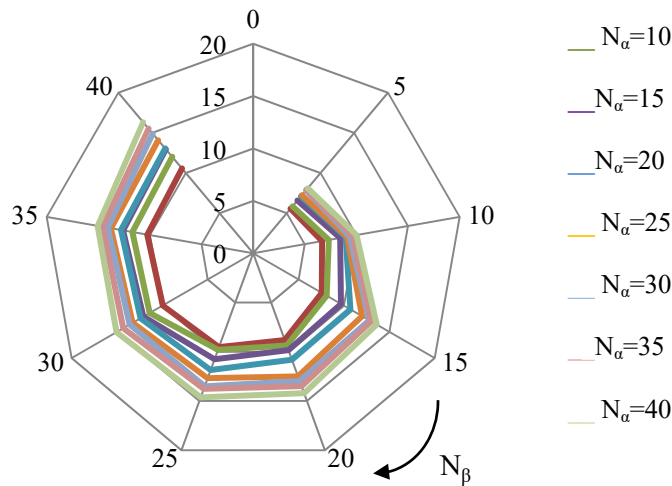


Figure 4.8(a) Effect de N_α sur N_β ; **(b)** Effect de N_β sur N_α

6. Formulation du modèle statistique pour l'évaluation des valeurs de contribution des zones au dessous et au dessus de la pointe du pieu

Les résultats obtenus à partir de l'étude paramétrique formeront les données utiles pour le développement du modèle statistique. Tableau 4.4 montre une description statistique des variables incluses dans la base de données issue de l'étude paramétrique, conçu pour le développement du modèle statistique. Le logiciel de STATISTICA Version.10 est employé pour le développement du modèle statistique. Ce logiciel a l'opportunité de créer des modèles statistiques de tous les types.

Lors de cette analyse, on a jugé plus commode de se servir des modèles linéaires, qui représentent la variabilité de la résistance en pointe, q_b (variable dépendante) comme fonction: des variables indépendantes N_β , N_α , les paramètres des modèles W_β , W_α et x . Le paramètre (x) n'est en fait que le facteur de corrélation pour estimer la résistance à la base du pieu comme indiqué dans l'Eq. [4.14]. Plus loin, la déduction de la valeur du facteur (x) pour le cas de sol traité témoignera l'affinité du modèle statistique choisi. Cette évaluation permettra de confronter ce facteur avec d'autres trouvés dans la littérature géotechnique. Les résultats de l'analyse sont donnés dans le Tableau 4.5.

$$q_b = x \bar{N}_b = x(W_\beta N_\beta + W_\alpha N_\alpha) \quad [4.14]$$

Les valeurs de contributions obtenues W_β et W_α confirment que les investigations et recherches qui négligent la contribution de la zone supérieure peuvent ramener à une estimation non adéquate de la résistance en pointe du pieu. Suivant l'étude élaborée, la zone supérieure contribue dans les environs de 40% dans la mobilisation de la résistance en pointe. Eq. 4.14 peut être réécrite comme :

$$\bar{N}_b = 0,6N_\beta + 0,4N_\alpha \quad [4.15]$$

Et cependant (Tableau 4.5),

$$q_b = 0,457 \bar{N}_b, \text{ la résistance en pointe } q_b \text{ est en MPa} \quad [4.15]$$

Il est important de mentionner que le facteur de résistance ou de corrélation en pointe du pieu (x) dans l'équation [4.15] et le Tableau 4.5, égale à 0.457 MPa est en agreement avec ceux trouvés dans la littérature (e.g. Decourt 1982, Meyerhof 1976,...etc.).

Tableau 4.4 Description statistique de la base de données utilisée

Variabes	Moyenne	Min	Max	Ecart type
N_β	22,5	5	40	11,57
N_α	22,5	5	40	11,57
Q_b (en MN)	10,45	5,56	16,33	2,606

Tableau 4.5 Estimation de la contribution relative des zones à la résistance en pointe du pieu

	Modèle: $q_b(\text{MPa}) = x \cdot (W_\beta \cdot N_\beta + W_\alpha \cdot N_\alpha)$ Niveau de confiance 95% ($\alpha = 0.05$) $R^2 = 0.76$			
	Estimé	Erreurstandard	t _{value}	P _{value}
W_β	0.60	0.017	17.83	0.0001
W_α	0.40	0.013	14.56	0.0001
x (MPa)	0.457	0.015	15.80	0.0001

7. Conclusions

L'analyse d'un pieu chargé axialement ancré dans un sol sableux par la technique des éléments finis a permis de :

- Former une base de données numérique constituée des paramètres essentiels dans la formulation de la résistance en pointe.
- Evaluer le facteur de portance ou de corrélation (x) qui est en concordance avec d'autres trouvées dans la littérature.
- Créer d'un modèle statistique pour la détermination de la contribution des deux zones au dessous et au dessus de la pointe du pieu.
- Démontrer que la négligence de la contribution de la zone supérieure admise par certains auteurs s'avère loin de la réalité. En effet, une contribution de la zone supérieure de 40% est une valeur déterminante dans l'estimation de la résistance en pointe.

Les résultats obtenus à partir de cette étude sont valables pour des sols essentiellement pulvérulents. Le nombre de coups moyen dans la zone de rupture obtenu lors de cette étude sera appliqué sur toute la base de données.

Chapitre 5:

*Analyse des données et modélisation des
paramètres affectant la capacité axiale des
pieux*

1. Introduction

Ce chapitre comporte une analyse des données de la base de données présentée dans le deuxième chapitre. Cette analyse vise à étudier l'influence de divers facteurs ou paramètres affectant le comportement des pieux chargés axialement afin d'améliorer la performance de leurs prédictions. Le modèle de prévision sera construit en combinant deux approches : l'approche réseaux de neurones (RNs) et l'approche statistique d'analyse en composante principale (ACP). L'approche ACP est proposée pour la compression et l'élimination de la corrélation entre les données. En premier lieu, les deux approches sont présentées. Ensuite, la méthodologie suivie pour l'implémentation des deux approches est largement expliquée. Enfin, les résultats obtenus à l'aide du modèle développé par la combinaison de l'ACP et les RNs ainsi que les résultats obtenus par les modèles de régressions multiples sont exposés. Une formulation mathématique inspirée du modèle RN développé a fait l'objet de la dernière partie de ce chapitre.

2. Les réseaux de neurones

Les Réseaux de Neurones Artificiels (RNs) sont considérés parmi les métaphores biologiques employées de nos jours pour la résolution des différents problèmes (Dreyfus et *al.* 2002). Plusieurs auteurs se sont intéressés aux réseaux de neurones et chacun les a définis à sa manière. Un RN est un système composé d'un ensemble de neurones interconnectés entre eux. Une certaine disposition de la connexion de ces neurones produit un modèle RN adapté pour certaines tâches. Le Réseau de Neurones Multicouches à Rétro-Propagation (RNM-RP) est le type de modèle des réseaux de neurones le plus utilisé, composé de trois couches adjacentes : entrée, cachée et sortie (Hecht-Nielsen 1992). Chaque couche contient plusieurs neurones (Figure 5.1). Le RN est entraîné en lui présentant un ensemble de données entrées-sorties associées basé sur la règle d'apprentissage. Le processus d'apprentissage utilise un algorithme, au cours duquel le RN développe une fonction entre les entrées et les sorties. Généralement, dans un processus d'apprentissage, les neurones reçoivent des données d'entrée de l'environnement extérieur (notées: x_1, x_2, \dots, x_n) et les transmettent aux neurones dans la couche cachée, qui sont responsables de simples calculs mathématiques utiles impliquant les poids des connexions (notés : $w_{11}, w_{12}, \dots, w_{ij}$), les biais (notés : b_1, b_2, \dots, b_n), et les valeurs d'entrée. Le résultat de ces neurones cachés est passé par une fonction de seuil ou d'activation (noté : f) à chaque neurone (élément de traitement) limite la sortie avec les bornes minimales et maximales permises (Geoffrey 1992). Le choix du type de cette fonction se révèle être un élément très important d'un RN et souvent des fonctions non linéaires et plus évoluées seront

nécessaires. Une fois appliqué cette fonction, les résultats finaux sont produits. Par la suite, ces résultats deviennent les entrées à tous les neurones dans la couche adjacente (Soit la deuxième couche cachée ou la couche de sortie), et le processus de calcul est répété par le biais des couches jusqu'à la couche de sortie. Les valeurs de sortie sont produites aux neurones de sortie (noté y_1, Y_2, \dots dans la Figure 5.1). À ce stade, une valeur d'erreur de sortie est calculée entre les sorties produites et les sorties désirées. Généralement, le processus d'apprentissage est itératif, et s'arrête quand une erreur acceptable est atteinte. À l'achèvement d'un processus d'apprentissage, le réseau devrait être en mesure de donner la solution de sortie(s) pour tout ensemble de données sur la base de l'architecture généralisée développée.

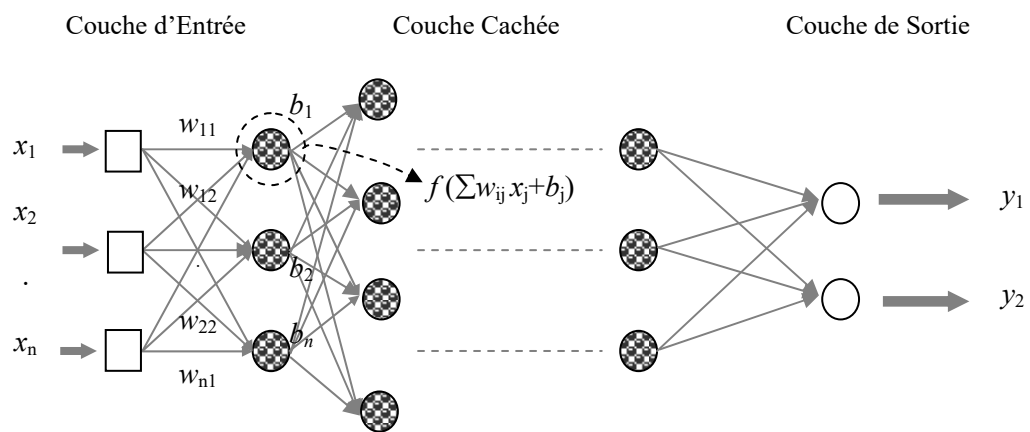


Figure 5.1 Réseau de neurones multicouches.

La performance d'un RNM-RP dépend beaucoup de sa capacité de généralisation, qui, à son tour, dépend de la représentation des données. Une caractéristique importante de représentation des données est la dé-corrélation de ces données. En d'autres termes, un ensemble de données présentées à un RNM-RP ne devrait pas consister des corrélations entre les données. Parce que les données corrélées réduisent le caractère distinctif de la représentation des données et donc, d'introduire une confusion pour le modèle de RNM-RP pendant le processus d'apprentissage et par conséquent, produit un RNM-RP de faible capacité de généralisation pour de nouvelles données (Bishop 1994). Cela suggère la nécessité d'éliminer la corrélation des données avant qu'elles ne soient présentées à un RNM-RP. Cet objectif peut être atteint par l'application de la technique ACP sur l'ensemble de données d'entrées avant le processus d'apprentissage d'un RNM-RP (Jolliffe 2002). Il s'agit de la technique à examiner dans ce chapitre.

3. Analyse en composantes principales

La technique de l'ACP a été introduite pour la première fois par Karl Pearson en 1901 (Pearson 1901). C'est une technique descriptive permettant d'étudier les dépendances qui existent entre les variables, afin d'obtenir une description ou une représentation compacte de ces dernières. Depuis les années 70, de nombreux travaux ont proposé d'utiliser l'ACP comme un outil de modélisation des processus à partir duquel un modèle peut être obtenu (Kresta et al. 1991, MacGregor et Kourti 1995). L'ACP a été appliquée avec succès en tant qu'une technique de réduction de dimensionnalité des entrées des RN dans une variété d'applications d'ingénierie (Harkat 2003, Kuzniar et Waszczyszyn 2006, Shin et al. 2008, Boukhatem et al. 2012). Elle a été aussi combinée avec les réseaux de neurones comme une technique pour améliorer ses performances de généralisation et réduire ses entrées (Shin et al. 2007, Bellamine et Elkamel 2008, Junita et Brian 2008).

Mathématiquement, l'ACP est une technique de projection orthogonale linéaire qui projette les observations multidimensionnelles représentées dans un sous-espace de dimension m (m est le nombre de variables observées) dans un sous-espace de dimension inférieure ($L < m$) en maximisant la variance des projections.

En pratique, pour la modélisation d'un processus en utilisant l'ACP, les variables de ce processus sont collectées dans une matrice X . Soit m le nombre de variables et N le nombre d'observations de chaque variable. X est donnée par :

$$X_b = \begin{pmatrix} x_1(1) & x_2(1) & \dots & x_m(1) \\ x_1(2) & x_2(2) & \dots & x_m(2) \\ \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ x_1(N) & x_2(N) & \dots & x_m(N) \end{pmatrix} \quad [5.1]$$

Où, $x_1(1)$ représente la valeur de la première variable de la première observation.

Au préalable, et afin de rendre le résultat indépendant des unités utilisées pour chaque variable, un prétraitement indispensable consiste à centrer et réduire les variables. Chaque colonne X_j de la nouvelle matrice centrée est donnée par :

$$X_j = \frac{X_j^b - M_j}{\sigma_j} \quad [5.2]$$

Où, X_j^b est la $j^{\text{ème}}$ colonne de la matrice X^b et M_j est sa moyenne donnée par :

$$M_j = \frac{1}{N} \sum_{k=1}^N x_j(k) \quad [5.3]$$

Et, σ_j^2 est sa variance qui sera estimée en utilisant l'équation :

$$\sigma_j^2 = \frac{1}{N} \sum_{k=1}^N (x_j(k) - M_j)^2 \quad [5.4]$$

La nouvelle matrice des données normalisées est notée :

$$X = [X_1 \dots X_m] \quad [5.5]$$

La matrice de corrélation est donnée par :

$$\Sigma = \frac{1}{N-1} X^T X \quad [5.6]$$

L'estimation des paramètres de l'ACP se résume en une estimation des valeurs et vecteurs propres de la matrice de corrélation Σ . Une décomposition spectrale de cette dernière permet décrire :

$$\Sigma = P A P^T = \sum_{i=1}^m \lambda_i P_i P_i^T \quad [5.7]$$

Où, p_j est le $j^{\text{ème}}$ vecteur propre de Σ , λ_i , est la valeur propre correspondante et A est matrice diagonale des valeurs propres.

S'il existe q relations linéaires entre les colonnes de X . on aura q valeurs propres nulles et la matrice X peut être représentée par les premières $(m - q) = L$ composantes principales correspondant aux valeurs propres non nulles. Toutefois, les valeurs propres égales à zéro sont rarement rencontrées en pratique (relations quasi-linéaires, bruits,...). Donc, il est nécessaire de déterminer le nombre L représentant le nombre de vecteurs propres correspondant aux valeurs propres dominantes.

De nombreuses règles sont proposées dans la littérature pour déterminer le nombre de composantes L à retenir (Valle et *al.* 1999) dont la plupart sont heuristiques. Dans notre travail nous avons utilisé la méthode des pourcentages cumulés de la variance totale (VCP). A la base de cette méthode, chaque composante principale est représentative d'une portion de la variance des données du processus étudié. Les valeurs propres de la matrice de corrélation sont les mesures de cette variance et peuvent donc être utilisées dans la sélection du nombre de composantes principales.

Pour le choix de L , il faut choisir le pourcentage de la variance totale qu'on veut conserver. Le nombre de composantes est alors le plus petit nombre pris de telle sorte que ce pourcentage soit atteint ou dépassé, les composantes sont choisies successivement dans l'ordre des variances décroissantes. Le pourcentage de variance expliquée par les L premières composantes est donné par :

$$PCV(L) = 100 \left(\frac{\sum_{j=1}^L \lambda_j}{\sum_{j=1}^m \lambda_j} \right) \% \quad [5.8]$$

4. Développement du modèle réseau de neurones

4.1. Construction de la base de données

Dans cette étude, un seul modèle de RNs sera développé, traitant les trois types d'installations du pieu qui sont, pieux à large/ faible déplacement et les pieux forés. Les données utilisées pour calibrer et valider le modèle sont obtenus à partir de la littérature et inclus, respectivement 247, 168 et 82 essais de chargements sur des pieux à large/ faible déplacement et forés reportés par différents auteurs (Annexe1). Les essais sont conduits généralement dans des sites à prédominance sableuse. Les pieux à fut métallique, en béton ou en aluminium à large et à faible déplacement subissent un chargement de compression. Ces derniers sont ancrés statiquement dans le sol (injecté à l'aide des vérins ou autres moyens, ou foncé) ou dynamiquement par battage. Les essais sur les pieux forés sont conduits sur des futs droits et soumis à un chargement de compression.

4.2. Les entrées et sortie du modèle RN

Neufs facteurs affectant la capacité du pieu sont présentés dans le modèle de RNs comme des variables d'entrées potentielles du modèle. Ces dernières incluent la fiche de pieu (D), les deux nombres de coups corrigés (N_{Shaft} , \bar{N}_b), le matériau du fut (SM: béton, acier et aluminium), et trois classes de pieux (PC: Large-, Faible-déplacement et forés). Pour une meilleure prise en compte de la vaste variété des formes des pieux existants, quatre diamètres sont considérés qui sont, B_{ext} (diamètre extérieur ou de fut), B_{base} (diamètre de la base de pieu), B_{int} (diamètre intérieur) et B_{head} (diamètre de l'entête du pieu). Tableau 2.2, présente les limites des constituants de la base de données.

Il est à mentionner que la taille de la zone de rupture adoptée pour la mobilisation de la résistance en pointe décrite en chapitre 3 n'est pas satisfaite si le pieu à un grand diamètre comparé à sa profondeur d'ancrage. Cependant, et comme présenté dans le Tableau 2.2, tous les cas considérés ont un ancrage important comparé à leurs diamètres ($D > 8B$).

Il est indispensable de noter que les conditions suivantes sont appliquées aux variables d'entrées et de sortie utilisées dans ce modèle en court de développement:

- Les pieux battus considérés sont divisés en deux types et ils sont traduits à partir d'un format de texte à des valeurs numériques choisies arbitrairement (c.à.d. 1 pour les pieux forés, 2 pour les pieux à Large-déplacement et 3 pour les pieux à Faible-déplacement). Comme montré dans le Tableau 2.2, les pieux ont des différentes dimensions et formes avec des diamètres s'arrangeant entre 90 mm à 1800 mm. Cette large étendue dans le diamètre des pieux peut affecter le comportement des pieux, en conséquence ils sont classés en : pieux à faible diamètre (diamètre < 600 mm) et large-diamètre (diamètre > 600 mm).
- La capacité ultime des pieux (Q_t) est définie lors de cette étude comme la charge correspondante à la rupture par poinçonnement (Plunging Failure) pour les cas où la rupture est bien définie. Pour les cas où la charge de rupture n'est pas définie clairement, il est nécessaire de déterminer la charge de rupture à partir des résultats des essais de chargement à travers un critère unique. Selon l'Eurocode 7 (2004), les règles générales de la conception en géotechnique (Geotechnical Design-General rules), le pieu ayant un petit diamètre est considéré en état de rupture s'il atteint un tassement de 10% de son diamètre nominale. Dans l'autre main, la capacité ultime d'un pieu à large diamètre est estimée, suivant les recommandations d'AASHTO (2000) et FHWA (1996), lorsque le tassement du

pieu (S) égale à :

$$S = (QL)/(E_p A_p) + B/30 \quad [5.9]$$

Où : Q est la charge de test, L est la longueur de pieu, A_p est la section transversale en pointe du pieu et E_p est le module d'élasticité du pieu.

Figure 5.2 et Figure 5.3, présentent la définition de la charge de rupture pour les deux cas sélectionnés de la base de données représentant, un cas de petit diamètre et un autre de grand diamètre.

- Pour les pieux forés et dans les mêmes conditions (la charge de rupture n'est pas définie), la charge ultime est prise comme étant la charge axiale mesurée à un déplacement égale à 5% du diamètre en pointe du pieu.

Finalement, et comme précédent le matériau du pieu est translate à des valeurs numériques choisies arbitrairement, 1 pour l'acier, 2 pour le bétonet 3 pour l'aluminium.

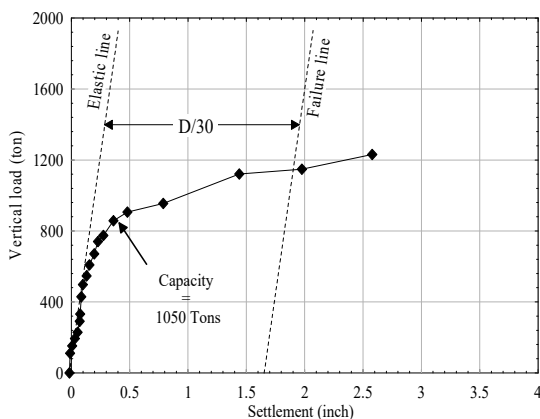


Figure 5.2 Détermination de la capacité d'un pieu battu en béton armé -large-diamètre- pour St. Georges Island Bridge Replacement Project (B_{ext}=1.35 m; B_{int}=1.15m; sol sableux) (McVay et al. 2004)

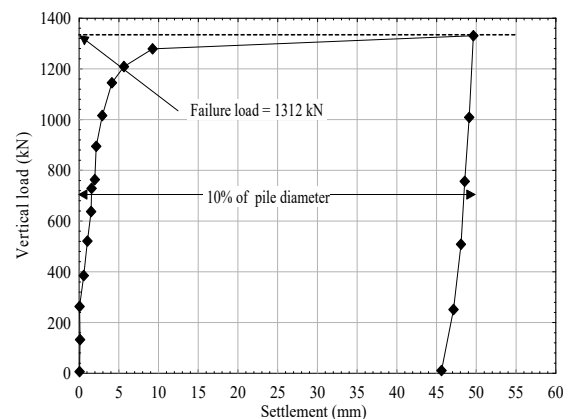


Figure 5.3 Détermination de la capacité d'un pieu battu en béton armé –faible diamètre (B=0.5 m; sol sableux) (Reiffsteck 2009).

4.3. Division des données

Il n'existe pas une règle générale et acceptable pour déterminer la taille des données d'apprentissage et de test pour un meilleur entraînement. Delà, ce problème est inter-réseau. Dans la majorité des applications en ingénierie, la division des données est souvent réalisée sur des bases arbitraires. Pour rattraper la division optimale des données dans cette étude, tous les cas de la base de données sont combinés et mélangés en utilisant la méthode de 'cross validation' dans laquelle les données ont été divisées en trois sous groupes, qui sont

ceux d'apprentissage, de test et de validation. L'ensemble servant à l'entraînement est utilisé pour ajuster les poids de connections, tandis que l'ensemble du test sert à vérifier la performance du modèle à des différents stades d'entraînement et à déterminer quand l'apprentissage sera terminé pour éviter le problème de surapprentissage (overfitting). L'ensemble de validation est utilisé pour estimer la performance de modèle entraîné dans un environnement déployé. En totale, 60% des données (249 cas) sont utilisées pour l'apprentissage, 20% (83 cas) pour le test et 20% (83 cas) pour la validation (Tableau 5.1).

Tableau 5.1 Organisation de la base de données

Identification du modèle	Division des données		
	Apprentissage (60%)	Test (20%)	Validation (20%)
Modèle RNA	299	99	99

4.4. Méthodologie d'implémentation de l'ACP et le modèle RNs

Cette section décrit les étapes effectuées pour implémenter les deux approches l'ACP et les RNs. La méthodologie suivie est illustré dans la Figure 5.4. Deux types de traitement de données de l'ACP ont été mis en œuvre. La première phase est appelée PRE-ACP, responsable pour le traitement de la matrice de données d'apprentissage et l'élimination des corrélations entre elles. La deuxième est appelé POST-ACP, qui est utilisé pour transformer les deux matrices de données du test ainsi de la validation suivant leurs composantes principales. Mais avant une analyse de corrélation entre les variables est entamée. L'analyse concerne les paramètres ayant un effet sur le comportement du pieu. Elle permet de déterminer les paramètres indépendants et significatifs. Une analyse multi variable par l'ACP est ensuite effectuée pour déterminer les principaux facteurs (combinaison des paramètres d'influences) qui affectent le comportement d'un pieu soumis à un chargement axial et aussi pour la compression et l'élimination de la corrélation entre eux. En suivant cela, l'approche RN est appliquée, pour le traitement des non-linéarités entre les paramètres d'entrés et de sortie. Enfin la méthode de régression multiple est appliquée sur les données pour disposer des modèles statistiques de comparaisons.

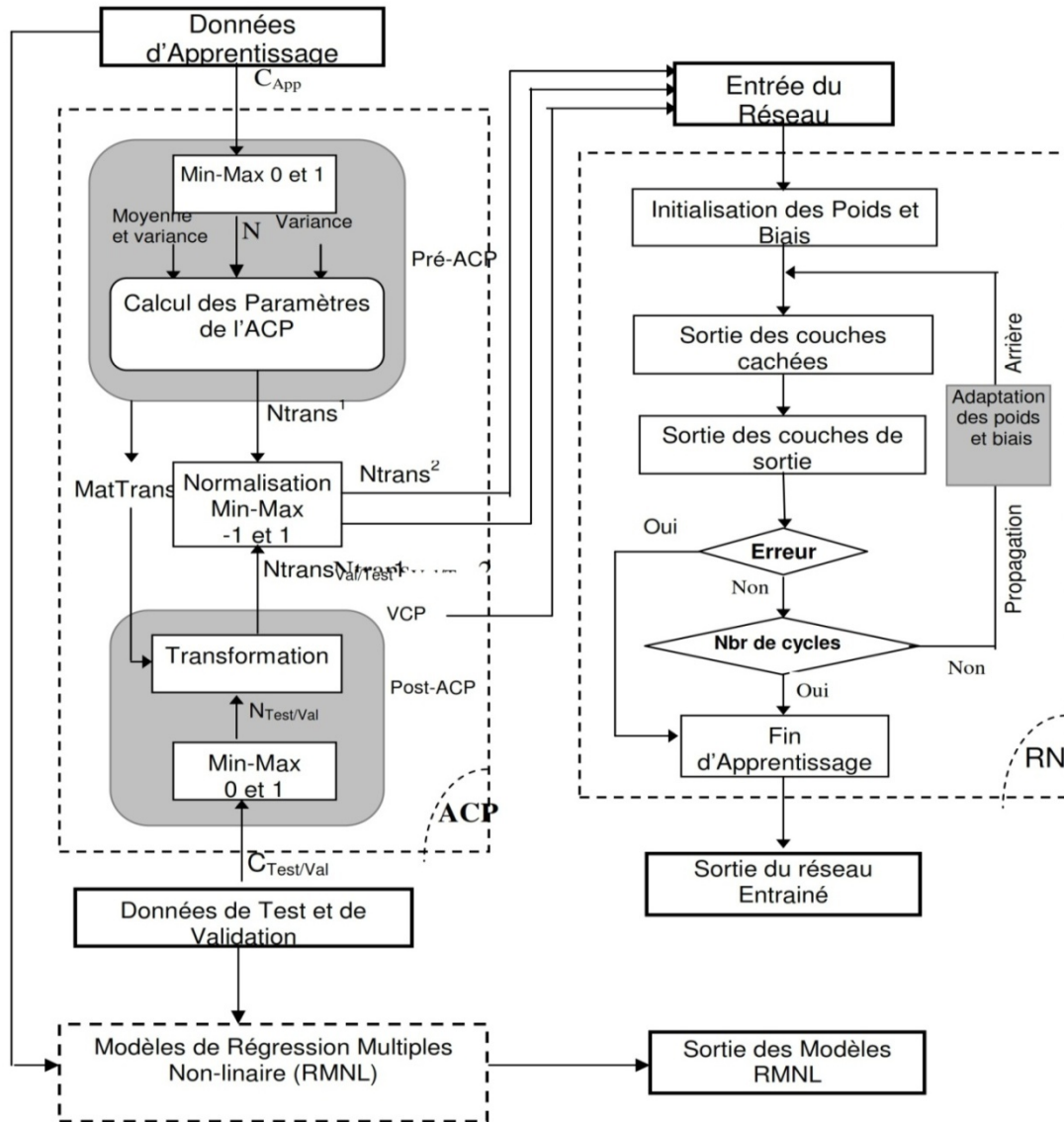


Figure 5.4 Méthodologie de l'implémentation de l'ACP et les RNs.

Analyse des corrélations

L'analyse des corrélations s'effectue généralement sur des données qu'on envisage qu'il existe des relations de dépendance entre elles. En statistique, ceci permet d'étudier la corrélation entre deux ou plusieurs variables. Une mesure de cette corrélation est obtenue par le calcul du coefficient de corrélation linéaire (R). Ce coefficient est égal au rapport de leurs covariances et du produit non nul de leurs écarts types. Le coefficient de corrélation est compris entre -1 et 1, plus la corrélation entre les variables est forte. Une corrélation égale à 0 signifie que les variables sont linéairement indépendantes. Le tableau donne la matrice de corrélation pour les différents paramètres choisis qui entrent en jeu. Le coefficient de corrélation R a été calculé pour chaque couple de paramètres. On note par exemple que la

corrélation entre la charge ultime et les huit paramètres est fortement significative avec des valeurs respectivement de $R=0,73$; $0,55$; $0,70$; $0,66$; $0,41$; $0,25$; $0,53$; et $0,36$. On note la présence des fortes corrélations entre les différents diamètres et le type de matériau utilisé. On constate, que le coefficient de corrélation entre Q_t et N_b est de 53%. Il est de 25% entre, Q_t et N_{Shaft} . Cela confirme les retrouvailles du chapitre précédent sur l'influence des zones au dessus et au dessous de pointe sur la capacité axiale du pieu (Tableau 5.2).

Tableau 5.2 Corrélation entre les paramètres affectant la capacité axiale des pieux

	B_{ext}	B_{int}	B_{base}	B_{head}	D	N_{Shaft}	$\bar{N}b$	SM	Q_t
B_{ext}	1.00								
B_{int}	0.74	1.00							
B_{base}	0.93	0.67	1.00						
B_{head}	0.98	0.71	0.94	1.00					
D	0.21	-0.08	0.16	0.20	1.00				
N_{Shaft}	0.12	0.15	0.11	0.12	-0.10	1.00			
$\bar{N}b$	0.12	0.17	0.11	0.15	0.03	0.01	1.00		
SM	0.59	0.43	0.58	0.58	-0.07	0.03	0.10	1.00	
Q_t	0.73	0.55	0.70	0.66	0.41	0.25	0.53	0.36	1.00

4.5. Application de l'ACP

Deux types de traitement de données de l'ACP ont été mis en œuvre en deux phases. La première phase nommée PRE-ACP, qui est chargée de prétraitement de la matrice de données d'apprentissage des paramètres de la capacité des pieux, pour éliminer les corrélations entre ses variables. La deuxième est appelée POST-ACP, qui sert à transformer les matrices de données de validation et de test en fonction de ses composantes principales. L'implémentation et la simulation ont été effectuées à l'aide des fonctions de MATLAB 7.5 de la boîte à outils Réseaux de neurones (Neural Network Toolbox)(MATLAB 7.5).

4.5.1. Phase de PRE-ACP

L'utilisation de la fonction de l'ACP en MATLAB implique d'indiquer une valeur correspondante à une valeur souhaitée en pourcentage de plus faible contribution de l'élément d'entrée. Par exemple, une valeur de 0,02 signifie que les composantes qui contribuent pour moins de 2% de la variation totale dans l'ensemble de des données seront rejetées. A partir de ce moment-là, cette valeur sera simplement dénommée la variance des composantes principales(VCP).

Avant l'utilisation des données de la matrice pour apprendre un RN, elles doivent être prétraitées et normalisées pour en extraire les corrélations des données (Figure 5.4). En premier lieu, les données de la matrice d'entrée (Noté C) ont été normalisées, ce qui signifie qu'elles ont une moyenne de 0 et une variance de 1. Ensuite, les paramètres de l'ACP (valeurs propres et vecteurs propres) ont été estimés pour calculer les composantes principales en utilisant la matrice de corrélation déterminée à partir des données normalisées (Noté N), la moyenne et la valeur de variance. Après cela, une matrice de transformation est générée (Notée NtransMat) et un ensemble de données transformées (Ntrans) est produit, composé des éléments orthogonaux (composantes principales) non corrélées. Ces composantes principales ont été classées en fonction de l'ampleur de leurs variations et ont résulté de la décomposition de la matrice de corrélation des variables par une estimation des valeurs et vecteurs propres.

La figure suivante (Figure 5.5) illustre une représentation des valeurs propres en fonction des composantes principales ainsi que les contributions relatives de chaque composante principale à la variance totale des données. La première composante présente presque 38% de la variance, cela signifie que cette composante a un effet considérable sur la capacité ultime. Les composantes 2 et 3 ; chacune une variance de 25,3% et 11,53% alors que les quatre derniers présentent approximativement 9,6%; 5,2%; 3,4%; et 2,5% respectivement. Les septes premières composantes présentent environ 95,3% de la variance. La matrice TransMat a été stockée pour une utilisation ultérieure au cours de la phase du POST-ACP.

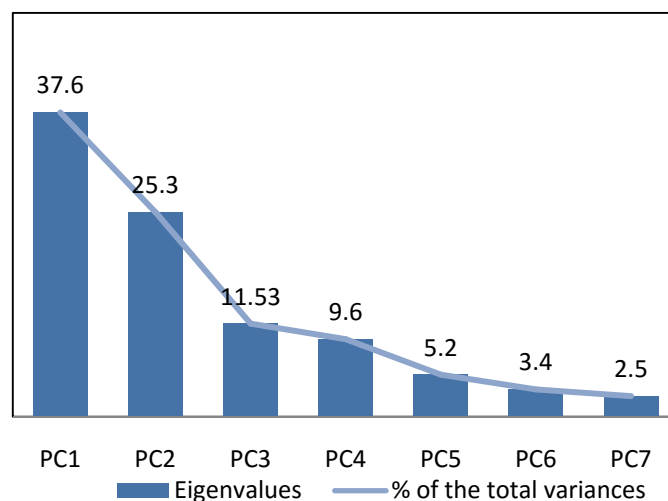


Figure 5.5 Valeurs propres et contribution des composantes à la variance totale

Les variances cumulatives des contributions relatives des composantes principales à la variance totale des données sont données sur le Tableau 5.3. En regardant les valeurs de la distribution, les premières composantes principales contribuent avec plus de 95% de la variance totale des données ont été choisies et les autres peuvent être négligées, car elles n'ont pas d'incidence importante sur l'information. Ainsi, les Neufs paramètres dans le vecteur d'entrée peuvent être remplacés par les septes première composantes principales basées sur des valeurs de VCP choisies. Ils ont ensuite été transmis aux RN avec leurs valeurs de sorties désirées et ils ont été entraîné en utilisant différentes valeurs de VCP afin de déterminer le pourcentage optimale de cette valeur de la variation totale dans la base de données.

Tableau 5.3 Variances cumulative des contributions des composantes

Composantes Principales	Valeurs Propres	% de la variance totale	Valeurs Propres Cumulative	% Variances cumulatives
PC1	4,50	37,63	4,52	37,63
PC2	3,03	25,32	7,55	62,95
PC3	1,38	11,53	8,94	74,48
PC4	1,15	9,61	10,09	84,10
PC5	0,62	5,22	10,72	89,32
PC6	0,41	3,39	11,13	92,71
PC7	0,33	2,56	11,43	95,26
PC8	0,20	1,65	11,63	96,92
PC9	0,40	2,56	12,03	99,48

La méthode de l'ACP nous a permis aussi de déterminer l'importance des variables sur le phénomène à étudier (la capacité axiale des pieux), où chacune des variables est relative à une composante (Tableau 5.4). Ainsi, et selon l'ordre des composantes, on peut classer l'effet de chaque variable sur la capacité ultime du pieu. Dans notre étude, on peut extraire quelques importantes retrouvailles concernant l'effet des paramètres choisis sur la capacité axiale. Par exemple, la première composante se réfère principalement à (B_{ext} , B_{int} , B_{head}). La deuxième composante est reliée aux propriétés du sol (N_{shaft} , $\bar{N}b$). La troisième composante correspond à B_{int} et le type de pieu. La 4^{ième}, 5^{ième}, 6^{ième} et 7^{ième} correspondent à, D , N_{shaft} , le matériau du fut (SM) et le type de pieu (PC), respectivement.

Tableau 5.4 Importances des variables selon les composantes

Variables	PC1	PC2	PC3	PC4	PC5	PC6	PC7
B_{ext} (m)	0,44	-0,16	-0,02	-0,02	-0,12	-0,07	-0,16
B_{int} (m)	0,33	-0,01	-0,53	0,00	-0,06	0,13	0,20
B_{base} (m)	0,42	-0,18	-0,02	-0,07	-0,11	-0,20	-0,35
B_{head} (m)	0,44	-0,16	0,00	-0,05	-0,13	-0,16	-0,24
D (m)	0,11	-0,05	0,37	0,71	-0,19	0,47	-0,14
N_{shaft}	0,18	0,38	0,12	-0,29	-0,57	0,17	0,46
$\bar{N}b$	0,15	0,48	0,05	0,01	0,39	-0,09	-0,16
SM	0,26	-0,23	0,12	-0,38	0,48	0,67	0,11
PC	-0,09	0,17	-0,72	0,23	-0,06	0,32	-0,19

SM: Matériau du fut; PC: Classification du pieu

4.5.2. Phase de POST-ACP

Au cours de chaque processus d'apprentissage d'un RN, des performances de validation et de généralisation sur des ensembles de données de test et de validation ont été évaluées. Chaque vecteur de données de validation ou de test doit être post-traité à l'aide de la fonction POST-ACP avant de pouvoir être utilisé par un RN pour estimer ou prévoir la sortie (Figure 5.4).

Comme la procédure du prétraitement, les données de validation ou de test $C_{val/test}$ ont été normalisées (une moyenne égale à 0 et variance égale à 1). Ensuite, ces données normalisées, $N_{val/test}$ ont été post-traitées en se basant sur la matrice de transformation TransMat (obtenue au cours de la phase de prétraitement) pour produire une nouvelle matrice de données transformées, $N_{trans_{val/test}}$ composée d'éléments réduits et non corrélés. Le réseau RN utilise ces données réduites et non corrélées avec ses poids optimaux obtenus après l'apprentissage pour prévoir la capacité axiale des pieux.

4.5.3. Apprentissage, test et choix du RN

Dans cette étude, un modèle a été développé. Le modèle a été entraîné et testé avec son ensemble de données d'apprentissage, de test et de validation basé sur plusieurs valeurs de VCP, en utilisant l'algorithme de la régularisation Bayésienne (MacKay 1992). La raison d'apprentissage de plusieurs RNs est d'obtenir la meilleure architecture du RN, ainsi que la valeur optimale de VCP. L'architecture optimale dans ce cas, signifie que le nombre optimale de couches ainsi de neurones cachés qu'un RN doit avoir pour améliorer la capacité de

généralisation. La valeur optimale de VCP détermine le nombre optimal de composantes principales à retenir pour faciliter par conséquent amélioré l'apprentissage du RN. Le tableau suivant (Tableau 5.5) montre les différents modèles RNs obtenus en fonction des différentes valeurs de VCP. Le modèle avec un VCP de 2% et septescomposantes principales s'avère le meilleur parmi les autres.

Comme mentionner précédemment, l'apprentissage et le test des RNs est conduit simultanément. En d'autres termes, après l'apprentissage des réseaux, l'ensemble de test a été présenté au réseau à chaque cycle afin de sélectionner le meilleur RN. Pour ce faire, les données de test ont été d'abord post-traitées ou normalisées à l'aide de la fonction POST-ACP. Après le post-traitement, un ensemble de données de test réduits et non corrélés a été produit et intégré dans le RN pour obtenir les valeurs de sorties correspondant à chaque ensemble de test. Ceci est basé sur le calcul de la moyenne carrée d'erreurs qui a une tendance décroissante avec le nombre de cycles d'apprentissage. Elle est donnée par l'expression suivante :

$$MSE = \frac{1}{2} \cdot \left(\sum_{j=1}^{dp} (t_j - o_j)^2 \right) \quad [5.10]$$

Où: t_j est la valeur de la sortie désirée du $j^{ième}$ cas, O_j est la valeur de la sortie du modèle RN du $j^{ième}$ cas, et P est le nombre total des cas.

Ensuite, une fois les erreurs désirées ont été atteintes, les résultats de sorties obtenus par le modèle ont été comparés avec les résultats réels correspondants. La comparaison a été faite en termes de calcul du coefficient de détermination (R^2) et du facteur P_{value} . Généralement, le calcul de P_{value} permet de juger de la signification de la relation étudiée, car, même, avec un coefficient de détermination élevé, si la valeur de P_{value} est supérieure à 0,1, la relation demeure non significative. La relation est considérée significative pour des valeurs de P_{value} inférieures à 0,001. Les valeurs idéales de P_{value} et R^2 sont 0 et 1 respectivement.

Tableau 5.5 Meilleurs architecture des RNs avec différents VCP

VCP(%)	Nombres de composantes	Architectures retenues	Coefficients de corrélation		
			R_{Train}	R_{Valid}	R_{Test}
1	9	9-10-5-1	0,88	0,89	0,94
2	7	7-6-3-1	0,97	0,96	0,94
3	6	6-6-10-1	0,90	0,92	0,92
4	5	5-3-6-1	0,87	0,87	0,87

4.5.4. Résultats et discussions

Tableau 5.6 et Figure 5.6 récapitulent les différentes performances d'apprentissage et l'architecture adoptées dans notre application. Le modèle a été appliqué par l'introduction de l'ensemble des matrices de données non corrélées et réduites. Après l'apprentissage, le système a également fourni la capacité portante des pieux selon la valeur optimale de VCP et la meilleure architecture (Tableau 5.6). Ainsi les meilleurs résultats sont confirmés pour le modèle avec un vecteur d'entrées compressé de sept composantes principales pour prédire la capacité ultime des pieux. L'application de tel réseau conduit à une meilleure prédiction de cette capacité. Il faut noter que le nombre d'entrées doit être suffisamment optimal pour que le RN apprenne bien les caractéristiques distinctes entre les données et représente de meilleures performances d'entrée/sortie. Il a été observé qu'au-delà du VCP déterminée pour le modèle (Figure 5.7), le nombre de composantes d'entrées est réduit, générant un état de manque d'informations ce qui empêche le modèle de bien généraliser. Globalement, les résultats montrent qu'un RN généralise mieux quand le nombre de données d'entrées qui lui sont présentés est optimal et ne doit pas consister en trop de corrélations entre ses éléments.

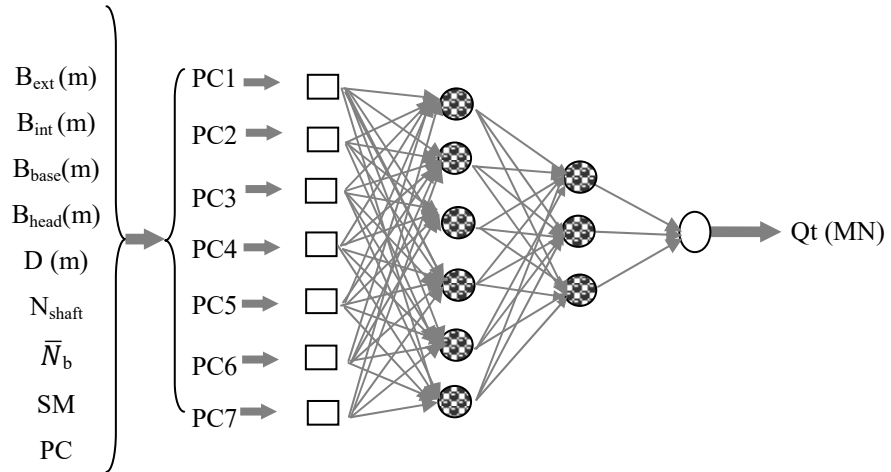
Une analyse a été menée dans le cadre d'une comparaison entre les performances d'un modèle RN seul et un modèle RN combiné avec l'ACP. Les résultats montrent clairement l'efficacité de l'ACP dans l'amélioration de l'habilité des RNs à généraliser.

Tableau 5.6 Architecture et paramètres du modèle RN développé

Entrées (X)	Paramètres de l'ACP			Architecture de modèle RN		Paramètres du modèle RN								Sortie (Y)
						Avec ACP				Sans ACP				
	PCC	VCP	N.PC	N.HL	N.NHL	Mu	MSE/N.ITR	R ²	P	Mu	MSE/N.ITR	R ²	P	
9	95.3	0.02	7	2	6/3	0.005	0.009/30	0.94	10 ⁻⁴	0.005	0.01/250	0.89	10 ⁻⁴	Capacité ultime (MN)

PCC: Pourcentage cumulés des composantes; VCP : variance des composantes principales; N.PC : nombre de composantes principales ;N.HL: Nombre de couches cachées; N.NHL: Nombre de neurones dans chaque couche cachée; Mu: Valeur du Momentum ; N.ITR: Nombre d'itérations; MSE: l'erreur d'entraînement du réseau; R²: Coefficient de détermination.; P: P_{value}.

Enfin, les résultats d'apprentissage, de test et de validation du modèle RN développé sont illustrés dans la Figure 5.8. Les résultats obtenus montrent que le modèle RN développé donne des résultats satisfaisants.



SM : Matériaux de fut, PC : Classification du Pieu; Qt : Capacité du Pieu

Figure 5.6 Architecture du modèle RN développé pour prédire la portance axiale des pieux

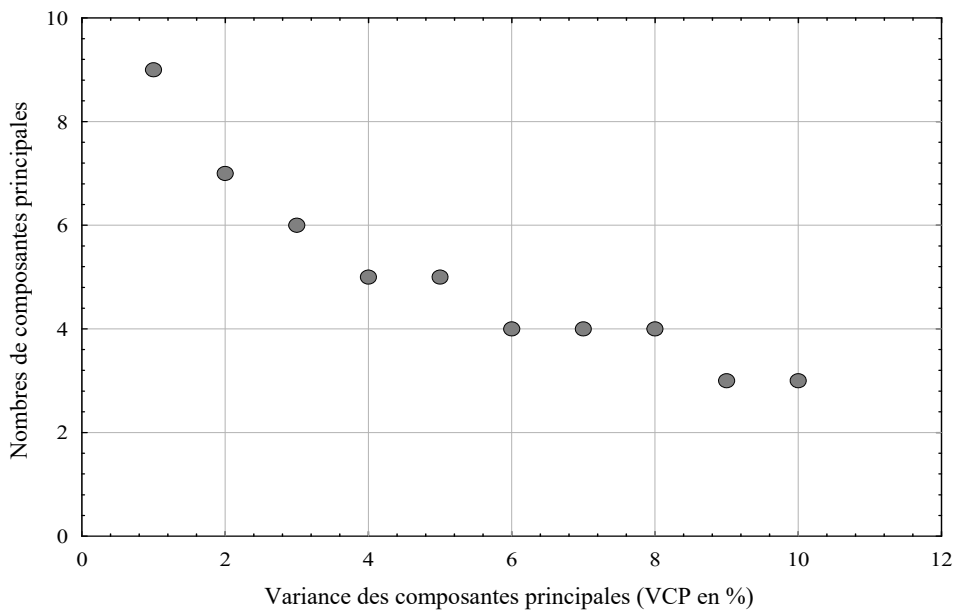
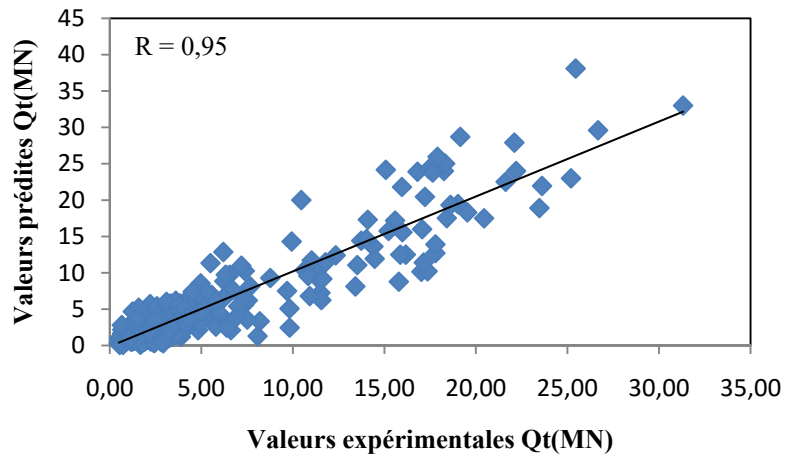
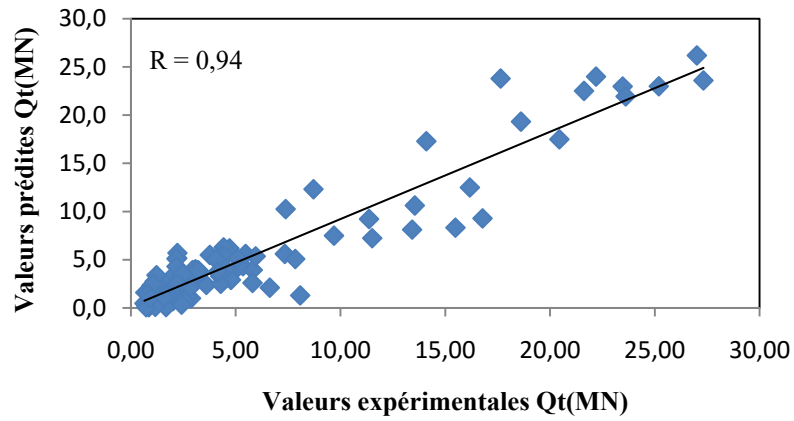


Figure 5.7 Variation du nombre de composantes principales avec différent VCP.

(a)



(b)



(c)

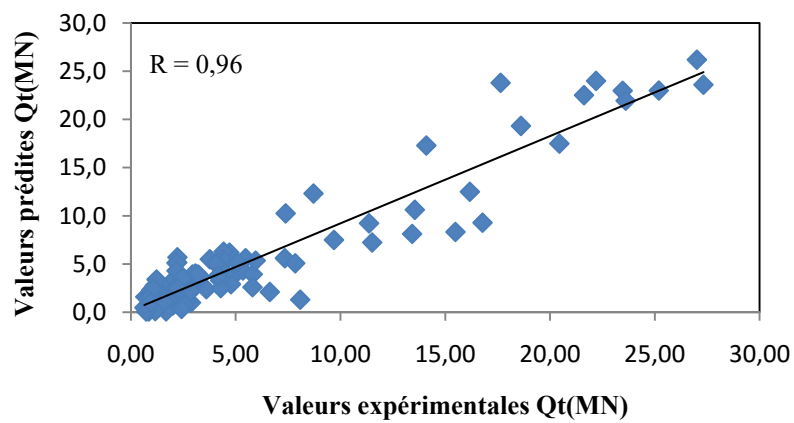


Figure 5.8 Valeurs des capacités mesurées contre celles prédites du modèle RN:
a) Apprentissage, b) Test et c) Validation

5. Comparaison avec les modèles de régression multiple

L'exécution des modèles des RNs développés a été comparée à une approche de régression multiple avec le modèle mathématique statistique quadratique non linéaire. Le modèle a les coefficients de régression a_0, a_1, \dots, a_n .

$$y = a_0 + a_1x_1 + a_2x_1^2 + a_3x_2 + a_4x_2^2 + \dots + a_{2n-1}x_n + a_{2n}x_n^2 \quad [5.11]$$

Ici, x_1, \dots, x_n , sont des paramètres du modèle. La valeur de n dépendra du nombre de ces paramètres et y représente le paramètre de sortie. Les coefficients de la régression du modèle ont été calculés par minimisation de la somme des carrés des déviations donnée par l'équation suivante :

$$\sum_{i=1}^n (y_i - y'_i)^2 \quad [5.12]$$

Où : y' est la sortie désirée (capacité axiale).

Tableau 5.7 Coefficients de régression des modèles de régressions multiples

Coefficients (Paramètres)	Capacité axiale du pieu (MPa)		
	Pieux à large déplacement	Pieux à faible déplacement	Pieux forcés
a_0	- 7,863	35,458	- 11,631
a_1 / a_2 B_{ext} / B_{ext}^2	59,435 / - 5,544	- 6,624 / 12,628	7,374 / - 0,672
a_3 / a_4 B_{int} / B_{int}^2	- 58,960 / 36,987	- 4,793 / 0,000	23,169 / 0,665
a_5 / a_6 B_{base} / B_{base}^2	6,431 / - 33,556	0,000 / 0,000	- 21,674 / 0,000
a_7 / a_8 B_{head} / B_{head}^2	0,269 / - 0,0026	- 0,967 / 0,025	0,606 / - 0,005
a_9 / a_{10} D / D^2	0,0325 / - 0,0007	- 5,187 / 0,132	0,336 / - 0,0015
a_{11} / a_{12} N_{Shaft} / B_{Shaft}^2	- 0,0248 / 0,0004	1,438 / - 0,020	0,251 / - 0,0069
a_{13} / a_{14} \bar{N}_b / \bar{N}_b^2	0,0676 / - 0,0003	1,593 / - 0,024	- 0,215 / 0,0001
a_{15} / a_{16} SM / S^2M	0,234 / - 0,0031	- 1,247 / 0,015	- 0,198 / 0,0011

La performance du modèle peut être évaluée par le coefficient de détermination (R^2) et le coefficient de détermination ajusté (R^2 ajusté). Par conséquent, trois modèles de régressions multiples ont été développés pour la prévision de la capacité portante ultime des pieux chargés axialement. Ces modèles ont été testés sur l'ensemble des données non traitées par l'ACP. Les coefficients de détermination de ses modèles sont déterminés par la méthode des moindres carrés (Tableau 5.7).

Le Tableau 5.8 représente la comparaison des résultats de l'utilisation du modèle de régression multiple au moyen du logiciel STATISTICA 7.0 et les résultats des modèles de réseaux de neurones. Cette comparaison a été faite en termes du coefficient de détermination R^2 et du facteur P_{value} .

La comparaison entre les coefficients de détermination R^2 du modèle du réseau de neurones et celui de régression multiple prouve que les modèles de RNs sont mieux consolidés par des données expérimentales que l'analyse de régression.

Tableau 5.8 Comparaison entre le modèle RNs et les régressions multiples

Modèles		Réseau de neurone		Régression Multiple		
		R^2	P_{value}	R^2	$R_{\text{ajusté}}$	P_{value}
Capacité du pieu (MN)	Pieux à large déplacement	0,95	10^{-4}	0,72	0,72	10^{-5}
	Pieux à Faible déplacement	0,95	10^{-4}	0,82	0,81	10^{-7}
	Pieux Forés	0,95	10^{-4}	0,70	0,68	10^{-6}

6. Formulation mathématique du modèle RN validé

L'expression mathématique du modèle RN développé lors de cette étude peut être écrite comme:

$$Y = f_{Tansig} \left\{ b_0 + \sum_{k=1}^{h'} \left[w_{k'} \cdot f_{Tansig} \left(b_{h'k'} + \sum_{k=1}^h w_{k'k} \cdot \mathcal{Y}_k \right) \right] \right\} \quad [5.13]$$

$$y_k = f_{Tansig} \left(b_{hk} + \sum_{i=1}^m w_{ki} \cdot X_i \right) \quad [5.14]$$

Où: Y est la sortie du modèle (la capacité ultime du pieu Q_t); X_i sont les variables d'entrées du modèle; $w_{k'}$ est le poids de la connexion entre le k' ième neurone de la couche cache et le seul neurone de sortie; b_{hk} est le biais au k ième neurone de la première couche cachée; $b_{h'k}$ est le biais au k' ième neurone de la deuxième couche cachée ; h est le nombre de neurones dans la première couche cachée; h' est le nombre de neurones dans la deuxième couche cachée; w_{ki} le poids de la connexion entre le i ième variable d'entrée et le k ième neurone de la première couche cachée; $w_{k'k}$ le poids de la connexion entre le k' ième neurone de la deuxième couche cachée et le k ième neurone de la première couche cachée; b_0 est le biais à la couche de sortie et, f_{Tansig} est le fonction de transfert « Tangentesigmoïde ». Plus de détails des poids et des biais basés sur le modèle RN entraîné sont donnés dans l'Annexe 2.

7. Conclusion

L'application de l'approche réseaux de neurones pour prévoir la capacité portante ultime du pieu a permis de développer un système avec une précision tout à fait satisfaisante. En vue d'améliorer la capacité de prédiction de ce système, l'approche de l'analyse en composantes principales a été appliquée. L'introduction de cette technique a conduit à la compression des données d'entrées et à l'élimination des corrélations entre elles. C'est pourquoi on s'est intéressé dans ce travail à la combinaison de ces deux approches pour une prévision efficace de la capacité portante ultime du pieu. Deux traitements de données ont été mises en œuvre sous l'environnement du logiciel MATLAB. Par conséquent, un modèle a été développé prenant en considération les trois types de comportements de pieux ou modes d'installations ainsi trois matériaux distincts sont introduites et qui sont le béton, l'acier et l'aluminium. Ce modèle a été comparé par confrontation de ces résultats prédits avec ceux des modèles de régressions multiples développés. Les résultats démontrent que le modèle RN est mieux soutenue par les données expérimentales que l'analyse de régression. Les résultats montrent l'utilité du traitement des données par la méthode de l'ACP pour l'amélioration de la performance du modèle RN développé dans ce chapitre. Une analyse de sensibilité, ainsi une étude comparative entre le modèle RN est des différentes méthodes traditionnelles de calcul de la capacité portante ultime de pieux ont fait l'objet du prochain chapitre.

Chapitre 6 :

*Etude comparative du modèle RN développé avec
les méthodes de calcul de la capacité du pieu
basées sur l'essai SPT*

1. Introduction

L'examen de l'habilité de généralisation du modèle RN est effectué. Cette dernière permettra de simuler les effets de certains paramètres sur la capacité portante ultime du pieu. Les données utilisées appartiennent à l'intervalle de validité du modèle. Cette analyse sera suivie par une étude comparative avec les méthodes traditionnelles de calcul de la capacité portante ultime basée sur l'essai SPT. La performance optimale du modèle RN de prédiction de la capacité portante ultime du pieu est indiquée à travers trois critères. Le premier est basé sur une analyse de régression, le deuxième sur le calcul de certains paramètres statistiques comme la moyenne et l'écart type, le dernier est par l'investigation de l'erreur par l'approche de la distribution de la fonction Log –Normal. Le chapitre sera achevé par la proposition de simples modèles de calcul de la capacité portante ultime des trois types de pieux, basés sur des modèles statistiques.

2. Analyse de sensibilité

Pour examiner l'habilité de généralisation du modèle, une analyse de sensibilité est effectuée. Un ensemble hypothétique de variables d'entrées faisant partie de l'intervalle de validité du modèle RN développé est utilisé pour vérifier la réponse du modèle aux variations des variables d'entrées. Par exemple, l'effet de la variable d'entrée, comme le diamètre du pieu (B), est étudié, en lui permettant de prendre un ensemble de valeurs, tandis que les autres variables d'entrées restent constantes. Les données sont introduites dans le modèle, et la capacité prédite est calculée. Ce processus sera répété pour la prochaine variable d'entrée, et ainsi de suite jusqu'à que la réponse du modèle est examinée pour toutes les variables d'entrées du modèle. La sensibilité du modèle sera déterminée par l'examen de la variation des valeurs prédites par le modèle en les comparant avec des connaissances géotechniques et ainsi des données expérimentales acquises. Les résultats de sensibilité sont présentés dans les Figures 6.1, 6.2 et 6.3. On peut constater que les valeurs prédites du modèle sont en concordance avec ce qui est attendu, et aussi avec les résultats expérimentaux publiés, dans le sens que la capacité portante ultime du pieu augmente avec l'augmentation du diamètre (B), la longueur d'ancrage (D), et la densité du sol exprimée par le nombre de coups (N).

On peut constater que pour les pieux à large déplacement, ceux en béton armé exhibent une capacité considérable que les pieux tuyaux à base fermée, suivis par les pieux en aluminium. Ceci est attribué à la résistance aux frottements latéraux assez importants développés le long

du fut d'un pieu en béton, considéré comme interface rugueuse par rapport aux pieux métalliques (Alkroosh, Nikraz 2012). Dans l'autre côté, pour les pieux à faible déplacement, ceux ayant un fut métallique sont majoritaires en les comparants avec le nombre de cas des pieux en béton rassemblés dans la base de données, comme les pieux en H, pieux tuyaux à base ouvertes. La résistance aux frottements latéraux développés dans ce type de pieux métalliques est généralement la plus élevée par rapport aux autres. Il est intéressant de noter que les résultats d'analyse présentés dans les figures précédentes (de 6.1 à 6.3) fournissent une confirmation additionnelle de la fiabilité du modèle RN développé.

3. Comparaison du modèle RN avec les méthodes valables basées sur l'essai SPT

Pour examiner la précision du modèle développé contre les méthodes traditionnelles de calcul de la capacité ultime du pieu, le modèle est comparé avec quatre méthodes utilisées couramment en pratique, basées sur l'essai SPT. Cependant ces méthodes de calcul de la capacité ultime de pieu ne distinguent pas dans la plupart des cas entre les pieux à large déplacements et à faible déplacement excepte la méthode de Meyerhof. Les résultats de calcul sont exposés dans le Tableau 6.1. Le modèle développé est comparé avec la méthode de Meyerhof (1976), la méthode de Shioi et Fukui (1982), la méthode de Robert (1997) et la méthode de PHRI Standard (1980). Les données utilisées lors de cette comparaison sont sélectionnées parmi celles utilisées dans la validation du modèle. La performance optimale du modèle de prédiction de la capacité ultime du pieu est indiquée à travers les trois critères suivants :

Le premier critère est déterminé par l'établissement d'une analyse de régression pour obtenir la meilleure ligne d'ajustement des capacités mesurées contre celles prédites. Le modèle de réseau de neurone a respectivement, un rapport de Q_{fit}/Q_m égale à 0.94 et un coefficient de détermination R^2 égale à 0.95, qui implique que le modèle développé donne les meilleures valeurs en comparant avec les autres méthodes. La méthode de Meyerhof se range en deuxième classe avec un rapport de Q_{fit}/Q_m égale à 0.92 et un coefficient de détermination R^2 égale à 0.84. Après, vient celle de Robert avec un Q_{fit}/Q_m égale à 0.91 et un coefficient de détermination R^2 égale à 0.82. La méthode de Shioi et Fukui donnent les valeurs les plus faibles du rapport Q_{fit}/Q_m et de coefficient de détermination (Tableau 6.1).

Le deuxième critère concerne la détermination de la moyenne arithmétique (μ) et l'écart type (σ). On peut voir que le modèle développé tend à surestimer la capacité ultime par une valeur moyenne de 5%. Le modèle donne les meilleures performances lorsqu'on les compare avec la méthode de Meyerhof qui tend à sous estimer la capacité du pieu avec une valeur moyenne de 10% (Tableau 6.1).

Le troisième critère est évalué en traçant le diagramme de distribution Log-Normale du rapport Q_p/Q_m pour les méthodes de Meyerhof (1976), Shioi et Fukui (1982), Robert (1997) et de PHRI Standard (1980), respectivement. Le choix de ces méthodes parmi les autres mentionnées dans le tableau est justifié par le fait que ces dernière présentent l'étendue de variation des critères de performances entre fiables et faibles. En se basant sur les résultats d'analyse de la distribution Log-Normale des méthodes sélectionnées, la probabilité (P) que les prédictions de la capacité ultime retombent ou surviennent dans un niveau de précision ou erreur de $\pm 25\%$ est obtenu par le calcul de la surface de la distribution Log-Normale à l'intérieur de l'intervalle, $0.75Q_m \leq Q_p \leq 1.25Q_m$. En se basant sur ce critère, la probabilité la plus importante implique une précision adéquate de la méthode de prédiction. Il est à constaté que le modèle développé est encore classé avec une probabilité de prédiction assez importante et qui est d'une moyenne de 78% (Tableau 6.1 et Figure 6.4).

Tableau 6.1 Performances du modèle RN et les différentes méthodes de calcul de la capacité basées sur l'essai SPT et quelques autres modèles de calcul intelligent

Méthodes	Meilleures calculs d'ajustement		Calculs arithmétiques		Précision $\pm 25\%$
	Q_{fit}/Q_m	R^2	$\mu(Q_p/Q_m)$	$\sigma(Q_p/Q_m)$	Distribution LogNormale
Model Réseau de neurone	0,94	0,95	1,05	0,15	78
Meyerhof (1976) Code CFEM (1992)	0,92	0,84	0,90	0,30	58
PHRI Standard (1980)	0,88	0,78	1,14	0,35	54
Shioi et Fukui (1982)	0,51	0,26	0,78	0,27	39
Robert (1997)	0,91	0,82	0,87	0,27	46
Reese <i>et al.</i> (1989)	0,80	0,72	1,20	0,30	-
Shariatmadari <i>et al.</i> (2008)	0,90	0,88	1,22	0,41	-
Bazarra <i>et al.</i> (1986)	0,80	0,73	1,07	0,36	-
Abu Kiefa (1998) (modèle RN)	0,93	0,91	1.15	0,40	-

Note: Q_{fit} : le meilleur ajustement de la courbe des capacités du pieu prédites contre celles mesurées; Q_p : Capacité du pieu prédite; Q_m : Capacité du pieu mesurée; μ : la moyenne; σ : l'écart type.

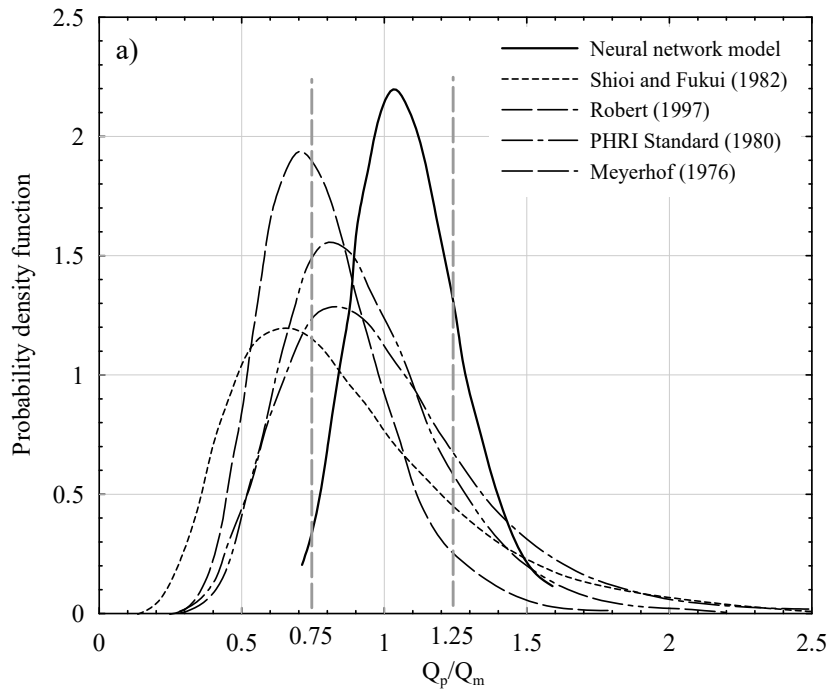


Figure 6.4 Performances du modèle RN et les méthodes courantes de calcul de la capacité basées sur l'essai SPT

4. Développement des modèles statistiques inspirés des résultats du modèle RN développé

4.1. Les modèles statistiques non linéaires

De façon très générale, il s'agit de modèles permettant d'expliquer la variable réponse (aléatoire) au moyen des variables explicatives (non aléatoires dans les modèles usuels), à travers une fonction quelconque, inconnue (on est donc en dehors du cadre du modèle linéaire généralisé). Dans cette étude, la procédure d'estimation des moindres carrés est utilisée. Elle vise à minimiser la somme des écarts au carré des valeurs observées pour la variable dépendante continue de ceux prédits par le modèle. Lors de l'utilisation du critère des moindres carrés, celui de Levenberg- Marquardt (Levenberg 1944, Marquardt 1963) est très efficace et peut être utilisée pour estimer les paramètres dans des modèles non linéaires. Pour les grands ensembles de données, le critère des moindres carrés est la méthode recommandée pour ajuster des modèles non linéaires. Les fonctions d'estimation non linéaires sélectionnées avec leurs paramètres de performance pour les trois types de pieux sont illustrées dans le prochain paragraphe.

4.2. Développement des modèles statistiques

Sur la base des résultats obtenus par le modèle RN développé lors du chapitre précédent, et pour faciliter l'exploitation du modèle conçue par les géotechniciens, on a jugé utile de développer des modèles statistiques adéquates pour la prévision de la capacité portante des trois types de pieux, à travers un ajustement de régression non linéaire, donné par l'équation 6.1. Les meilleurs modèles statistiques retenus pour la prévision de la capacité des pieux sont les suivantes:

- a. Pour les pieux à large déplacement (pieux métalliques et en béton), avec $B_{int}=0$,

$$B_{ext}=B_{base}=B_{head};$$

$$Qt = b_1 \cdot N_{Shaft} \cdot As + b_2 \cdot \text{Exp}(b_3 \cdot B_{base} + b_4 \cdot D) \cdot \bar{N}_b \cdot Ab \quad [6.1]$$

- b. Pour les pieux à faible déplacement;

- Pieux en béton avec; $B_{int}=0$; $B_{ext}=B_{base}=B_{head}$, l'équation prend la forme suivante:

$$Qt = b_1 \cdot N_{Shaft} \cdot As + b_2 \cdot \text{Exp}(b_3 \cdot B_{base} + b_4 \cdot D) \cdot \bar{N}_b \cdot Ab \quad [6.2]$$

- Pieux métalliques avec; $B_{int} \neq 0$; $B_{ext} \neq B_{base}$, $B_{ext}=B_{head}$, l'équation prend la forme suivante:

$$Qt = b_1 \cdot N_{Shaft} \cdot As + b_2 \cdot \text{Exp}(b_3 \cdot B_{ext} + b_4 \cdot B_{int} + b_5 \cdot B_{base} + b_6 \cdot D) \cdot \bar{N}_b \cdot Ab \quad [6.3]$$

- c. Pour les pieux forés (pieux en béton); avec; $B_{int}=0$; $B_{ext}=B_{base}=B_{head}$

$$Qt = b_1 \cdot N_{Shaft} \cdot As + b_2 \cdot \text{Exp}(b_3 \cdot B_{base} + b_4 \cdot D) \cdot \bar{N}_b \cdot Ab \quad [6.4]$$

Les paramètres (b_1 , b_2 , b_3 , b_4 , b_5 et b_6) des fonctions proposés sont ajustés et calculées en utilisant le logiciel de calcul statistique STATISTICA V10. Le tableau suivant (Tableau 6.2) expose les résultats trouvés. Les critères de performance considérés dans cette section se résument dans le coefficient de détermination (R^2) et P_{value} (Tableau 6.2). Les valeurs prises par ces deux facteurs démontrent que les modèles statistiques inspirés du modèle RN développé sont très acceptables pour une future et pratique utilisation par les géotechniciens.

Tableau 6.2 Paramètres des modèles statistiques inspirés des résultats du modèle RN

Coefficients	Pieux à large-déplacement		Pieux à faible-déplacement		Pieux forés	
	Béton	Acier	Béton	Acier	Béton	Acier
b ₁	0.0026	0.0015	0.0039	6.10 ⁻⁵	0.0015	-
b ₂	0.7000	0.7800	3.10 ⁻⁶	6.1900	0.7800	-
b ₃	-3.0200	-3.0200	7.3700	0.0670	-3.0200	-
b ₄	0.0460	0.0460	0.1860	0.2400	0.0460	-
b ₅	-	-	-	-4.9200	-	-
b ₆	-	-	-	0.0200	-	-
R ²	0.86	0.90	0.92	0.96	0.88	-
P _{value}	10 ⁻⁵	10 ⁻⁵	10 ⁻⁵	10 ⁻³	10 ⁻⁶	-

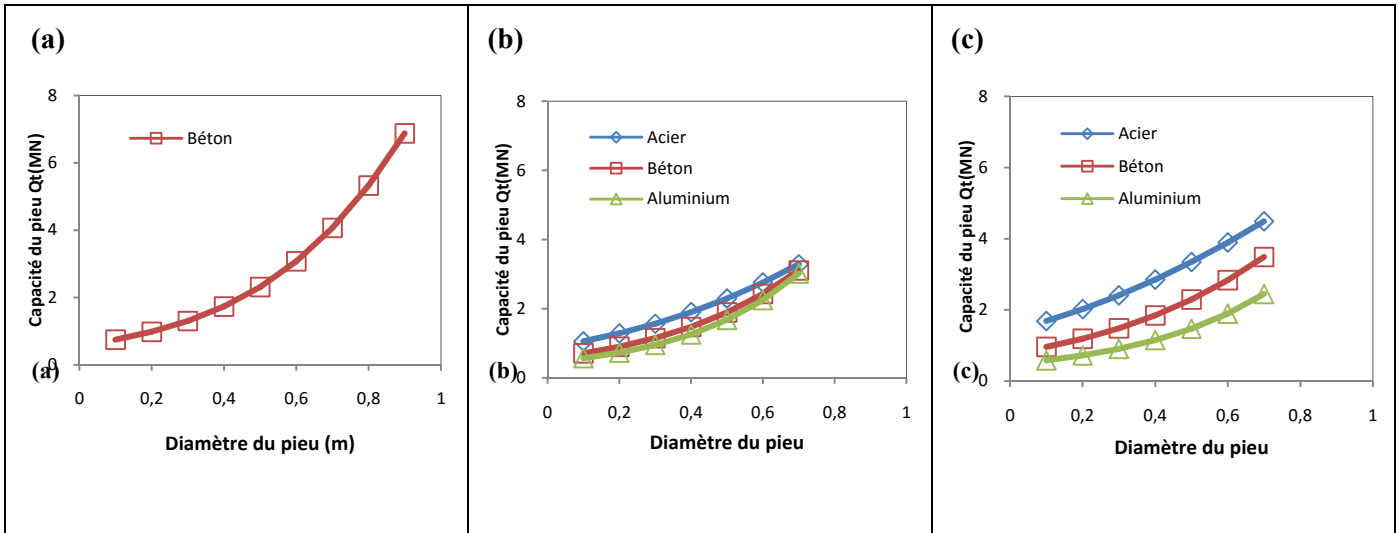


Figure 6.1 Effet du diamètre du pieu sur la capacité du pieu (a) Foré, (b) Large déplacement, (c) Faible déplacement.

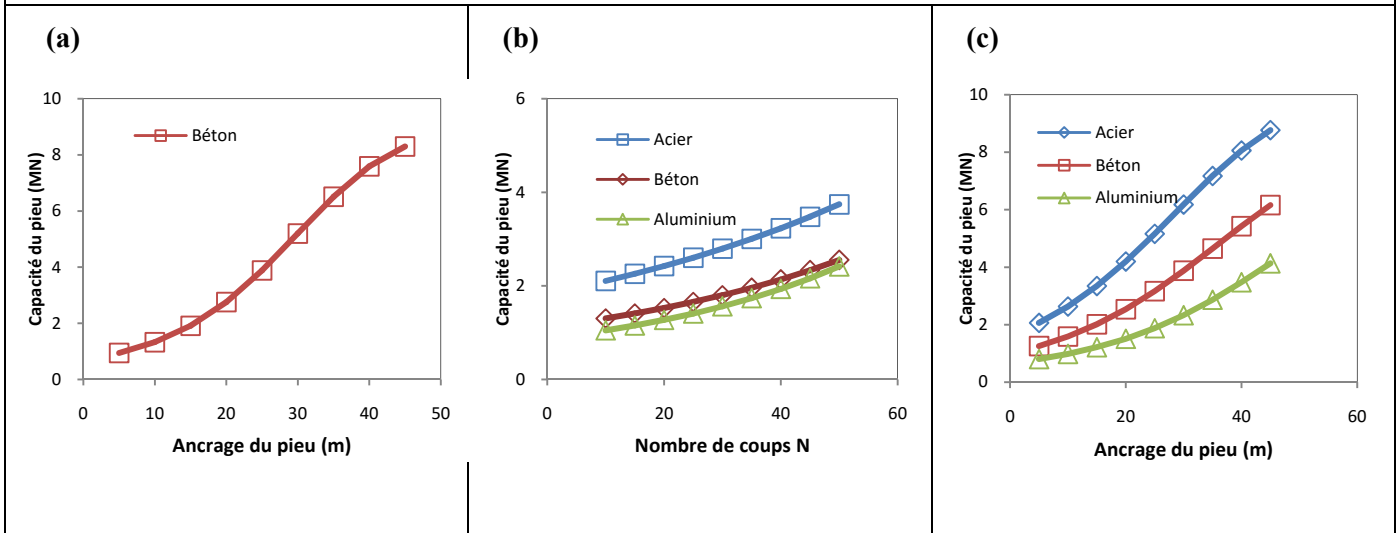


Figure 6.2 Effet de l'ancrage du pieu sur la capacité du pieu (a) foré (b) Large déplacement (c) Faible déplacement.

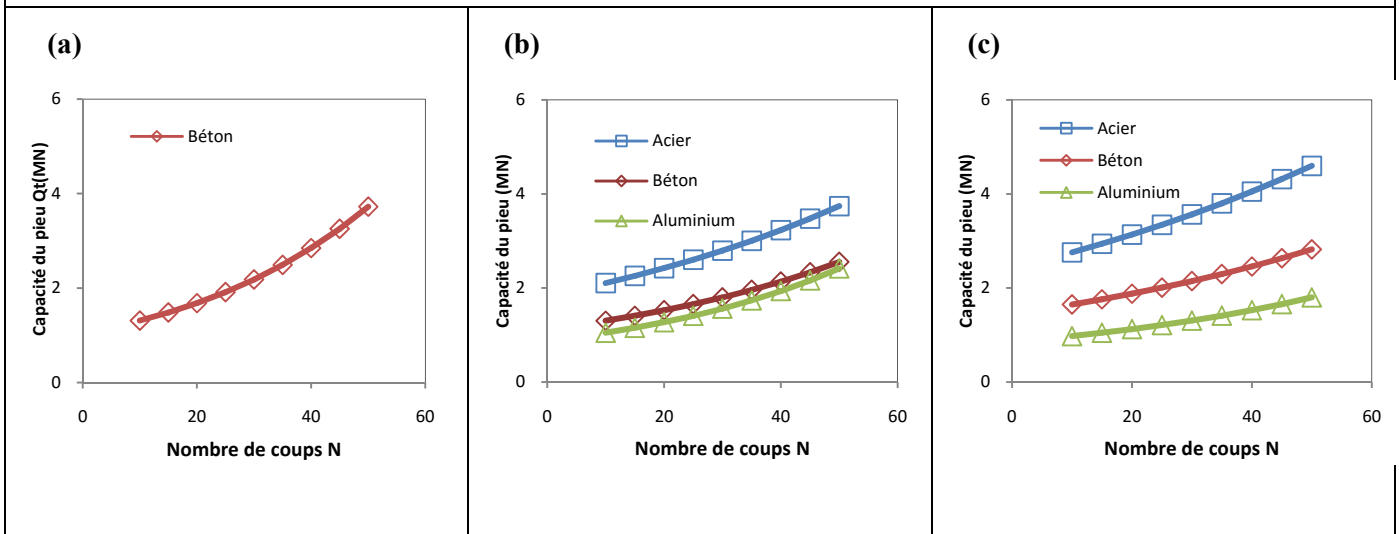


Figure 6.3 Effet du nombre de coups du pieu sur la capacité du pieu (a) Foré, (b) Large déplacement, (c) Faible déplacement.

5. Conclusions

Des méthodes communes de calcul de la capacité portante ultime des pieux basées sur l'essai SPT ont fait l'objet de la comparaison avec le modèle RN développé. Les résultats obtenus à partir des trois critères de performances utilisés lors de cette étude donnent une satisfaction pour le modèle RN développé. Le modèle a pu prédire la portance du pieu avec une probabilité d'estimation de 78% et avec une précision de $\pm 25\%$. Cette valeur est considérée comme très encourageante, et par conséquent le modèle est considéré comme réussi. Aussi, La méthode de Meyerhof prédit la capacité portante ultime avec une précision acceptable.

La proposition d'une forme simple pour le modèle fait appel aux modèles statistiques. Dans ce cadre quatre formules ou modèles statistiques ont été testés avec un coefficient de détermination moyen de 90% et un P_{value} moyen de 10^{-4} . Ces deux critères de performances montrent que les équations développées présentent aux mieux le modèle RN.

L'analyse de sensibilité du modèle entamée au début du chapitre sert à mesurer l'habileté du modèle RN à mieux généraliser les différents cas qui peuvent exister dans l'intervalle de validité du modèle RN. L'effet positif du diamètre du pieu, de la longueur d'ancrage du pieu ainsi la densité du sol exprimé en termes de nombre de coups de l'essai SPT respectivement sur la capacité portante ultime des pieux confirment les connaissances géotechniques et les données expérimentales acquises dans ce contexte. A cet effet, on peut conclure que le modèle développé est un outil efficace et fiable de prédiction de la capacité portante ultime de pieu.

Des conclusions générales et des recommandations sur le travail effectué lors de cette étude feront l'objet de ce qui suit.

CONCLUSIONS ET RECOMMETATIONS

1. Conclusions Générales

Les systèmes d'intelligences artificiels telle que les réseaux de neurones artificiels constituent des moyens très efficaces dans le domaine de l'ingénierie et d'autres car ils offrent des possibilités intéressantes pour former des systèmes intégrés de bases de connaissances et qui sera le but d'un prochain travail. Les RNAs ont certaines caractéristiques puissantes dans le traitement de la connaissance et des informations et sont capables d'apprendre et de généraliser à partir d'exemples et d'expériences. Le modèle le plus répandu est celui des réseaux multicouches à rétropropagation.

Ce travail a pour but de trouver une solution plus générale du problème de prédiction de la capacité portante des pieux par le biais des essais in situ et en particulier l'essai de pénétration standard SPT.

Des résultats intéressants ont été obtenus et qui mettent en jeu les causes de non fiabilité des méthodes de calcul de la capacité ultime et certains codes qui négligent la contribution de la zone au-dessus de la pointe dans l'estimation de la capacité portante du pieu.

L'analyse menée dans un sol sableux a montré que la zone supérieure contribue avec un pourcentage de 40% dans la mobilisation de la résistance en pointe, et de 60% pour la zone au dessous de la pointe.

Le nombre de coups de l'essai in situ a été corrigé de plusieurs facteurs comme l'effet dû aux poids des terres. Ensuite un nombre de coup représentant la densité du sol autour de la pointe a été considérée, en prenant en considération les résultats de l'analyse numérique.

La combinaison des RNAs avec l'approche de l'analyse en composantes principales a conduit à la compression des données d'entrée et à l'élimination des corrélations entre elles. Le modèle RNs développé a été comparé par confrontation de ses résultats prédits avec des résultats des modèles de régressions multiples ainsi développés. Les résultats prouvent que le modèle RN est mieux adapté pour des données expérimentales que l'analyse de régression notamment avec les données réduites et non corrélées. Les résultats suggèrent aussi que la méthode de l'ACP est très utile, pour le traitement des données et, pour l'amélioration de la performance de prévision avec le modèle développé.

L'étude de l'habilité du modèle à généraliser est une phase très indispensable. Dans ce contexte une analyse de sensibilité a été menée dans le but de mesurer l'aptitude du modèle conçu à avoir une capacité de généralisation. Cela a confirmé la fiabilité du modèle développé. En effet, le diamètre, la longueur d'ancrage du pieu ainsi la densité du sol exprimées en termes de nombre de coups de l'essai SPT le long du fut et celle déjà adoptée autour de la pointe ont une contribution positive sur la capacité portante ultime des pieux.

Enfin une étude comparative a été menée entre le modèle développé et certaines méthodes communes de calcul de la capacité portante ultime de pieux basées sur l'essai SPT.

En conclusion le modèle développé constitue un moyen efficace et un outil encourageant dans la prédiction de la capacité portante ultime des pieux chargés axialement dans les sols à prédominance sableuse ou granulaires.

2. Recommandations

Nous recommandons d'améliorer l'efficacité du système proposé par plusieurs autres moyens. Le système est appelé à évoluer, de façon à bénéficier des apports de la recherche en développement. Il serait important de pouvoir le compléter :

- En rajoutant de nouveaux cas à la base de données, pour la mise à jour périodique. Dans ce contexte et afin de préserver ces données, il est intéressant de les stocker dans des bases de données. Delà l'implémentation d'une base de données numérisée devient une tâche primordiale pour un futur travail.
- En optimisant le modèle RN par combinaison avec d'autres techniques comme les algorithmes génétiques et les méthodes probabilistes.
- Il serait souhaitable que le système développé soit généralisé en intégrant d'autres modèles RNs pour la prédiction du tassement; ou pour dimensionner les fondations profondes. Ainsi une modélisation adéquate incorporée pour la conception des fondations superficielles.
- L'implémentation d'un système automatisé intégré de connaissances pour la prévision de la capacité ultime s'avère une tâche complémentaire très importante dans le futur. On est appelé dans le cadre de cet immense développement dans le domaine de l'informatique à développer un tel système. Ce dernier est défini comme un système intelligent intégré fournissant la connaissance pour résoudre des problèmes liés à la conception des fondations. Les bases de connaissances qui peuvent être incorporées à

ce système incluent une base de données, des modèles de réseaux de neurones et des modèles statistiques.

- Elaboration d'un modèle de prédiction de la capacité portante des pieux dans des sols argileux.
- Incorporation de la liquéfaction dans le cas des pieux battus dans des sables en présence d'une nappe d'eau.

Annexe 1:

Résumés des cas introduits dans la base de données (497 cases).

Annexe 1. Résumés des cas introduits dans la base de données (497 cases).

Références	Locations des sites	Profil de Sol	Type de pieu ^a et Matériau ^b
Abu Kiefa (1998)	Canada, Tokyo, Norway, Sweden, The Netherlets, Belgium, USA, Spain, Scotlet, Yugoslavia, China	Sandy soils	A ^a , C ^b ; ^c A ^a , S ^b
Shooshpasha et al (2013)	Iran	Clay, Sandt,Silt	C,C
Sorensen et al	California,USA	Cohesionless intermediate geomaterials	C,C
Holeyman et al (1997)	Belgium	Clay, Sand, Sand loam	A,S et C; B,S; C,C
Carpentier et al (1985)	Belgium	Clay, Sand, Sandy loam	A,S et C; B,S; C,C
Nagaoka et al (1998)	Japan	Sand	C,C
FHWA (1999)	Florida,USA	Sand, Clay, Silt	C,C
Combarieu (1976)	French	Limon, Sand, Gravel, Clay	A,S
Brown et al (2006)	UK	Silty clay	C,C
Amini et al (2008)	Canada	Sand, Silty clay	A,C ;C,C
Deeks et al	Japan	Silt, Sandet gravel, Silty sand	B,S
Bustamante et al (1985)	Grece	Heterogeneous Remblai, Clayey Sand, Marne	A,C
Yang et al (2006)	Hongkong	Sand	B,C
Mackiewicz et al	USA	Heterogeneous silt	C,C
Georgia Tech Research Corporation et al (1993)	USA	Piedmont residuum	C,C
Reese et al (1971)	USA	Clay, Silty sand	C,C
Tavenas (1971)	Canada	Sand	A,C ; A,S; B,S
Gavin et al (2008)	Dublin City	Fill, Allvials gravel, Boulder clay, Limestone	B,C
Ismael (1999)	Kuwait	Calcareous sand, Coarse sand	A,C
Combarieu (1976)	French	Limon, Sand, Gravel, Clay	A,C
Kumpala et al (2008)	Thailet	Clayey sand, Silty sand	A,C
Omer et al (2003)	USA	Silty sand, Clay, sandand gravel, Mercia mudstone	A,S ;B,S

Viana daFonseca (2004)	Portugal	Heterogeneous residual granite, Weathered granite soil	A,C;A,S;B,S;C,C
Cho (2010)	Seoul,Korea	Silty Clayey, Set, Weathered	C,C
Fellenius (1989)	Canada	Sand, Clay	A,C; A,S; B,S ; C,C
Reuter (1979)	USA	Clayey glacial till deposit, Sedimentary bedrock	A,S ;A,C
Chin et al (1989)	Illinois,USA	Sand, Clay, Silt	C,C
Campanella et al (1989)	Illinois,USA	Sand, Clay, Silt	A,S;B,S
Eslami et al (1997)	III.USA	Sand	B,S ;A,S
McCammon et al (1970)	Finno,USA	Sand	B,S ;B,C
Retolph et al (1994)	Canada	Clay, Sand, Silt	A,S ;A,C ;B,S ;B,C
White (2003)	Canada	Sand	A,C
Omer et al (2010)	Belgium	Silty sand, Ledian sand	B,C
De Nicola (1999)	Australia	Sand	B,A
Mostafa (2011)	Different countries	Sand, Gravel, Silt	B,S
Xu et al (2008)	Different countries	Sand	A,S ;B,S
Alsayed (2004)	UK	London clay	C,C
Thasnanipan et al (1998)	Bangkok	Clay, Sand	C,C
Ishihara (2010)	Japan	Fill, Sand, Silty clay, Sandet Gravel, Silt	C,C
Brown (2002)	USA	Silty sand	C,C ;B,C
Sakr (2011)	Canada	Sand	A,C
Kate (2005)	USA	Sand	A,C
Coyle et al (1981)	Canada	Sand	A,S ;A,C
Baxter (2009)	UK	London clay	B,C
Engin et al (2009)	South Surra	Sand	C,C
Hussein et al (2007)	Florida,USA	Sand, Silty sand, Clayey sand, Clay	A,C
Bullock et al (2005)	Florida,USA	Sand, Silty sand, Clayey sand, Clay	A,C
Schneider et al (2010)	USA	Sand	B,S
Salgado et al (2012)	Indiana,USA	Gravelly sand, Clay and Silt	B,S
Byrne	Australia	Sand	B,S
Kulesza et al (2012)	Morocco,USA	Clay, Sand	A,S
Igoe et al (2008)	County,Irelet	Gravelly clayey silt, Sand, Gravel	B,S
Igoe et al (2013)	County,Irelet	Gravelly clayey silt, Sand, Gravel	B,S
Goulet et al (1964)	Belgium	Limon clay, Clayey sand, Clay	A,C

Yu et al (2012)	USA	Clay, Silty gravel, Sand	B,S
Jardine et al (1998)	Japan	Site1: Clay, Mudstone Site2: Clay, Gravel, Sand	B,S
Murayama et al (1960)	Japan	Sand, Loam, Clay	A,C
Norlund (1963)	USA	Cohesionless soils	A,S;B,S
AbdulAziz bin K. M. Hanifah et al (2005)	Malaysia	Silty sand	C,C
Bustamante et al (1980)	French	Sand, Clay	C,C
Balakrishnan et al (1999)	Malaysia	Residual weathered formation	C,C
O'Neill et al (2002)	Texas,USA	Site1: Sand and clay, Clay, Site2: Silty clay, clay, Sand, site3 :Sand, Clay	C,C
Amaludin et al (1998)	Malaysia	Clay, Sand	C,C
Briaud et al (2000)	Texas,USA	Site1 : Silty sand, Sand, Clayey sand, Clay Site2:Clay, Sand	C,C
Ismael (2001)	Kuwait	Silty sand	C,C
Hsu (2006)	Taipei	Sand, Silty sand	A,C
White et al (2000)	Japan	Silt, Sand and Gravel, Silty sand, Sand	B,S
Altaee et al (1992)	Baggdad	Clayey silty set, Sand and Silt	A,C
Hussein et al (1993)	USA	Site1: Silty sand, Clay, Silt, Sand, Site2: Sand, Clayey sand, Sand site3 :Sand, Clayey sand	A,C
Selby (1970)	Canada	Set, Silt, Sandy silt	A,S
Durgunoglu et al (1996)	Istanbul,Turkie	Clay, Sand	A,C
Zhussupbekov et al (2009)	Astana,Kazakhstan	Silty sand, Gravel, Limenstone	B,S
Paik et al (2003)	Indiana,USA	Gravelly sand, Clay and Silt	A,S;B,S
Poulos (1989)	USA	Site1: Sand Site2: Clay	B,S ;A,C ;B,C
Reiffsteck (2009)	Merville,French	Silt, Sand, Clay	C,C
Zhang et al (2006)	Germany	Weathered soils	A,C
Thompson et al (2009)	Mississippi,USA	Sand, Clay	A,C
Wehnert et al (2004)	Germany	Clay	C,C
Santos et al (2005)	Portugal	Heterogeneous residual granite, Weathered granite soil	C,C;B,C

Ibrahim et al (2012)	Khartoum,Sudan	Clay	C,C
Osterberg (1999)	Japan	Clayey silt, Sandy silt, Silty sand, Sand, Gravel	C,C
Thasnanipan et al (1998)	Bangkok	Clay, Sand	C,C
Rajagopal et al (2012)	India	Site1: Silty clay with sand and gravel, Sand and gravel, Site2: Silty clay with sand and gravel, Silty sand, Clayey sand, Site3: Silty clay, Sand, Clay	C,C
Ishihara (2010)	Japan	Sand	A,C
Ibrahim et al (2013)	Germany	Silty clay, Silty sand	C,C
Aurora (1976)	Texas,USA	Clay-Shale	C,C

^a Type du pieu: A: Pieu à Large déplacement, B: Pieu à Faible déplacement, C: Pieu foré.

^b Matériau du pieu: C= Béton, A= Aluminium, S= Acier,

“;” indique le séparateur entre les cas à la même référence.

Annexe 2:

Poids et Biais du modèle RN développé

Annexe 2.Poids et Biais du modèle RN développé

$$W_{1,1} = \begin{bmatrix} -0.34925 & -0.03145 & -0.78142 & 0.55090 & -0.11344 & -0.09810 & -1.4787 \\ -0.84126 & -1.16260 & -0.78399 & -0.26030 & -0.33446 & -0.15453 & -1.6140 \\ -0.59594 & -0.35688 & 0.31650 & 0.14863 & -0.39201 & 0.35223 & 0.0278 \\ -0.03301 & -0.00712 & 0.368950 & 0.73412 & 0.13921 & 0.54558 & -0.2329 \\ -0.25597 & 0.47431 & -0.55695 & -0.63420 & 0.04814 & -0.20326 & 0.3080 \\ -0.99513 & 0.87478 & -0.96469 & -0.00994 & -0.13316 & -0.40996 & 0.7307 \end{bmatrix} ;$$

$$W_{2,1} = \begin{bmatrix} -0.16968 & -0.18391 & 0.27724 & 0.24868 & -0.034372 & 0.22083 \\ 1.31220 & -1.04450 & 0.50417 & -0.23313 & -0.29225 & -1.01850 \\ -0.51967 & 1.10670 & 0.36711 & 0.54419 & -0.61744 & 0.12682 \end{bmatrix} ;$$

$$W_{3,2} = [-0.68717 \ -1.5658 \ 1.619] ;$$

$$b_1 = \begin{bmatrix} -0.60350 \\ 1.01670 \\ -0.06460 \\ 0.47244 \\ -0.58480 \\ -0.77294 \end{bmatrix} ;$$

$$b_2 = \begin{bmatrix} -0.75310 \\ 0.02006 \\ -0.58796 \end{bmatrix} ;$$

$$b_3 = [-0.68829]$$

Références bibliographique

- [1]. AASHTO. 2000. LRFD Bridge Design specification, 2nd Edition-2000 Interim Revisions, Washington, D.C.
- [2]. AbdulAziz, H. M.; Lee, S. K. 2005. Innovation instrumented test piles in Malaysia: application of global strain extensometer (GloStrExt) method for bored piles, Special lectures Proceeding of Malaysian Geotechnical Conference.
- [3]. Abu Farsakh, M. Y.; Titi, H. H. 2004. Assessment of direct cone penetration test methods for predicting the ultimate capacity of friction driven piles, J. Geotech. Geoenviron. Eng 130(9): 935-944
- [4]. Abu Kiefa, M. A. 1998. General Regression neural networks for driven piles on cohesionless soil, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 124(12): 1177-1185
- [5]. Adeli, H.; Hung, S. L. 1994. An adaptive conjugate gradient learning algorithm for effective training of multilayer neural networks, Applied Mathematics and Computation 62 (1): 81–102
- [6]. Adeli, H.; Hung, S. L. 1995. Machine Learning: Neural Networks, Genetic Algorithms, and Fuzzy Systems, Wiley, New York.
- [7]. Ahangar-Asr, A.; Javadi, A. A.; Johari, A.; Chen, Y. 2014. Lateral load capacity modeling of piles in cohesive soils in undrained conditions: An intelligent evolutionary approach, Applied Soft Computing 24: 822-828.
- [8]. Akkurta, S.; Tayfurb, G.; Canc, S. 2004. Fuzzy Logic Model for The Prediction of Cement Compressive Strength, Cement et Concrete Research 34(8): 1429-1433
- [9]. Alkroosh, I.; Nikraz, H. 2012. Predicting axial capacity of driven piles in cohesive soils using intelligent computing, Journal of Engineering Application of Artificial Intelligence 25: 618-627.
- [10]. Alkroosh, I.; Shahin, M. A.; Nikraz, H. R. 2008. Modeling axial capacity of bored piles using genetic programming technique, In Proceedings of the 3rd International Geotechnical Conference 113-120, Chinghai, Thailand
- [11]. Altaee, A.; Fellenius, B. H.; Evgin, E. 1992. Load transfer for piles in set et the critical depth, Canadian Geotechnical Journal 30(3).
- [12]. Amaludin, M.; Hussein, N. 1998. The performance of large diameter bored piles used for a road project, Deep Foundation on Bored and Auger Piles, Van Impe and Haegeman edition, Rotterdam.

- [13]. American Petroleum Institute (API). 1984. Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms, 18th Ed, Washington, DC.
- [14]. Amini, A.; Fellenius, B. H.; Sabbagh, M.; Naesgaard, E.; Buehler, M. 2008. Pile loading tests at Golden Ears Bridge, 61st Canadian Geotechnical Conference, Edmonton.
- [15]. Aoki, N.; Velloso, D. 1975. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles, Proceedings of the 5th Pan-American Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos-Aires.
- [16]. Ardalan, H.; Eslami, A.; Nariman-Zadeh, N. 2009. Piles shaft capacity from CPT et CPTu data by polynomial neural networks et genetic algorithms, J Comput Geotech 36: 616-625
- [17]. Aurora, R. P.; Reese, L. C. 1976. Behavior of axially loaded drilled shafts in clay-Shale, State Department of Highways and Public Research, Project: 3-5-72-176
- [18]. Azizi, F. 2000. Applied analyses in geotechnics, Edition F. Nspon, New York, Taylor and Francis Group.
- [19]. Azizkandi, S. A.; Kashkooli, A.; Baziar, M. H. 2014. Prediction of uplift pile displacement based on cone penetration tests (CPT), Gotechnical and Geological Engineering 32(4): 1043-1052.
- [20]. Balakrishnan, E. G.; Balasubramaniam, A. S.; Weg, N. P. 1999. Load deformation of bored piles in residual weathered formation, J. Geotech and Geoenviron. Eng, ASCE 125(10)
- [21]. Bandini, P.; Salgado, R. 1998. Methods of pile design based on CPT et SPT results, Proceeding of the 1st International Conference on site characterization, Balkema, Rotterdam: 967-976.
- [22]. Basu, P.; Prezzi, M. 2000. Design et Application of drilled displacement (screw) piles, JTRP Technical reports, Publication FHWA, Indiana, Department of Transportation et Perdue University, West Lafayette, Indiana.
- [23]. Baxter, D. J. 2009. Innovation in the design of continuous flight auger and bored displacement piles. A dissertation thesis to obtained degree of Doctor of Engineering.
- [24]. Bazaraa, A. R.; Kurkur, M. M. 1986. N-values used to predict settlements of piles in Egypt. Proceedings of In Situ'86, New York, 462-474.
- [25]. Bellamine, F. H.; Elkamel, A. 2008. Model order reduction neural using network principal component analysis and generalized dimensional analysis, Engineering et

- Computer: *International Journal of Computation Aid Engineering Software* 25(5): 443-463.
- [26]. Bishop, C. M. 1994. *Neural Networks and their applications*, *Revision of Scientific Instruments* 65(6): 1803-1832.
- [27]. Bolton, M. D. 1986. The strength and dilatancy of sand, *Geotechnique* 36(1): 65-78.
- [28]. Bouafia, A.; Derbala, A. 2002. Assessment of SPT-based methods of pile bearing capacity-analysis of a database, In *Proceedings of the International Workshop on Foundation Design Codes and Soil Investigation in View of International Harmonization and Performance-based Design*, 369-374.
- [29]. Boukhatem, B. 2011. *Conception d'un système automatisé intégré de connaissances pour les bétons aux ajouts (SAICBA)*, Thèse de Doctorat, Université de Saad Dahleb, Faculté des sciences de l'ingénieur, Département de génie civil, 153p.
- [30]. Boukhatem, B.; Kenai, S.; Tagnit-Hamou, A.; Ghrici, M. 2011. Application of New Information Technology on Concrete: An Overview. *Journal of Civil Engineering and Management, International Research et Achievements*, Edition Taylor & Francis, 17(2):248–258.
- [31]. Boukhatem, B.; Kenai, S; Tagnit Hamou, A; Ziou, D; Ghrici, M. 2012. A system for predicting concrete properties using neural networks (NN) with Principal Component analysis (PCA) Technique, *Computer and Concrete* 10(6): 557-574.
- [32]. Bowles, J. E. 1988. *Foundation analysis and design*, McGraw-Hill BookCompany, Singapore.
- [33]. Briaud, J. L.; Ballouz, M.; Nasr, G. 2000. Static capacity prediction by dynamic methods for three bored piles, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 126: 640-649
- [34]. Briaud, J. L.; Tucker, L. M. 1988. Measured and predicted axial capacity of 98 piles. *J. Geotechnical. Engineering, ASCE* 114(9) : 984-1001
- [35]. Broms, B. B.; Lim, P. C. 1988. A simple pile driving formula based on stress-wave measurements. *Proc., The 3rd Int. Conf. on the Application of Stress-Wave Theory to Piles*, B. H. Fellenius, ed., Vancouver, 591-600.
- [36]. Brown, D. 2002. Effect of construction on axial capacity of drilled foundations in piedmont soils, *J. Geotech. Geoenviron* 128: 967-973
- [37]. Bullock, P. J.; Schmertmann, J. H.; McVay, M. C.; Townsend, F. C. 2005. Side shear setup. I: Test piles driven in Florida, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*: 292-300.

- [38]. Buntine W. L.; Weigend, A. S. 1991. Bayesian back propagation, *Complex Systems* 5: 603-643
- [39]. Burland, J. B. 1973. Shaft friction of piles in clay, *Ground Engineering* 6(3): 1-15
- [40]. Bustamante, M.; Gianceselli, L. 1980. Portance d'un pieu foré tubé dans le calcaire de Saint Ouen. *Bull. Liaison Labo. P. et Ch*, 107.
- [41]. Bustamante, M.; Christoulas, S.; Gianéselli, L.; Yannaros, H. 1985. Essais de chargement de pieux battus moulés sur le site de Kaminia (Athènes). *Bull. Liaison Labo P. et Ch* 137: 5-15
- [42]. Bustamante, M.; et Gianceselli, L. 1982. Pile bearing capacity prediction by means of static penetration CPT, *Proceedings of 2nd European Symposium on penetration testing*, Amsterdam, 2: 493-500.
- [43]. Byrne, B. 2005. Driven pipe piles in dense set, *Geomechanics Group, University of Western, Australia*.
- [44]. Campanella R. G.; Roberston, P. K. 1988. Current status of the piezocone test, In:
- [45]. Campanella, R. G.; Sy, A.; Davies, M. P.; Roberston, P. K. 1989. Pile capacity prediction Event, *Symposium on Predicted and Observed Axial Behavior of piles*, ASCE Geotechnical Special Publications Northwestern University of Illinois, USA: 23.
- [46]. Canadian foundation engineering manual. 1992, 4th Edition, Canadian geotechnical society, Technical Committee on Foundation, 512 pp.
- [47]. Carpenter, W. C.; Barthelemy, J. F. 1994. Common misconceptions about neural networks as approximators, *Journal of Computing in Civil Engineering*, ASCE 8 (3): 345-58
- [48]. Carpentier, R. 1985. Pile Foundation problems: recent developments, *Belgian Geotechnical Volume Published for the 1985 Golden Jubilee of the International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering*: 9-58.
- [49]. Chahine, J. R.; Janson, B. N. 1987. Interfacing data-bases with expert systems: a retaining wall management application. *Microcomputers Civ. Eng* 2(1): 19-38
- [50]. Chan, W. T.; Chow, y. K.; Liu, L. F. 1995. Neural network: An alternative to pile driving formulas. *J Computers and Geotechnics*: 17: 135-156
- [51]. Chin, C. T.; Kuo, H. S.; Wang C.H.; Woo, S. M. 1989. Predictions of capacities of four test piles at Northwestern University, *Symposium on Predicted and Observed Axial Behavior of piles*. ASCE Geotechnical Special Publications N°23. Northwestern Univ., Illinois, USA, 236-247.

- [52]. Cho, S. M. 2010. Foundation design of the Incheon Bridge, *Geotech. Eng. J of the SEAGS and AGSSEA* 41(4).
- [53]. Combarieu, O. 1976. Essais de chargement de pieux de grand longueur battus dans de la grave et de l'argile raide, *Bulletin de Liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées* 82: 5-15.
- [54]. Coyle, H. M.; Castello R. R. 1981. New design correlations for piles in set, *Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE* 127(GT7): 965-986.
- [55]. Dan Brown, M. 2002. Effect of construction on axial capacity of Drilled Foundations in Piedmont soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 128: 967-973.
- [56]. Das, B. M. 1984. *Principles of foundation engineering*, PWS Engineering Boston, Massachusetts.
- [57]. Das, B.M. 1995. *Principles of foundation engineering*, Third Edition, PWS Publ. Co.
- [58]. Das-Neves, M.; Mestat, P; Frank, R.; Degny, R. 2001 a. Etude du comportement de pieux forés: Expérimentations in situ et au laboratoire, *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées* 231: 55-67
- [59]. Das-Neves, M.; Mestat, P; Frank, R.; Degny, R. 2001 b. Etude du comportement de pieux forés : Modélisation par éléments finis, *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées* 231: 55-67
- [60]. De Gennaro, V. 1999. Etude du comportement mécanique des interfaces sol-structure. Application à l'analyse du comportement des pieux, Ph.D. Dissertation, Ecole Nationale des ponts et Chaussées, Paris, France.
- [61]. De Gennaro, V.; Frank, R. 2002 b. Insight into the simulation of calibration chamber tests, *Proc. Eur. Conf on Num. Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE 2002)*, Mestat Ed., Presses de l'ENPC/LCPC, Paris, 169-177.
- [62]. De Nicola, Randolph, M. F. 1999. Centrifuge modeling of pipe piles in set under axial loads, *Geotechnique* 49(3): 295-318.
- [63]. Decourt, L. 1982. Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N-value of the SPT, *Proceeding of the 2nd European Symposium on penetration testing*, Amsterdam: 29-34.
- [64]. Deeks, A. D.; White, D. J.; Bolton, M. D. 2006. A comparison of Jacked, driven and bored piles in set. *Proceeding of the International Deep Foundations Congress*. USA.
- [65]. Demir, F. 2005. A New Way of Prediction Elastic Modulus of Normal and High Strength Concrete: Fuzzy Logic, *Cement et Concrete Research* 35(8): 1531-1538

- Dreyfus, G.; Martinez, J. M.; Samuelides, M.; Gordon, M. B.; Badran, F.; Thiria, S.; Herault, L. 1994. Réseaux de neurones - Méthodologie et application, Edition Eyrolles.
- [66]. Duncan, J. M.; Chang, C. Y. 1970. Nonlinear analysis of stress-strain in soils, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE*, 96(SM5):1629-1653
- [67]. Dung, N. T., Chung, S. G., Kim, S. R., et Beak, S. H. 2011. Applicability of the SPT based methods for estimating toe bearing capacity of driven PHC piles in the Thick Deltaic Deposits, *KSCE Journal of Civil Engineering*, 15(6): 1023-1031.
- [68]. Durgunoglu, H. T.; Kulaç, H. F.; Ikiz, S.; Karadayılar, T.; Oge, C. E.; Olgun, C. G. 1996. A case study on determination of pile capacity using CPT, *Foundation Engineering Consulting Report*, Istanbul.
- [69]. Engin, H. K.; Binkgreve, R. B. J. 2009. Investigation of pile behavior using embedded piles, *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Edition of M. Hamza: 1189-1192.
- [70]. Eslami, A.; Fellenius, B. H. 1997. Pile capacity by direct CPT and CPTu methods applied to 102 cases histories, *Canadian Geotechnical Journal* 34: 886-904.
- [71]. Eurocode 7. 2004. *Geotechnical Design-General Rules*, Thomas Telford, London.
- [72]. Faizi, K.; Kalatehjari, R.; Nazir, A. S.; Rashid, A. 2015. Determination of pile failure mechanism under pullout test in loose set, *Journal of Central South University* 22 (4): 1490-1501.
- [73]. Fellenius, B. H. 1989. Prediction of pile capacity, *Symposium on Predicted et Observed Axial Behavior of piles*, ASCE Geotechnical Special Publications 23: 293-302.
- [74]. Feng, X.T.; Chen, B.R.; Yang, C.; Zhou, H.; Ding, X. 2006. Identification of visco-elastic models for rocks using genetic programming coupled with the modified particle swarm optimization algorithm, *International Journal of Rock Mechanics et Mining Sciences* 43(5): 789-801
- [75]. FHWA. 1996. Design et construction of driven pile foundations, US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Florida, Report No. FHWA-HI-97-013.
- [76]. Flemming, W. G. K; Weltman, A. J.; Randolph, M. F.; Elson, W. K. 1992. *Piling Engineering*, 2nd Edition, Jon Wiley and Sons, New York, N.Y.
- [77]. Flood, I.; Kartam, N. 1994. Neural networks in civil engineering: I) principles et understating, *Journal of Computing in Civil Engineering* 8(2): 131-148

- [78]. Foray, P. ; Genevois, J. M.; Labanieh, S.; Goulois, A. 1989. Effet de la mise en place sur la capacité portante des pieux dans les sables, Proc.2nd Int. Conf. Soils Mech. and Found. Eng, Rio De Janeiro, 2: 913-914.
- [79]. Gamal, M. 2001. An axisymmetrical model for a simple vertical load in sand, Ph.D thesis, Concordia University, Montreal, Quebec, Canada.
- [80]. Gavin, K.; Cadogan, D.; Tomey L. 2008. Axial resistance of CFA piles in Dublin Boulder Clay, Geotechnical engineering, Proceedings of the institutions of civil engineers 6(GE4): 171-180.
- [81]. Georgia Tech Research Corporation et Geotechnical Engineering Division.1993. Axial load displacement behavior of drilled shaft foundations in piedmont residuum, Federal Highway Administration, Turner- Fairbanks Highway Research Center, McLean, Virginia, Reference No. 41-30-2175.
- [82]. Georgiadis, K.; Potts, D. M; Zdravkovic, L. 2003. Influence of partial soil saturation on pile behavior, Geotechnique 53(1): 11-25
- [83]. Giustolisi, O.; Doglioni, A.; Savic, D. A.; Webb, B. W. 2007. A multi-model approach to analysis of environmental phenomena, Environmental Modeling and Software 22(5) 674-682
- [84]. Goble, G. G.; Cochran, D.; Marccuci, F. 1982. Foundation design and evaluation for Winnemucca viaduct, TRR No. 884, 37-45.
- [85]. Goh, A. T. C. 1994a. Nonlinear modeling in geotechnical engineering using neural networks, Australian Civil Engineering Transactions CE36 (4): 293-297
- [86]. Goh, A. T. C. 1995a. Back-propagation neural networks for modeling complex systems, Artificial Intelligence in Engineering 9: 143-151
- [87]. Goh, A. T. C. 1995b. Empirical design in geotechnics using neural networks, Geotechnique, 45(4): 709-7 14
- [88]. Goh, A. T. C. 1996b. Pile driving records reanalyzed using neural networks, J. Geotech. Engrg, ASCE 122(6): 492-495
- [89]. Goh, A. T. C.; Kulhawy F. H.; Chua, C. G. 2005. Bayesian neural network analysis of undrained side resistance of drilled shafts, Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering 131(1): 84-93.
- [90]. Goh, A.T. 2002. Probabilistic neural network for evaluating seismic liquefaction potential, Canadian Geotechnical Journal, 39(1): 219-232

- [91]. Gokceoglu, C.; Yesilnacar, E.; Sonmez, H.; Kayabasi, A. 2004. A neuro-fuzzy model for modulus of deformation of jointed rock masses, *Computers and Geotechnics*, 31(5): 375-383
- [92]. Goulet, G.; Jezequel, J. 1964. Comparaison entre les résultats de chargement statique d'un pieu et un groupe de pieux induits des essais géotechniques, *Sols- Soils* 11 :21-28.
- [93]. Gunaydin, O.; Gokoglu, A.; Fener, M. 2010. Prediction of artificial soil's unconfined compression strength test using statistical analyses et artificial neural networks, *Adv Eng Software* 41: 1115-1123
- [94]. Hardin, B. O.; Black, W. L. 1966. Sand stiffness under various triaxial stresses, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, 92(SM2): 27-42
- [95]. Harkat, M. F. 2003. Détection et localisation de défauts par analyse en composantes principales, Ph.D. Dissertation, Institut National Polytechnique de Lorraine, Centre de Recherche en Automatique de Nancy.
- [96]. Hecht-Nielson, R. 1992. Theory of the backpropagation neural network for perception: *Computation, Learning, Architectures*, 2: 65-93.
- [97]. Hirany, A.; Kulhawy, F. H. 1989. Interpretation of load tests on drilled shafts, part 2: axial tension, *Foundation Engineering: current principles and practices (GSP 22)*, ASCE, New York: 1150-1159.
- [98]. Holeyman, A.; Debacher, P.; Dupont, E.; Legret, C.; Menge, P.; Simon ,G. 1997. Design of axially loaded piles- Belgian practice: *Design of Axially Loaded Piles, European Practice*, Editions De Cock & Legret & Balkema, Rotterdam: 57-82.
- [99]. Hsu, S. T. 2006. Axially loaded behavior of driven PC piles, 2nd International Symposium on Computational Mechanics, Chaoyang University of Technology. <http://ir.lib.cyut.edu.tw:8080/hetle/310901800/7652>
- [100]. Huang, W.; Sheng, D.; Sloan, S. W.; Yu, H. S. 2004. Finite element analysis of cone penetration in cohesionless soil, *Computers and Geotechnics* 31: 517-528
- [101]. Hung, S. L.; Adeli, H. 1991b. A hybrid learning algorithm for distributed memory multi computers, *Heuristics, Journal of Knowledge Engineering* 4 (4): 58–68
- [102]. Hussein, M. H.; Rausche, G.; Likins, G. E. 1993. Driving long precast concrete piles, 14th International Congress of the Precast Concrete Industry, D. C. Washington,
- [103]. Hussein, M. H.; Woerner, W. A.; Sharp, M.; Hwang, H. 2007. Pile derivability and bearing capacity in high-Rebound soils, *Arab Construction World* xxv (8).

- [104]. Ibrahim, A. M.; Atneisha, A.; Malik, I. 2013. Comparison study of pile foundation using EUROCODE 7 and working stress design approach, IOSR. Journal of Engineering 3(8): 4-10.
- [105]. Ibrahim, A. M.; Malik, I.; Omar, O. A. 2012. Assessment of load carrying capacity of bored pile in clay soil using different methods, International Journal of Engineering Research and Application (IJERA), 2(4): 1243-1253
- [106]. Igoe, D. J. P.; Gavin, K. G. 2008. Field measurements of pipe pile base resistance in medium dense set, Proceedings of the 2ndBGA International Conference on Foundations, ICOF. M. J. Brown, M. F. Bransby, A. J. Brennan et J. A. Knappett(Editors), IHS BRE Press, Dundee, Scotland: 149-158.
- [107]. Igoe, D. J. P.; Gavin, K. G.; O'Kelly, B. C.; Byrne, B. 2013. The use of in situ site investigation techniques for the axial design of offshore pile, 3rd International Conference on foundations, Dundee, Scotland.
- [108]. Ishihara, K. 2010. Recent advances in pile testing and diaphragm wall construction in Japan, Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA and 41(3): 1- 43
- [109]. Iskander, M. 2011. Behavior of pipe piles in set: Plugging and Pore-Water Pressure Generation during Installation and Loading, Geomechanics and Geoengineering, Springer Berlin Heidelberg Edition. 250p.
- [110]. Ismael, N. F. 1999. Analysis of load tests on piles driven through calcareous desert sets, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 125(10): 1177-1185.
- [111]. Ismael, N. F. 2001. Axial load tests on bored piles et pile groups in cemented set, J. Geotech. Geoenviron. Eng, 127(9): 766-773
- [112]. Ismail, A.; Jeng, D. S.; Zhang, L. L. 2013. An optimized product- unit neural network with a novel PSOBP hybrid training algorithm: Applications to load-deformation analysis of axially loaded piles, Engineering Application of Artificial Intelligence 26(10): 2305-2314.
- [113]. Ivakhnenko, A. G. 1971. Polynomial theory of complex systems, IEEE Trans Syst Man Cybern, SMC 1: 364-78
- [114]. Jardine, R. J.; Chow, F. C.; Matsumoto, T.; Lehane, B. M. 1998. A new design procedure of driven piles and its application to two Japanese clays, Soils et Foundations 38(1): 207-219.
- [115]. Javadi, A. A.; Rezania, M.; Nezhad, M. M. 2006. Evaluation of liquefaction induced lateral displacements using genetic programming, Computers and Geotechnics, 33(4): 222-233.

- [116]. Jolliffe, I. T. 2002. *Principal Component Analysis*, 2nd edition, New York.
- [117]. Junita, M.S.; Brian, S.H. 2008. Improved neural network performance using principal component analysis on Matlab, *Inter J Compu, Intem Manag* 16(2), 1-8
- [118]. Karray, M.; Ethier, Y. 2012. Reply to the discussion by P.K. Robertson on “Influence of particle size on the correlation between shear wave velocity et cone tip resistances”, *Canadian Geotechnical Journal*, 49(1): 121–123.
- [119]. Kate, J. 2005. *Load-Deformation behavior of foundations under vertical and oblique loads*, PhD thesis, James Cook University. 436 p.
- [120]. Khanfar, A.; Abu-Khousa, M.; Qaddoumi, N. 2003. Microwave near-field non-destructive detection and characterization of disbands in concrete structures using fuzzy logic techniques, *Composite Structures* 62(3-4): 335-339
- [121]. Kingston, G. B.; Maier, H. R.; Lambert, M. E. 2008. Bayesian model selection applied to artificial neural networks used for water resources modeling, *Water Resources Research* 44(4)
- [122]. Kondner, R. L. 1963. Hyperbolic stress-strain response: Cohesive soil, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE*, 189(SM1): 15-143
- [123]. Kordjazi, A.; Pooya Nejad, F.; Jaksa, M. B. 2014. Prediction of ultimate axial load carrying of piles using vector machine based on CPT data, *Computer and Geotechnics* 55: 91-102.
- [124]. Kovacs, W. D.; Evans, J. C.; Griffith, A. H. 1977. Toward a more standardized SPT, *Proceeding, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Tokyo, 2: 269-276
- [125]. Kramer, S. L. 1996. *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice Hall International series in civil engineering et engineering mechanics, William J-Hall Editor, 643 pp.
- [126]. Kresta, J. V.; MacGregor, J. F.; Marlin, T. E. 1991. Multivariate statistical monitoring of process operating performance, *Canadian Journal of Chemistry Engineering* 69(1): 35-47.
- [127]. Kresta, J.V.; MacGregor, J. F.; Marlin, T. E.1991. Multivariate statistical monitoring of process operating performance, *Can J Chem Eng* 69(1): 35-47
- [128]. Kulesza, R. L.; Fellenius, B. H. 2012. Design et testing of piles on a telecommunications project in Morocco: Full scale testing in foundation design, *Geotechnical Special Publication ASCE GeoInstitute Geo- Congress*, Oaklet, State of the Art et practice in Geotechnical Engineering,ASCE,Reston,VA, Edition of M. H. Hussein, R. D. Holtz, K. R. Massarsch et G. E. Likins 227: 452-470.

- [129]. Kumpala, A.; Horpibulsuk, S. 2008. Prediction of undrained shear strength for hard silty clay Nakhon Ratchasima, *Journal of Science and Technology MSU* 27(4): 348-355.
- [130]. Kuniar, K.; Waszczyszyn, Z. 2006. Neural networks et principal component analysis for identification of building natural periods, *Journal of Computation in Civil Engineering* 20(6): 431-436.
- [131]. Lehane, B. M.; Schneider, J. A.; Xu, X. 2005a. A review of design methods for offshore driven piles in siliceous set: UWA, Report. No. GEO 05358, University of Western Australia, Perth, Australia.
- [132]. Liang, R. Y.; Zhou, J. 1997. Probability method applied to dynamic pile driving control, *J. Geotech. Geoenviron. Eng* 123(2): 137-144.
- [133]. Liao, S. S.; Whitman, R. V. 1986. Overburden correction factors for SPT in set, *J Geotech Eng ASCE* 112(3): 373-377
- [134]. Lu, Q.; Randolph, M. F.; Hu, y.; Bugarski, C. 2004. A numerical study of cone penetration in clay, *Geotechnique* 54 (3): 257-267
- [135]. Lunne, T.; Robertson, P. K.; Powell, J. J. M. 1997. Cone penetration test in geotechnical practice, Blackie Academic and Professional.
- [136]. Mabsout, M. E.; Reese, L. C.; Tassoulas, L. 1995. Study of pile driving by finite element method, *Journal of Geotechnical Engineering* 121(7): 535-543
- [137]. MacGregor, J. F.; Kourti, T. 1995. Statistical process control of multivariate process, *Control Engineering Practice*, 3(3): 403-414.
- [138]. MacKay, D. J. C. 1992. Bayesian interpolation, *Neural Computation* 4(3): 415-447.
- [139]. Mackiewicz, S. M.; Lehman- Svoboda, J. Measured versus predicted side resistance of drilled shafts in a heterogeneous soil profile.
- [140]. Maier H. R.; Dandy, G. C. 2000. Neural networks for the prediction and forecasting of water resources variables: a review of modeling issues and applications, *Environmental Modeling and Software* 15(1): 101-124
- [141]. Mansur, C. I.; Kaufman, R. I. 1958. Pile tests, low still structure, Old River, J. *Soil Mech. and Found Div, ASCE* 82(4): 1-33
- [142]. McCammon, N. R.; Golder, H. Q. 1970. Some loading tests on long pipe piles, *Géotechnique* 20(2): 171-184.
- [143]. McVay, M. C.; Badri, D.; Hu, Z. 2004. Determination of axial pile capacity of prestressed concrete cylinder piles, Final Report No. 4910450487712, University of Florida, Civil et Coastal Engineering Department, Florida.

- [144]. McVay, M. C.; Klammler, H.; Tran, K. 2014. Pile/Shaft design using artificial neural networks (i. e., Genetic Programming) with spatial variability considerations, Final Report: 10/15/12-5/15/14, Contract No. BDK 75-977-68, University of Florida, Dept. of Civil and Coastal Engineering, 114P, USA.
- [145]. Mestat, P.; Prat, M. 1999. Ouvrages en interaction: AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil, Hermas Science Publication, 934p.
- [146]. Meyerhof, G. G. 1976. Bearing capacity and settlement of pile foundations, ASCE Journal of Geotechnical Engineering 102(3):1-19.
- [147]. Mi, Z.; Jieliang, P. 1989. An expert system of predicting and preventing surface settlement caused by shield-driven tunneling in city, Proceedings of inter-national conference on expert systems in engineering
- [148]. Mohammad, H. B.; Azizketi, S. A.; Kashkooli, A. 2015. Prediction of pile settlement based on cone penetration test results: An ANN approach, KSCE Journal of Civil Engineering 19(1): 98-106.
- [149]. Mohammad, H.B.; Kashkooli, A.; Saeedi-Azizketi, A. 2012. Prediction of pile shaft resistance using cone penetration tests (CPTs), J Comput Geotech 45: 74-82.
- [150]. Moselhi, O. 1996. Neural Network Applications in Civil Engineering , Proceeding of the 2nd International Conference in Civil Engineering on Computer Applications Research et Practice, Department of Civil et Architectural Engineering, University of Bahrain, 1: 7-13
- [151]. Mostafa, Y. E. 2011. Onshore et offshore pile installation in dense set soils, Journal of American Science 7(7): 549-563.
- [152]. Murayama, S.; Shibata, T. 1960. The bearing capacity of a pile driven into soil and its new measuring method, Soil and Foundation 1(2).
- [153]. Nagaoka, H.; Yamazaki, M. 1998. Estimation of relations between point bearings loads and settlements of bored precast piles using soil boring log informations, Soils and Foundations 38(2): 101-113
- [154]. Najjar, Y.M.; Basheer, I. A. 1996. Utilizing computational neural networks for evaluating the permeability of compacted clay liners, Geotechnical and Geological Engineering 14: 193-221
- [155]. Najjar, Y.M.; Basheer, I. A.; McReynolds, R. 1996. Neural modeling of Kansan soil swelling, Transportation Research Record 1526: 14-19

- [156]. Narendra, B. S.; Sivapullaiah, P. V.; Suresh, S. N. Omkar. 2006. Prediction of unconfined compressive strength of soft grounds using computational intelligence techniques: a comparative study, *Computers and Geotechnics* 33(3): 196-208
- [157]. Neural Network for user with MATLAB 7.5, The Math Works, mc, Prentice Hall, 2007.
- [158]. Nguyen, T.; Hanna, A. M. 1991. A three dimensional model for single piles in set, proceeding of the 4th International Conference on piling et deep foundations, Stresa, Italy: 421-429.
- [159]. Ni, S. H.; Lu, P. C.; Juang, C. H. 1996. A fuzzy neural network approach to evaluation of slope failure potential, *Computer Aided Civil and Infrastructure Engineering* 10(1): 59-66
- [160]. Norlund, R. L. 1963. Bearing capacity of piles in cohesionless soils, *Soil Mechanics et Foundation Division. Proceeding of the American Society of Civil Engineering ASCE.*
- [161]. O'Neill, M.; Ata, A.; Vipulanetan, C.; Yin, S. 2002. Axial performance of ACIP piles in Texas Coastal soils, *Deep Foundations, ASCE. Geotechnical Special Publication, II(116): 1290-1314*
- [162]. Omer, J. R.; Delpak, R.; Robinson, R. B. 2010. A new computer program for pile capacity prediction using CPT data, *Geotechnical and Geological Engineering* 24: 399-426.
- [163]. Omer, J. R.; Robinson, R. B.; Delpak, R.; Shih, J. K. C. 2003. Large scale pile tests in Mercia mudstone: Data analysis and evaluation of current design methods, *Geotechnical and Geological Engineering, Kluwer Academic Publishers* 21: 167-200.
- [164]. Osterberg, J. O. 1999. The Osterberg load test method for bored and driven piles the first ten years, *Proceedings: International Conference on Piling et Deep Foundation, London, A. A Bakema, 17p*
- [165]. Ozer, M.; Isik, N.S.; Orhan, M. 2008. Statistical and neural network assessment of the compression index of clay-bearing soils, *Bull Eng Geol Environ* 67: 537-545
- [166]. Padmini, D. K.; Ilamparuthi, K.; Sudheer, K. P. 2008. Ultimate bearing capacity prediction of shallow foundations on cohesionless using neurofuzzy models *Computers and Geotechnics* 35(1): 33-46
- [167]. Paik, K.; Salgado, R.; Lee, J.; Kim, B. 2003. Behavior of open and closed ended piles driven into set, *Geotechnical and Geoenvironmental Journal* 129(4): 296-306.
- [168]. Park, H. I.; Kim, Y.T. 2010. Prediction of strength of reinforced lightweight soil using an artificial neural network, *Engineering Computation.*

- [169]. Park, H. I.; Lee, S.R. 2010. Evaluation of the compression index of soils using an artificial neural network, *Computers and Geotechnics*.
- [170]. PHRI. 1980. Technical standards for port et harbor facilities in Japan. Bureau of Ports and Harbors, Ministry of Transport, Japan.
- [171]. PLAXIS, Finite element code for soil et rock analysis, Version 2011, Balkema.
- [172]. Poulos, H. G. 1989. Pile behaviour – theory et application, *Géotechnique* 39(3): 365-415.
- [173]. Poulos, H. G.; Davis, E. H. 1980. Pile foundation analysis and design, Wiley. Proceedings of 1st International Symposium on penetration testing, ISOPT-1, Orlet 1: 93-116.
- [174]. Pztorck, N. 2003. Use of genetic algorithm to design optimal neural network structure, *Engineering Computations* 20(8) 979-997
- [175]. Rajagopal, C.; Solanki, C. H.; Tegel, Y. K. 2012. Comparison of static et dynamic load test of pile, *E.J.G.E* 17: 1905-1914
- [176]. Rajasekaran, S.; Febin, M. F.; Ramasamy, J. V. 1996. Artificial fuzzy neural networks in civil engineering, *Computers and Structures* 61 (2): 291–302
- [177]. Randolph, M. F. 1985. Capacity of piles driven into dense set, Report. Soils TR 171, Eng. Dept, Cambridge University, Cambridge, U. K.
- [178]. Randolph, M. F. 2003. Science and empiricism in pile foundation design, *Geotechnique* 53(10): 847-875
- [179]. Rausche, F.; Moses, F.; Goble, G. G. 1972. Soil resistance predictions from pile dynamics. *J Soil Mech. and Found. Div., ASCE* 98: 917-937
- [180]. Reese, L. C.; O’Neill, M. W. 1971. Criteria for the design of axially loaded drilled shafts, Research Report No. 89-11F, Texas Highway Department. 61p
- [181]. Reese, L.C.; O’Neill, M. W. 1989. New design method for drilled shafts from common soil et rock tests, *Proceedings of Congress Foundation Engineering-Current Principles et practices, ASCE* 2: 1026-1039
- [182]. Reiffsteck, P. 2009. Foundation design with Menard Pressumeter tests, *International Foundation Congress & Equipment Expo’09 IFCEE, ASCE. Geotechnical Special Publication* 186: 19-34.
- [183]. Randolph, M. F.; Dolwin, J.; Beck, R. 1994. Design of driven piles in set, *Geotechnique* 44(3): 427-448.
- [184]. Reuter, G. R.1979. Pile capacity prediction in Minnesota soils using direct CPT and CPTu methods.

- [185]. Robert, Y. A. 1997. Few comments on pile design, *Can Geotech J*, 34: 560-567
- [186]. Robinsky, E. I.; Morrison, C. F. 1964. Set displacement and compaction around model friction piles, *Canadian Geotechnical Journal* 1(2): 81-93.
- [187]. Said, I. 2006. Comportement des interfaces et modélisation des pieux sous charges axiales, Ph.D thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- [188]. Said, I.; De Gennaro, V.; Frank, R. 2009. Axisymmetric finite element analysis of pile loading tests, *Computers and Geotechnics* 36: 6-19
- [189]. Sakr, M. 2011. Installation et performance et characteristics of high capacity helical piles in cohesionless soils, *Journal of the Deep Foundation Institute* 5(1): 39-57.
- [190]. Salgado, R.; Bandini, P.; and Karim, A. 2000. Shear strength and stiffness of silty sand, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng, ASCE* 126(5): 451-462.
- [191]. Salgado, R.; Lee, J. 1999. Pile design based on cone penetration test results, Joint Transportation Research Program, Indiana Department of Transportation, Purdue University. 242 p.
- [192]. Salgado, R.; Zhang, Y. 2012. Use of pile driving analysis for assessment of axial load capacity of piles, Technical Reports, Purdue University (JTRP), Purdue e- Publication.
- [193]. Santos, J. A.; Leal Duarte, R. J.; Viana Da Fonseca, A.; Da Costa Esteves, E. F. M. 2005. ISC'2 experimental site- prediction et performance of instrumented axially loaded piles. *Geotechnical and Geophysical site charact.* Ed. Viana Da Fonseca and P. W. Mayne, Mill press, Rotterdam, 2171-2174
- [194]. Schneider, J. A.; Harmon, I. A. 2010. Analyzing drivability of open ended piles in very dense sets, *Journal of the Deep Foundation Institute* 4(1): 32-44.
- [195]. Selby, K. G. 1970. Pile tests at Beech River, *Canadian Geotechnical Journal* 7: 470-493.
- [196]. Semple, R. M.; Rigden, W. J. 1986. Shaft capacity of driven pipe piles in clay, *Ground Engineering* 19(1): 11-17
- [197]. Seo, H.; Yildirim, I. Z.; Prezzi, M. 2009. Assessment of the axial load response of an H pile driven in multilayered soil, *J. Geotech. Geoenviron* 135(12): 1789-1804
- [198]. Shahin, M. A. 2014. Load settlement modeling of axially loaded drilled shafts using CPT based recurrent neural network, *Soils et Foundations* 54(3): 515-522.
- [199]. Shahin, M. A.; Jaksa, M. B. 2005. Neural network prediction of pullout capacity of marquee ground anchors, *Computers et Geotechnics* 32(3): 153-163

- [200]. Shahin, M. A.; Jaksa, M. B.; Maier, H. R. 2002. Artificial neural network-based settlement prediction formula for shallow foundations on granular soils, *Australian Geomechanics* 37(4): 45-52.
- [201]. Shahin, M. A.; Jaksa, M. B.; Maier, H. R. 2005. Stochastic simulation of settlement of shallow foundations based on a deterministic neural network model, In *Proceedings of the International Congress on Modeling et Simulation (MODSIM '05)*: 73-78, Melbourne, Australia.
- [202]. Shahin, M. A.; Jaksa, M. B.; Maier, H. R. 2008. State of the art of artificial neural networks in geotechnical engineering, *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 8: 1-26
- [203]. Shahin, M. A.; Maier, H. R.; Jaksa, M. B. 2004. Data division for developing neural networks applied to geotechnical engineering, *Journal of Computing in Civil Engineering*, 18(2): 105-114
- [204]. Shahin, M. A.; Maier, H. R.; Jaksa, M. B. 2005. Investigation into the robustness of artificial neural network models for a case study in civil engineering, In *Proceedings of the International Congress on modeling and Simulation (MODSIM '05)*: 79-83, Melbourne, Australia.
- [205]. Shahin, M.; Maier, A. H. R.; Jaksa, M. B. 2003. Settlement prediction of shallow foundations on granular soils using neurofuzzy models, *Computers and Geotechnics* 30(8): 637-647
- [206]. Shahin, M.A. 2010. Intelligent computing for modeling axial capacity of pile foundations, *Canad Geotech Journal* 47(2): 230-243.
- [207]. Shakirev, V.; Magnan, J. P.; Ejjaouani, H. 1996. Etude expérimentale du comportement du fonçage des pieux, *Bulletin des Ponts et Chaussées* 206: 96-116
- [208]. Shariatmadari N, Eslami A, Karimpour-Fard M. 2008. A new method for estimation the bearing capacity of piles based on SPT results. 31st DFI Annual Conference on Deep Foundations, Washington, DC.
- [209]. Shariatmadari, N.; Eslami, A.; Karimpour-Fard, M. 2008. Bearing capacity of driven piles in sets from SPT-applied to 60 case histories, *Iranian Journal of Science et Technology, Transaction B, Engineering* 32(B2): 125-140
- [210]. Shin, S. W.; Yun, C. B; Futura, H.; Popovics, J. S. 2008. Non-destructive evaluation of crack depth in concrete using PCA-compressed wave transmission function et neural networks, *Experimental Mechanics* 48: 225-231.

- [211]. Shioi, Y.; Fukui, J. 1982. Application of N-value to design of foundation in Japan. In: Proceeding of the 2ndESOPT, Amsterdam 1: 159-164.
- [212]. Shooshpasha, I.; Hasanzadeh, A.; Taghavi A. 2013. Prediction of the Axial Bearing Capacity of piles by SPT et Numerical Design Methods, *Int. J. of Geomat* 4(2): 560-564
- [213]. Sid Ahmed, R. 1989. Frottement latéral des pieux dans les sables, Thèse de Doctorat de l'Université de Nantes, 183p.
- [214]. Siegel, T. C.; Mackiewicz, S. M. 2003. Failure of axially loaded augered cast in place piles in Coastal South Carolina, 12th Pan-American conference on Soil Mechanics et Geotechnical Engineering, Boston, MA.
- [215]. Skempton, A. W. 1986. Standard penetration test procedures et the effects in sets of overburden pressure, relative density, particle size, aging et over consolidation, *Geotechnique* 36(3): 425-447.
- [216]. Sorensen, K. (). Effects of gravels, cobbles, and Boulders on capacity of large diameter shafts at the Cypress Avenue Bridge, Redding, California.
- [217]. Stas, C. V.; Kulhawy, F. H. 1984. Critical evaluation of design methods for foundations under axial uplift et compression loading, Electrical Power Research Institute, Palo Alto California, Report EI-3771.
- [218]. StatSoft, Electronic Text Book: p/www.statsoft.com/textbookIesc.htm.
- [219]. Sudheer, K. P.; Nayak, P. C.; Ramasastri, K. S. 2003. Improving peak flow estimates in artificial neural network river flow models, *Hydrological Processes* 17(3): 677-686
- [220]. Tavenas, F. 1971. Load tests results on friction piles in set, *Canadian Geotechnical Journal* 8(7): 8-22.
- [221]. Teh, C.I.; Wong, K.S.; Goh, A.T.C.; Jaritngam, S. 1997. Prediction of pile capacity using neural networks, *J Comput Civ Eng, ASCE* 11(2): 129-138
- [222]. Thasnanipan, N.; Teparaksa, W.; Maung, A.; Baskaran, W. G. 1998. Design, construction et behavior of bored cast in situ concrete piles in Bangkok subsoil, 4th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. Missouri University of Science and Technology, 281-287
- [223]. Thompson, W. R. L.; Held, M.; Saye, S. 2009. Test pile program to determine axial capacity and pile setup for the Bioloxi Bay Bridge, *Journal of the Deep Foundation Institute* 3(1): 13-22.
- [224]. Tokar, A. S.; Johnson, P. A. 1999. Rainfall-run of modeling using artificial neural networks, *Journal of Hydrologic Engineering* 4(3): 232-239

- [225]. Tomlinson, M.; Woodward, J. 2007. Pile design and construction practice, 4th Edition, Taylor and Francis Group, 546 p.
- [226]. Topac, I. B.; Sardemir, M. 2008. Prediction of compressive strength of concrete containing fly ash using artificial neural networks and fuzzy logic, *Computational Materials Science* 41(3): 305-311
- [227]. Unala, O.; Demir, F.; Uygunoglu, T. 2007. Fuzzy Logic approach to Predict Stress–Strain Curves of Steel Fiber-Reinforced Concretes in Compression, *Building and Environment* 42(10): 3589-3595
- [228]. Uygunoglu, T.; Unal, O. 2006. A New Approach for determination of compressive Strength of fly ash concrete using fuzzy logic, *Journal of Scientific and Industrial Research* 65(11): 894-899
- [229]. Valle, S.; Weihua, L.; and Qin, S. J. 1999. Selection of the number of principal components: The variance of the reconstruction error criterion with a comparison to other methods, *Industrial and Engineering Chemistry Research*, 38: 4389-4401.
- [230]. Vesic, A. S. 1977. Design of pile foundations, Transportation Research Council, Washington, D.C.
- [231]. Vesic, A.S. 1970. Tests on instrumented piles, Ogeechee river site. *J. Soil. Mech. and Found. Div, ASCE*, 96(2): 561-584.
- [232]. Viana da Fonseca, A. 2004. International Prediction Event on the behavior of Bored, CFA, et Driven Piles in CEFEP/ISC'2 experimental site- 2003. International Conference on pile behavior. University of Porto (FEUP), Portugal: 1-65.
- [233]. Wair, B. R., DeJong, J. T., et Shantz, T. 2012. Guidelines for estimation of shear wave velocities profiles, Pacific earthquake engineering research center, University of California, 67 pp.
- [234]. Wang, H. B.; Xu, W.Y.; Xu, R. C. 2005. Slope stability evaluation using Back propagation neural networks, *Engineering Geology* 80: 302– 315
- [235]. Wehnert, M.; Vermeer, P. A. 2004. Numerical analyses of load tests on bored piles, NUMOG 9th, Ottawa, Canada, 6p
- [236]. Wehnert, M.; Vermeer, P. A. 2004. Numerical analyses of load tests on bored piles, *Proceedings of Numerical Models in Geomechanics NUMOG IX*, 505-511.
- [237]. White, D. J. 2003. Field measurements of SPT and pile base resistance in set, Technical Report CUED /D- soils, TR327, University of Cambridge.
- [238]. White, D. J.; Bolton, M. D. 2004. Displacement and strain paths during plain strain model pile installation in set, *Geotechnique* 54: 375-397.

- [239]. White, D. J.; Sidhu, H. K.; Finlay, T. C. R.; Bolton, M. D.; Nagayama, T. 2000. Press-in piling: The influence of plugging on derivability, 8th International Conference of the Deep Foundations Institute, NewYork: 299-310.
- [240]. White, D. J.; Sidhu, H. K.; Finlay, T. C. R.; Bolton, M. D.; Nagayama, T. 2000. Press-in piling: The influence of plugging on drivability, 8th International Conference of the Deep Foundations Institute, New York, 299-310.
- [241]. Wong, K. C.; Poulos, H. G.; Thorne, C. P. 1991. Development of expert systems for pile foundation design, *Trans. Instn Engrs Aust*, CE33, 2: 119-127
- [242]. Xu, X.; Schneider, J. A.; Lehane, B. M. 2008. Cone penetration test methods for end bearing assessment of open and closed ended driven piles in siliceous set, *Canadian Geotechnical Journal* 45: 1130-1141.
- [243]. Yamane, G.; Wu, M. J. 1982. Pile foundation: west Seattle freeway bridge replacement, TRR No. 884, 29-37.
- [244]. Yang, J.; Tham, L. G.; Lee, P. K. K.; Chan S. T.; Yu, F. 2006. Behavior of jacked and driven piles in silt soil, *Geotechnique* 56(4): 245-259
- [245]. Yeh, I. C. 1998. Structural engineering applications with augmented neuron networks, *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering* 13(2): 83–90
- [246]. Yu, F.; Yang, J. 2012. Base capacity of open ended steel pipe piles in set, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 138: 1116-1128.
- [247]. Yurkovich, S.; Passino, K. M. 1999. A Laboratory Course of Fuzzy Control, *IEEE Transactions on Education* 42(1): 15-21
- [248]. Zadeh, L.A. 1996. Fuzzy sets, fuzzy logic and fuzzy systems: selected papers of Lotfi A. Zadeh, G. J. Klir and B. Yuan, Eds., *Advances in Fuzzy Systems - Applications and Theory*, 6, River Edge, NJ: World Scientific.
- [249]. Zhang, L. M.; Ng, C. W.; Chan, W. F.; Pang, H. W. 2006. Termination criteria for jacked pile construction and load transfer in weathered soils, *J. Geotech. Geoenviron. Eng* 132(7): 819-829
- [250]. Zheng, H.; Mikroudis, G. K.; Pamukcu, S.; Hu, Z. X. 1989. BABE: an expert system for structural design of bridge abutments and piers, In *Computer utilization in structural engineering*, American Society of Civil Engineers 372-381, New York.
- [251]. Zhussupbekov, Z.; Ashkey, A.; Bazilov, R.; Bazarbaev, D.; Alibekova, N. 2009. Geotechnical problems of new capital Astana (Kazakhstan), *Proceeding of the International Geotechnical – Symposium, Russie*, 8p.