République Algérienne Démocratique et Populaire Ministère de L'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique



Université Mohammed Seddik Ben Yahia -Jijel Faculté des Sciences et Technologie Département Génie Civil et Hydraulique



Mémoire de Fin d'Etudes pour l'Obtention du Diplôme de Master Académique Option : géotechnique



Prédiction du tassement d'une fondation

Superficielle en utilisant les réseaux de

Neurones artificiels

Présenté par :

Encadré par : enseignants

* Fathi Insaf

✤ Yacef Safa

Dr : Goudjil Kamel

Promotion : juillet 2019



Remerciements

Le premier qui nous vient à l'esprit et que nous tenons à remercier Allah qui nous a donné la volonté, la patience, l'aide et la bonne santé afin de mener à bien ce travail de fin d'étude.

Nous tenons à saisir cette occasion et adresser nos profonds remerciements et nos profondes reconnaissances à notre encadrant de mémoire de fin d'étude « **Goudjil Kamel** », pour ses précieux conseils et son orientation ficelée tout au long de notre recherche.

> Nous remercions également les membres de jury pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail ainsi que tous les enseignants de département de génie civil.

Nous tenons à formuler note profonde gratitude à nos familles et nos amis qui par leurs prières et leurs encouragements, on a pu surmonter tous les obstacles.

Nous tenons à remercier toute personne qui a participé de près ou de loin à l'exécution de ce modeste travail.

A tous, un grand merci

Dédicace

A ma chère mère : « Nadjet », A mon cher père : « Zoheir », Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard de me soutenir Et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs. A mes frères : « Mouatez et « Mortada », A ma cousine : « Rania », Pour leur soutien moral et leurs conseils précieux tout au long de mes études. A mon binôme : « Safa », Pour son entente et sa sympathie, A ma copine : « Khalida », Pour son indéfectible soutien et son patience infinies, A mon fiancé : « Othman », Qui ma aidé et supporté dans les moments difficiles, A mes chères amies : « Imene, Chahinez et Ahlam », Pour leur aides et support dans les moments difficiles. A toute ma famille,

INSAF

Dédicace

Je dédie ce mémoire :

A mes adorables parents « AMMAR » et « UAMINA » qui m'ont toujours encouragé durant mes années d'études

A mes sœurs : « Tahani », « Rima ».

A mes frères : « Rabah », « Ismail », « Ayache ».

0

SAJA

A mes très chères amies : « Khalida », « Imen », « Kenza », « Ahlam ».

> A mon binôme : « Insaf ». Pour son entente et sa sympathie. A mon fiancé : « Ibrahim »

A tout la famille « YACE7 »

A toute personne qui m'a prêté main forte à la réalisation de ce travail

En fin, a tous ceux qui m'aiment

Sommaire

Liste des tableaux	I
Liste des figures	I
Notation	II
Résumé	III
Introduction géneral	1

chapitre.I

Fondation superficielle

I.1	Introduction :	.2
I.2	Définition des fondations superficielles :	.3
I.3	Principaux types de fondations superficielles :	.3
I.3.	1 Les fondations filantes :	. 3
I.3.2	2 Les fondations isolées :	. 3
I.3.3	3 Les radiers ou dallages :	. 3
I.4	Mode de rupture d'une fondation superficielle :	.4
I.5	Conclusion :	. 8

Chapitre. II

Méthode d'évaluation du tassement

II.1	Introduction :	10
II.2	Définition le tassement :	10
II.3	Les Causes de tassement des fondations superficielles :	10
II.4 cohési	Les facteurs affectant le tassement des fondations superficielles sur des sols sans	11
II.4.	.1 Les facteurs primaires :	11
II	1.4.1.1 Le test de pénétration au cône :	11
II	1.4.1.2 Le test de pénétration standard :	11
II.4.	.2 Les facteurs secondaires :	15
II.5	Méthodes de prédiction de tassement des fondations superficielles :	16

Ι	I.5.1 La	n méthode d'élasticité :	16
Ι	I.5.2 La	a méthode des éléments finis :	17
I	I.5.3 Te	est de pénétration standard :	17
	II.5.3.1	Terzaghi and Peck (1948, 1967) :	18
	II.5.3.2	Meyerhof (1956, 1965) :	19
	II.5.3.3	Hough (1959, 1969) :	20
	II.5.3.4	Teng (1962) :	21
	II.5.3.5	Sutherland (1963) :	22
	II.5.3.6	Alpan (1964) :	22
	II.5.3.7	D'Appolonia et al. (1968) :	23
	II.5.3.8	Peck and Bazaraa (1969) :	24
	II.5.3.9	Webb (1969) :	25
	II.5.3.10	D'Appolonia et al. (1970) :	26
	II.5.3.11	Parry (1971) :	26
	II.5.3.12	Schultze et Sherif (1973) :	28
	II.5.3.13	Peck et al. (1974) :	29
	II.5.3.14	Meyerhof (1974) :	29
	II.5.3.15	Arnold (1980) :	30
	II.5.3.16	Navfac DM7 :	31
	II.5.3.17	Burland et Burbidge (1985) :	32
	II.5.3.18	Schmertmann :	32
II.6	Conclu	ision :	35

Chapitre.III

Réseaux de neurones artificiels

III.1	Intr	oduction :	. 37	
III.2	Réseaux de neurones naturels :			
III.3	III.3 Structure et fonctionnement des réseaux de neurones artificiels :			
III.3	3.1	Neurone artificiel:	. 38	
III.3	3.2	Structure et fonctionnement :	. 38	
III.4	Тур	es de modèles de neurones :	. 40	
III.4	4.1	Modèle d'un neurone à entrer simple :	. 40	
III.4	4.2	Neurone à entrées multiples :	. 41	

5 Les fonctions de transfert :		
II.6 Les perceptrons :		
III.6.1 Différents types de perceptrons :		
III.6.1.1 Les réseaux "feed-forward " :		
III.6.1.2 Les réseaux" Feed -Back" :		
III.7 Apprentissage (formation) des réseaux de neurones :		
III.7.1 L'apprentissage supervisé :		
III.7.2 L'apprentissage non supervisé :		
III.7.3 Algorithme d'apprentissage :		
III.7.4 Algorithme de rétro-propagation (ARP) :		
III.8 Critères d'arrêt :		
III.9 Optimisation du modèle (formation) :		
III.10 Validation du modèle :		
III.11 Conclusion :		

Chapitre.IV

Prédiction du tassement d'une fondation superficielle par RNA

IV.1	Introduction :	51
IV.	1.1 Les objectifs de ce mémoire sont les suivants :	51
IV.2	Collecte des données :	51
IV.3	Développement du modèle neuronal artificiel :	55
IV.	 3.1 Procédure suivie dans ce mémoire pour le développement du modèle neur 55 	ronal :
IV.4	Paramètres du réseau de neurones artificiels :	57
IV.5	Résultats et discussion :	58
IV.6	Conclusion :	72
Conclus	ion générale	74

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 Catégories pour la classification des méthodes de tassement (Poulos 1999)16
Tableau.IV.1. Les données réelles collectées
Tableau IV.2. La structure et la performance des différents scénarios développés pour la prédiction
Tableau IV.3. Les valeurs numériques de tassement calculé par RNA (modèle n°13)63
Tableau IV.4 le tassement en fonction du rapport (B/L)67
Tableau IV.5 le tassement en fonction de la charge (q) 69
Tableau IV.6 le tassement en fonction de nombre de coup SPT70
Tableau IV.7. Résultat obtenue dans la thèse71
Tableau IV.8. Résultat obtenue dans ce mémoire

LISTE DES FIGURES

Figure I.1. Types de fondations	2
Figure I.2. Fondation superficielle.	2
Figure I.3. Fondations filantes	3
Figure I.4. Fondations isolées	4
Figure I.5. Radiers ou dallages	4
Figure I.6. Rupture par cisaillement généralisé	5
Figure I.7. Rupture par cisaillement localisé	6
Figure I.8. Rupture par poinçonnement	7
Figure II.1. L'échantillonneur à cuillère fendue (standards Australie 1993)	13
Figure II.2. Test de pénétration standard (Coduto 1999)	13
Figure II.3. Parry (1971) Facteur de correction pour l'épaisseur de la couche	28
Figure III.1. La cellule nerveuse et ces composantes	38
Figure III.2. Neurone à simple entrée	40
Figure III.3. Neurone à entrées multiples	41

Figure III.4. La fonction logistique sigomoid (Maier 1995)41
Figure III.5. La fonction de tangente hyperbolique (Maier 1995)42
Figure III.6. Couche de S neurones42
Figure III.7. Réseaux de type Perceptron43
Figure III.8. Perceptron monocouche44
Figure III.9. Perceptron Multicouches44
Figure III.10. Réseaux récurrents45
Figure VI.1. Organigramme de la conception d'un réseau de neurones artificiels56
Figure IV.2. L'évolution de l'algorithme du modèle n°1359
Figure IV.3. Corrélation entre les valeurs du tassement réel et prédit (validation)60
Figure IV.4. Corrélation entre les valeurs du tassement réel et prédit (apprentissage)60
Figure IV.5. Configuration du réseau de neurones de tassement
Figure IV.6. Corrélation entre les valeurs de tassement et le rapport (B/L)68
Figure IV.7. Corrélation entre les valeurs de tassement et la charge (q)69
Figure IV.8. Corrélation entre les valeurs de tassement et le nombre de coup SPT70

Notation

S	tassement.
В	Largeur de la fondation.
Q	Pression appliquées sur la fondation.
L	Longueur de la semelle.
Ν	Nombre moyen de coups SPT.
RMSE	Racine Moyenne Erreur Carré.
MEA	Erreur absolue moyenne.
\mathbb{R}^2	coefficient de détermination.

Résumé

Vu son importance dans la conception des fondations, l'estimation du tassement des fondations superficielles dans les sols sableux a fait l'objet de plusieurs recherches. Malgré le nombre important des méthodes d'évaluation de ce paramètre, sa prédiction reste toujours complexe et imprécise. L'objectif principal de ce mémoire est la prédiction du tassement de fondations superficielles en utilisant une des méthodes d'intelligence artificielle, les réseaux de neurones artificiels. Pour ce faire, une base de données de cas réels collecté à partir d'articles a été utilisée afin de développer un modèle neuronal puissant et performant et capable de prédire le tassement avec une bonne précision. Les résultats obtenus dans ce travail sont très satisfaisants avec des erreurs très acceptables, (RMSE₁ =0.0114, RMSE₂=0.028) ; (MAE₁=0.063, MAE₂=0.0017) et (R²₁=1, R²₂=1).

Mots clés : Tassement, Réseaux de Neurones.

Abstract

Given its importance in the conception of foundations, the estimation of the settlement of superficial foundations in sandy soils has been the subject of several studies. Despite the large number of methods for evaluating this parameter, its prediction always stays complex and imprecise. The principal objective of this Memory is the prediction of the settlement of superficial foundations using one of artificial intelligence methods, artificial neural networks. To do this, a database of real cases collected from articles was used to develop a performing neural model and able to predict settlement with good accuracy. The results obtained in this work are very satisfactory with very acceptable errors, (RMSE₁ =0.0114, RMSE₂=0.028); (MAE₁=0.063, MAE₂=0.0017) et (R^2_1 =1, R^2_2 =1).

Keywords: Settlement, Neural Networks.

نظرًا لأهميته في تصميم الأسس، فإن تقدير استقرار الأسطح السطحية في التربة الرملية كان موضوع العديد من الدراسات. على الرغم من العدد الكبير من الطرق لتقييم هذه المعلمة، إلا أن التنبؤ بها ما زال معقدًا وغير دقيق. الهدف الرئيسي من هذه المذكرة هو التنبؤ بتسوية الأسطح السطحية باستخدام أساليب الذكاء الاصطناعي والشبكات العصبية الاصطناعية. للقيام بذلك قمنا باستخدام قاعدة بيانات حقيقية تم جمعها من عدة مقالات لتطوير نموذج عصبي قوي وقادر على التنبؤ بالتسوية بدقة جيدة. النتائج التي تم الحصول عليها في هذا العمل مرضية للغاية مع وجود أخطاء مقبولة.

 $(RMSE_1 = 0.0114, RMSE_2 = 0.028); (MAE_1 = 0.063, MAE_2 = 0.0017) (R^2_1 = 1, R^2_2 = 1).$

الكلمات المفتاحية تسوية، الشبكات العصبية

Introduction Général

1

Introduction générale

Le travail présenté dans ce mémoire a pour but de prédire le tassement de fondations superficielles implantées dans un sol sableux en utilisant une des méthodes d'intelligence artificielle, les réseaux de neurones artificiels. L'évaluation de tassement des fondations installées dans des sols pulvérulents est très complexe à cause de la difficulté d'avoir des échantillons non remaniés.

Le tassement et la capacité portante des sols sont deux paramètres clés pour la conception des fondations, c'est pourquoi leur évaluation est devenue une des préoccupations des géotechniciens en cherchant des méthodes précises et fiables. Les réseaux de neurones artificiels de type MLP (en anglais Multiple layers perceptron) est utilisée dans ce travail pour prédire d'une façon plus précise le tassement de fondations superficielles à partir d'une base de données réelles. RNA est une méthode numérique inspirée du fonctionnement des neurones biologiques. La méthode neuronale a été utilisée avec succès dans plusieurs problèmes de géotechnique. Parmi les études, Shahine et al (2001) où ils ont appliqué la méthode neuronale dans plusieurs problèmes de géotechniques tels que la liquéfaction, la déflexion du mur de soutènement, la capacité portante des pieux et le tassement des fondations. D'autres chercheurs se sont intéresse à l'étude de l'interaction sol structure en utilisant les réseaux de neurones pour prédire les impédances dynamiques des fondations superficielles (Sbartai et Goudjil, 2012).

Pour que la méthode RNA réussir à prédire avec une grande précision n'importe quel paramètre, dans notre cas le tassement, il faut que certaines conditions soient présentées. Parmi ces conditions : la base de données doit être suffisante, le choix des paramètres d'entrées doit être pertinent. C'est-à-dire, nous devons choisir les paramètres les plus influents sur le paramètre de sortie (tassement).Dans notre cas, la base de données contient plus de 189 cas. Mais, nous avons utilisé seulement 120 pour des raisons que nous allons expliquer ultérieurement. Le choix des paramètres d'entrées est la tâche la plus difficile. Comme la base de données contient les valeurs du nombre de coup N, alors nous avons fait une recherche sur les méthodes d'évaluation de tassement qui sont basées sur l'essai SPT telles que la méthode de Terzaghi et Peck (1948, 1967), Meyerhof (1956, 1965), Hough (1959, 1969), Teng (1962), Sutherland (1963)... etc. La majorité de ces méthodes utilisent la largeur des semelles, la charge appliquée et le nombre de coup N pour calculer le tassement.

Pour cette raison, nous avons choisi trois paramètres d'entrées pour notre modèle neuronal. Ces paramètres sont le rapport B/L, la charge appliquée q et le nombre de coup N de l'essai SPT, le paramètre de sortie est le tassement. Les objectifs de ce mémoire sont :

- 1) Développer un modèle neuronal capable de prédire le tassement de fondations superficielles
- 2) Effectuer une étude paramétrique afin de valider la robustesse et la performance du modèle choisi.
- 3) Établir une comparaison entre les résultats obtenus dans ce mémoire et ceux obtenus dans une thèse de doctorat (Mohamed Shahine).

Afin de bien présenter les résultats trouvés dans ce mémoire, nous avons opté pour l'organisation suivante : Ce mémoire débute par une introduction générale où nous avons présenté les objectifs escomptés dans ce travail. Puis, dans le 1^{ér} chapitre, nous avons abordé la notion des fondations superficielle, car c'est le thème de ce mémoire. Dans le 2^{ème} chapitre, une recherche sur le tassement et ses méthodes d'évaluation a été présentés. Dans le 3^{ème} chapitre, la méthode des réseaux de neurones a été présentée en insistant sur le type de utilisé dans ce mémoire, le perceptron multicouches (PMC). Le 4^{ème} chapitre, représente le noyau de travail car c'est le chapitre des résultats et discussion. Enfin, une conclusion générale qui fait la synthèse de notre travail a été établi.

I. Fondation superficielle

I.1 Introduction :

La partie inférieure d'une structure qui transmit les charges au sol est désignée par le terme de « Fondations ». Les fondations peuvent être classées en deux majeures catégories, ce sont les Fondations superficielles et les fondations profondes.

Quand le sol sous-jacent à la structure (fondations) ne peut pas supporter la charge appliquée ou les tassements sont trop importants, les charges provenant de la structure sont transmises au moyen de pieux et puits à de grandes profondeurs sur des couches plus résistantes ; ces types de fondations sont désignés par le terme « fondations profondes ».



Figure I.1 types de fondations

Les éléments géométriques qui définissent une fondation superficielle sont :

- B : la largeur de la fondation ;
- L : la longueur de la fondation ;
- D : l'encastrement qui est la profondeur de la base de fondation.



Figure I.2. Fondation superficielle.

I.2 Définition des fondations superficielles :

Les fondations superficielles sont des fondations faiblement encastrées qui reportent les charges au niveau des couches superficielles de terrains. Les fondations profondes reportent les charges dans les couches profondes, mais aussi dans, les couches superficielles, qu'elles traversent. Pour différencier ces deux types de fondations on est amené à définir la notion de profondeur critique qui est la profondeur au-dessous de laquelle la résistance sous la base de la fondation n'augmente plus. Les fondations superficielles ont leurs bases au- dessus de cette profondeur critique.

Une fondation est dite superficielle si :

- D < 1,5 B

I.3 Principaux types de fondations superficielles :

I.3.1 Les fondations filantes :

Lorsque la descente de charges n'est plus concentrée (sous un mur classique), on met logiquement en œuvre une fondation de type filante, c'est à dire continue sous l'objet fondé. Les fondations filantes, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L (L/B > 10 pour fixer les idées).



Figure I.3. Fondations filantes

I.3.2 Les fondations isolées :

On entend par isolée, une fondation présentant une géométrie proche du carré (ou du rond).

Ce type de fondation est mis en œuvre dans le cadre d'un bâtiment présentant des descentes de charges concentrées (poteaux, longrines sous murs).

- Exemple : Une semelle sous un poteau.

Les fondations isolées, dont les dimensions en plan B et Le sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées (B/L = 1) et les semelles circulaire (de diamètre B).



Figure I.4. Fondations isolées

I.3.3 Les radiers ou dallages :

Les radiers ou dallages ont des dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux. Pour des raisons de coût, on cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement. Si cette solution n'est pas satisfaisante d'un point de vue technique ou économique, une solution en fondation profonde est envisagée. Économique, une solution en fondation profonde est envisagée.



Figure I.5. Radiers ou dallages

I.4 Mode de rupture d'une fondation superficielle :

Soit une fondation superficielle de largeur B dont la base se trouvant à une profondeur *Df* au-dessous de la surface du sol. Si cette fondation est soumise à une charge Q qui est Graduellement augmentée, la charge par unité de surface, q = Q / A (A : surface de la fondation), augmentera et la fondation subira un tassement. Au début du chargement, la déformation du sol sous la semelle augmente approximativement en fonction de la charge, il

s'agit donc d'un équilibre pseudo élastique, puis la déformation prend des valeurs nettement plus grandes.

Si le sol sous la base de la fondation est formé d'un sol ferme, tel qu'un sable dense où une argile raide, en appliquant la charge, il y a formation d'un coin sous la base de la Fondation, qui refoule le sol latéralement selon des lignes de glissement débouchant à la surface. L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol d'autant plus.



Figure I.6. Rupture par cisaillement généralisé

Dans ce cas, on observe un tassement qui croit jusqu'à une valeur limite (q = qu) à partir de laquelle le tassement continu sans qu'il y ait accroissement dans l'effort, le sol subit alors une rupture brusque par cisaillement.



Figure I.7. Rupture par cisaillement localisé

On remarque sur la figure (I.7) : que la valeur de q augmente avec le tassement jusqu' à q = qu, qui est habituellement appelée la première charge de rupture. A ce moment, la surface de rupture développée dans la masse du sol sera comme celle montrée par la courbe continue dans la figure (I.6.b).

Si la charge appliquée par la fondation est encore augmentée, la courbe chargement tassement devient raide et irrégulière et la surface de rupture se prolonge suivant la courbe représentée en trait discontinue dans la figure (I.7.b).

Quand q devient égal à qu (capacité portante ultime), la surface de rupture atteint la surface du terrain. Au-delà, la courbe chargement-tassement prend presque une forme linéaire, et une charge maximale n'est jamais observée.

Ce type de rupture est appelé rupture par cisaillement localisé.

La figure (I.8.a) montre la même fondation, mais cette dernière surmonte un sable lâche ou un sol argileux. Pour ce cas la courbe de chargement-tassement sera comme celle montrée dans la figure (I.8.b). La fondation pénètre verticalement dans le massif sans perturber le sol qui n'est pas directement sous la fondation Une valeur maximale de charge par unité de surface, q, n'est jamais observé. La capacité portante ultime (qu) est définie comme le point où le rapport $\Delta S/\Delta q$ devient le plus grand et à peu près constant. Ce type de rupture dans le sol est appelé rupture par poinçonnement. Dans ce cas, la surface de rupture ne s'étend jamais à la surface de terrain.





Pour les sols cohérents, l'application du chargement est accompagnée d'une augmentation de la pression interstitielle. Mais comme la vitesse de chargement est souvent supérieure à la vitesse nécessaire pour la dissipation de ces surpressions, il est raisonnable de supposer que l'enfoncement s'effectue à volume constant (en conditions non drainées). Pour les sols pulvérulents, l'application du chargement entraîne une variation de volume due à la réorganisation des grains (dés enchevêtrement ou compaction des grains selon les niveaux de contraintes atteints). La charge de rupture (ou capacité portante) peut être estimé par des calculs relativement simples en supposant que les paramètres de résistance des sols au voisinage de la fondation sont connus. Cependant, de très nombreux facteurs peuvent affecter cette valeur comme :

- Des phénomènes se produisant au cours de la construction (soulèvement du fond de fouille après une excavation, gonflement ou ramollissement des argiles, effets du gel, etc.);
- Des interactions avec d'autres constructions à proximité (battage de pieux, vibrations, excavation de tranchée, creusement de galeries, rabattement de la nappe phréatique, etc.).[22]

I.5 Conclusion :

Une fondation superficielle est une fondation dont l'encastrement *D* dans le sol n'excède pas quatre fois la largeur B. Le mécanisme de rupture et la distribution des contraintes sous la fondation dépendent généralement de la nature du sol. Plus le sol est compact et présente une bonne résistance au cisaillement, plus il aura de portance, et donc, plus la semelle aura des dimensions réduites.

Un projet de fondation superficielle correct doit répondre aux préoccupations suivantes :

✓ La fondation doit exercer sur le sol des contraintes compatibles avec la résistance à la rupture de celui-ci, c'est le problème de la capacité portante.

II. Méthode d'évaluation du tassement II.1 Introduction :

La détermination de tassement des fondations est l'un des problèmes les plus importants de Physique des sols, sans qu'il y ait de tassements excessifs et de risque de rupture du sol. [24]

Ce chapitre fournit un aperçu sur les règlements des fondations et se concentre sur le règlement des fondations superficielles sur des sols sableux (sans cohésion). Les principales causes de tassement des fondations superficielles sont présentés et les facteurs ayant une incidence sur la prévision de tassement des fondations superficielles sont examinés et discutés. De plus, les méthodes disponibles pour prédire le tassement des fondations superficielles implantées dans un sol sableux sont catégorisées et les plus performantes sont décrites plus en détail, avec une discussion de leurs avantages et inconvénients relatifs. [66]

II.2 Définition le tassement :

Le tassement du sol est sa déformation verticale due à l'application des contraintes extérieures telles que les remblais, les fondations ou son propre poids. Les tassements peuvent être uniformes ou différents d'un point à l'autre selon la nature du sol en place. Dans les sols non saturés les tassements sont presque instantanés mais dans les sols saturés, ils peuvent s'étendre sur quelques secondes dans les sols sableux-graveleux, jusqu'à plusieurs dizaines d'années dans les argiles peu perméables. Pour vérifier la conformité des structures vis-à-vis des conditions de sécurité et de service on doit faire un calcul de tassement. [29]

II.3 Les Causes de tassement des fondations superficielles :

Le règlement de la fondation superficielle peut être résulté avec un certain nombre de causes (Poulos 1975) [56], qui sont :

- Charges statiques imposées par le poids des structures ;
- Les charges dynamiques produites par les tremblements de terre, de la machinerie déplaçant la charge sur les routes sur la chaussée ;
- Variations de la teneur en eau résultant des fluctuations saisonnières de la nappe phréatique, des précipitations et de l'évaporation ou de l'absorption d'eau par les racines des grands arbres ;
- Les effets de la construction à proximité résultant de l'excavation, du battage et de l'assèchement des pieux adjacents ; etc...

Ce chapitre se concentre sur la mise en place de fondations superficielle sur des sols sans cohésion en raison de charges statiques, ce qui est au centre de la recherche décrite dans ce mémoi

II.4 Les facteurs affectant le tassement des fondations superficielles sur des sols sans cohésion :

Une bonne estimation du tassement des fondations superficielle sur un sol sans cohésion peut être obtenue par une compréhension approfondie du facteur affectant le tassement.

Ces facteurs peuvent être classés en facteurs primaires et secondaires qui sont discutés cidessous :

II.4.1 Les facteurs primaires :

Dans une analyse statistique réalisée par Burland et Burbidge (1985) [08], pour plus de 200 données de cas, le tassement des fondations superficielles sur sable et graviers, a été mis en évidence par trois facteurs :

- Largeur de semelle B ;
- La pression nette appliquée au pied, q ;
- Compressibilité du sol dans la profondeur d'influence de la fondation.

La Détermination d'une valeur appropriée de la compressibilité du sol est la partie la plus difficile de la prévision du tassement (Sivakugan et al. 1998) [67]. En raison de la difficulté à obtenir des échantillons de sol non perturbés à partir de sol sans cohésion, la compressibilité du sol est obtenue à partir d'essais in situ. Les tests de pénétration tels que le test de pénétration au cône (CPT) et le test de pénétration standard (SPT) sont couramment utilisés pour estimer la compressibilité des sols.

II.4.1.1 Le test de pénétration au cône :

Le CPT est l'une des meilleures méthodes de pénétration disponibles pour déterminer la compressibilité du sol et présente l'avantage de donner un profil continu de la résistance du sol avec pénétration. Le CPT est également rapide et peu coûteux par rapport à d'autres techniques de profilage du sol (Orchant et al. 1987) [51]. Cependant, le CPT souffre de nombreuses insuffisances. Il ne fournit pas d'échantillons de sol pour l'inspection visuelle et, par conséquent, des forages pour toxicomanie sont nécessaires pour corréler la résistance à la pénétration avec le profil du sol.

De plus, une faible variation de la densité du sable et de la taille des grains entraîne souvent de très grandes variations de la résistance à la pénétration du CPT, ce qui rend difficile l'interprétation de la nature générale du gisement de sol in situ (D'Appolonia et D'Appolonia, 1970) [13]. De plus, dans un sol dense et très dense, il est difficile de pousser le pénétromètre à la profondeur requise, ce qui nécessite souvent une réaction de soulèvement importante (Bazaraa, 1967) [04].

II.4.1.2 Le test de pénétration standard :

Le SPT, en revanche, est l'un des tests les plus couramment utilisés dans la pratique pour mesurer la compressibilité des sols sans cohésion (D'Appolonia et D'Appolonia 1970) [13]. Le SPT est utilisé avec succès depuis de nombreuses années avec des milliers de fondations et d'autres structures (Gordon et Fletcher 1965) [17]. Le SPT présente l'avantage d'être souvent réalisé dans le cadre d'un programme d'exploration de routine du sous-sol, qui permet l'inspection visuelle d'échantillons de sol. Le SPT peut également détecter les variations importantes de la densité des sols granulaires et sa procédure est simple, relativement peu coûteuse et peut être appliquée à la fois sous et au-dessus de la nappe phréatique avec un degré de précision raisonnable. Cependant, le SPT présente également plusieurs inconvénients notables. Le SPT ne donne pas un profil de sol continu et est réputé pour son manque de fiabilité en ce qui concerne le reflet de la compressibilité du sol. Les résultats du SPT sont également incertains en raison des facteurs liés à l'équipement et aux procédures d'essai (voir Gordon et Fletcher, 1965 [17]; Wang et Lu, 1982 [74]).

Il a été avancé que le CPT donne une meilleure indication des propriétés du sol que le SPT. En fait, au fil du temps, le CPT remplace le SPT en tant que norme de l'industrie. Bien que le SPT ne soit pas la méthode in situ la plus précise pour mesurer la compressibilité du sol, il est largement utilisé dans le monde entier et la plupart des ensembles de données disponibles dans la littérature incluent des mesures SPT plutôt que des estimations plus précises des propriétés du sol à partir du CPT. La performance des modèles de RNA dépend principalement de la collecte d'un maximum de données fiables. En conséquence, le SPT est utilisé comme mesure de l'compressibilité dans le sol pour le développement des modèles de RNA introduits dans ce mémoire. En conséquence, une brève description de la procédure de test SPT est donnée cidessous.

> Description du Test de pénétration standard (SPT) :

- Un trou vertical d'au moins 65 mm de diamètre est foré à la profondeur à laquelle l'essai doit être effectué pour la première fois ;
- 2) Un échantillonneur à cuillère fendue est inséré dans le trou à l'aide de tiges en acier ;
- Un marteau de 63,5 +/- 1 kg, est soulevé sur une distance de 760 +/- 15 mm à l'aide d'un mécanisme à déclenchement automatique et peut tomber librement à cause de l'inertie du treuil de levage ;
- Le processus est répété jusqu'à ce que l'échantillonneur pénètre dans le sol sur une distance totale de 450mm;
- 5) Le nombre de coups de marteau requis pour chaque intervalle de 150 mm est enregistré ;
- 6) L'essai est arrêté si (i) un total de 30 coups provoque une pénétration inférieure à 100 mm à un stade quelconque ou (ii) il n'y a pas de pénétration mesurable ou si le marteau rebondit pendant 5 coups consécutifs ;
- 7) On additionne les comptes de coups pour les 300 derniers mm de pénétration et on calcule le nombre de coups du test de pénétration standard (N), en notant que les comptes

de coups des 150 premiers millimètres ne sont pas utilisés pour calculer N, car ce sol est supposé être perturbé par le processus de forage ;

- 8) L'échantillonneur est extrait et l'échantillon de sol est prélevé, inspecté et placé dans un récipient étanche à l'air pour maintenir le taux d'humidité de l'échantillon, si nécessaire ;
- 9) Le trou est ensuite foré à la profondeur requise pour le prochain test et les étapes 2 à 8 sont répétées, si nécessaire.



Figure II.1. L'échantillonneur à cuillère fendue (standards Australie 1993)



Figure II.2. Test de pénétration standard (Coduto 1999)

Le nombre de coups obtenus du SPT peut être affecté par la submersion et les morts-terrains. Terzaghi et Peck (1948) [71] ont constaté que le compte de soufflage SPT, N, du sable dense, fin ou limoneux sous la nappe phréatique est anormalement élevé si la valeur mesurée de N est supérieure à 15. Ceci est dû à la tendance du sable submergé dense, fin ou limoneux à se dilater pendant le cisaillement dans des conditions non drainées. Par conséquent, Terzaghi et Peck (1948) [71] recommandent une correction pour réduire la valeur de N mesurée pour le sable dense, fin ou limoneux submergé lorsque N> 15 est la suivante :

$N_{corrigé} = 15 + 0.5(N-15)$

La proposition ci-dessus a été confirmée par une étude réalisée par Bazaraa (1967) [04] pour un grand nombre de résultats des tests SPT effectués à 1 m au-dessus et au-dessous du niveau de la nappe phréatique. Dans son étude, Bazaraa (1967) [04] a conclu que l'effet de la submersion sur du sable très fin ou du sable immaculé, en général, augmente le nombre de coups de l'essai SPT.

Cependant, Bazaraa (1967) [04] a établi sa conclusion pour le sable meuble plutôt que dense. En conséquence, Bazaraa (1967) [04] a proposé et une correction alternative pour le SPT souffler sous la nappe phréatique dans du sable fin ou limoneux, comme suit :

$N_{corrigé} = 0.6N$

Schultze et Menzenbach (1961) [63] et bazaraa (1967) [04] ont montré que le sable et le gravier moyens à grossiers ne sont pas affectés par la submersion. Burland et Burbidge (1985) [08] ont recommandé de ne pas apporter de correction à l'azote pris pour l'immersion. Cependant, pour le sable très fin et limoneux sous la nappe phréatique, Burland et Burbidge (1985) [08] ont utilisé la correction de submersion proposée par terzaghi et peck (1948) [71] lorsque N> 15. Pour les sols composés de gravier ou de gravier de sable, Burland et Burbidge (1985) [08] ont proposé une correction pour N comme suit :

$N_{\text{corrigé}} = 1.25N$

Un autre facteur susceptible d'affecter les résultats du décompte des coups de SPT est l'influence de la pression effective du mort-terrain, qui est une mesure de la pression de confinement au niveau où le SPT est exécuté. De nombreux chercheurs (par exemple : Breiman, (1994) [05], Thorburn 1963[72]; Alpan1964 [01]) ont recommandé que le nombre de coups de SPT soit corrigé pour tenir compte de la pression des morts-terrains. Mansur et Kaufman (1958) [35], et Zolkov et Wiseman (1965) [77] ont confirmé l'influence substantielle de la pression des morts-terrains sur la résistance à la pénétration du SPT. Gibbs (1957) [18] et Bazaraa (1967) [04] ont mis au point des cartes de correction SPT pour la pression des morts-terrains. D'autre part, Peck et al. (1974) [54] ont suggéré qu'aucune correction pour la pression des morts-terrains ne devrait être appliquée à moins que la semelle ait une profondeur inférieure à 6 m ou supérieure à 2 m. Burbidge (1982) [07] a suggéré que la pression des morts-terrains ne constitue généralement pas une correction importante du nombre de coups de sol granulaires par SPT, car

la pression des morts-terrains est normalement exercée après la construction des fondations et avant le début de la surveillance des tassements. Burland et Burbidge (1985) [08] ont recommandé de ne pas apporter de correction à N pour tenir compte de la pression des mortsterrains. Burland et Burbidge (1985) [08] ayant recueilli la plupart des cas dans la base de données utilisée dans le cadre de ce mémoire, les facteurs de correction recommandés par Burland et Burbidge (1985) [08] ont été appliqués.

II.4.2 Les facteurs secondaires :

En plus des trois principaux facteurs abordés dans la section précédente, il existe de nombreux autres facteurs qui contribuent dans une moindre mesure à la formation de fondations peu profondes sur un sol sans cohésion et peuvent donc être considérés comme des facteurs secondaires. Ces facteurs incluent :

- La profondeur de la nappe phréatique sous le niveau des fondations ;
- Le temps écoulé depuis l'application de la charge ;
- La géométrie ou forme de la semelle (longueur à largeur), L / B ;
- La profondeur d'ancrage de la semelle, D_f (généralement exprimée sous la forme d'un rapport B et connue sous le nom de rapport d'ancrage de la semelle) ;
- L'épaisseur de la couche de sol sous la fondation.

Burland et Burbidge (1985) [08] ont déclaré que la profondeur de la nappe phréatique située sous le niveau de la fondation avait peu d'influence sur le tassement. Meyerhof (1965) [42] a également conclu que la nappe phréatique se reflétait dans le nombre de coups mesurés du SPT. Par conséquent, l'effet de la profondeur de la nappe phréatique peut être ignoré sans erreur significative dans la prévision du tassement.

Burland et Burbidge (1985) [08] ont également constaté que le tassement des fondations superficielles sur le sable et les graviers dépendait du temps. Cependant, aucun modèle distinct n'a émergé de leur analyse statistique concernant l'effet de la dépendance du temps. Fang (1991) [15] a observé que la consolidation de couches minces de limon et d'argile dans des sols de sable ou de gravier et que, par conséquent, l'impact de ce facteur n'est pas recommandé dans le calcul de tassement des fondations sur des sols sans cohésion.

Amar et Baguelin (1984) [02] ont conclu que la géométrie de la fondation, L/B, n'avait pas d'influence significative sur le tassement. D'autre part, Burland et Burbidge (1985) [08] ont conclu à partir de leur étude statistique qu'il existait une corrélation entre le tassement et le L / B de la fondation. Cependant, ils ont déclaré que le facteur de correction pour L / B est assez faible. Burbidge (1982) [07] a constaté qu'il n'y avait pas de différence significative entre le tassement de fondations carrées, circulaires et à rayures continues ayant la même largeur, B, sur le même sol. Consoli et al. (1998) [11] ont également démontré que la forme de la zone chargée n'influence pas la compressibilité initiale du sol.

Dans leur étude, Burland et Burbidge (1985) [08] ont constaté que, pour les fondations avec $D_f / B < 3,3$, il n'y avait pas de corrélation évidente entre le tassement et la profondeur de la semelle. Cette conclusion confirme les résultats obtenus précédemment par D'Appolonia et al. (1968) [12] qui ont constaté que, d'après l'analyse de plusieurs résultats sur un seul site, seule une réduction de 12% du tassement s'est produite lorsque le rapport D_f / B augmente de 0,5 à 1,0. De plus, Christian et Carrier (1978) [09] ont déclaré que les matériaux au-dessus du niveau de base ne semblent pas contribuer de manière très significative au comportement de tassement. En conséquence, Christian et Carrier (1978) [09] ont démontré qu'ignorer la profondeur de la semelle dans le calcul du tassement donne des résultats assez satisfaisants, en particulier lorsque d'autres facteurs tels que l'hétérogénéité et la non-linéarité du sol doivent être pris en compte.

Dans ce qui suit, nous allons décrire quelques méthodes d'évaluation de tassement des fondations superficielles implantées dans un sol sableux.

II.5 Méthodes de prédiction de tassement des fondations superficielles :

Un nombre remarquable de méthodes de calcul du tassement des fondations superficielles sur des sols sans cohésion sont disponibles dans la littérature. Certaines méthodes sont des corrélations empiriques simples et directes entre les tassements déposés et les tests sur le terrain, telles que les tests de charge sur plaque, de pénétration standard, de pénétration au cône, de dilatomètre et de pressiomètre.

II.5.1 La méthode d'élasticité :

Des méthodes appliquent la théorie de l'élasticité avec les propriétés du sol obtenues à partir de corrélations empiriques avec des tests in situ ou en laboratoire. Conformément à Poulos (1999) [57], les méthodes disponibles peuvent être classées en trois catégories principales (tableau II.1).

Catégorie	les caractéristiques	Méthode d'estimation des paramètres
1	Empirique ; non basé sur les principes de la mécanique des sols	Tests simples in situ ou en
2	Basé sur une théorie simplifiée ou des graphiques ; utilise les principes de la mécanique des sols ; modèles de sol élastiques linéaires ou non linéaires, rigides ou élasto-plastiques	Routine ; essais in situ et de laboratoire pertinents ; peut nécessiter des corrélations
3	Basé sur la théorie en utilisant l'analyse spécifique au site ; utilise les principes de la mécanique des sols, élastique linéaire ou non linéaire, plastique rigide	Des tests de laboratoire et / ou in situ soigneux qui suivent les chemins de contrainte appropriés

Tableau II.1. Catégories pour la classification des méthodes de tassement (Poulos 1999).

Il est extrêmement difficile et coûteux d'obtenir des échantillons relativement non perturbés à partir de sols sans cohésion pour représenter les propriétés in situ de ces sols. Par conséquent, les méthodes qui utilisent les résultats des tests sur le terrain sont beaucoup plus courantes que celles basées sur des tests de laboratoire.

II.5.2 La méthode des éléments finis :

La méthode des éléments finis (MEF) est l'une des techniques bien établies qui pourraient être utilisées pour la prévision de tassement, car elle a permis de résoudre de nombreux problèmes dans le domaine de la géotechnique. MEF a l'avantage de gérer une géométrie complexe, des conditions aux limites et un comportement non linéaire contrainte-déformation du sol (Poulos, 1975) [56]. Cependant, ce n'est pas nécessairement le cas lorsqu'il s'agit de prédire le tassement d'une fondation superficielle dans des sols sans cohésion. La raison en est que la clé de la réussite du MEF réside principalement dans une évaluation appropriée du comportement contrainte-déformation du sol (Poulos, 1999) [57], ce qui est une tâche difficile dans le cas d'un sol sans cohésion (Moorhouse, 1972) [44].

II.5.3 Test de pénétration standard :

L'utilisation du test de pénétration standard pour estimer le tassement des fondations superficielles sur les sols granulaires est profondément ancré dans la pratique du génie géotechnique. Les auteurs se sentent confiant dans l'idée que ce test a été et reste l'outil le plus souvent utilisé pour rendre de telles estimations. Cela est dû en partie au fait que le test est largement disponible, facile à comprendre et faible coût même si le test est sujet à de grandes variations dans les procédures et les résultats malgré le fait normalisé par ASTM. Cependant, le test reste le test in situ le plus couramment utilisé dans la pratique. Une description détaillée de l'équipement SPT, des procédures et des problèmes associés au test est fournie. Présenté à l'Annexe A. Une pratique recommandée est également suggérée dans l'Annexe A pour les MHD à suivre.

En raison de la large utilisation historique du SPT dans les études de site, un grand nombre de méthodes ont été suggérées au cours des 45 dernières années pour utiliser les résultats du test afin de prédire le tassement de fondations peu profondes sur des sols granulaires. Près de 30 méthodes différentes ou suggestions de modification de méthodes ont été présentées dans la littérature. Dans cette section, les méthodes de prédiction suivantes sont décrites.

Pour chaque méthode de décompte présentée dans cette section, chacun des termes de l'équation est défini et les unités de chaque terme sont présentées. Dans la plupart des cas, tous les efforts raisonnables avaient été faits pour conserver la même forme et les mêmes termes que ceux utilisés dans l'équation originale présentée par les auteurs.

La plupart des méthodes présentées dans cette section sont considérées comme empiriques. C'est-à-dire qu'ils s'appuient soit sur une corrélation directe entre la valeur moyenne du nombre de coups N (corrigé ou non corrigé) et le tassement observé, soit sur la valeur du nombre de coups est utilisée pour obtenir un paramètre de conception intermédiaire dont la corrélation est basée sur les observations.

Il serait presque impossible de répertorier toutes les applications ou tous les historiques de cas pour lesquels les résultats du SPT ont été utilisés pour prédire le règlement. Les auteurs estiment qu'il est juste de s'appuyer sur des connaissances permettant de penser que les méthodes utilisant le SPT sont probablement les techniques les plus couramment utilisées par les ingénieurs en exercice pour prévoir le tassement des semelles sur des sols granulaires.

II.5.3.1 Terzaghi and Peck (1948, 1967):

La méthode de règlement de Terzaghi et Peck [71] repose principalement sur des tableaux de capacité portante de fondation peu profonde, élaborés à l'aide des équations de capacité portante présentées par Meyerhof (1956) [41]. Les graphiques sont utilisés pour obtenir la capacité portante admissible (bien que le F.S. utilisé ne soit pas indiqué) pour différentes largeurs de semelle et valeurs de décompte de soufflage SPT avec un tassement maximal non supérieur à 25 mm et un tassement différentiel ne dépassant pas 19 mm (3/4 po) à une portance admissible donnée. Selon Terzaghi et Peck [71], des semelles carrées et continues de même largeur montrent un comportement de tassement similaire pour le même sol et la même intensité de chargement. Le tassement est donné comme:

$$s = \left(\frac{8q}{N}\right) \text{CwCd}$$
 (pour B<4ft.) (II.1)

$$s = \left(\frac{12q}{N}\right) \left[\frac{B}{(B+1)}\right]^2 CwCd \qquad (pour B>4ft.)$$
(II.2)

$$s = (\frac{12q}{N})$$
 CwCd (pour radier.) (II.3)

Ces expressions peuvent également être énoncées sous une forme générale

$$S = \left(\frac{3q}{N}\right) \left[\frac{2B}{(B+1)}\right]^2 CwCd$$
(II.4)

Où:

s = tassement (en inches);

q = contrainte de pied nette (en tsf);

N = nombre de coups non corrigés (sur le terrain) ;

B = largeur de semelle (en ft);

Cw = correction de l'eau.

$$= 2 - \left(\frac{W}{2B}\right) < 2.0 \text{ pour semelles de surface}$$
(II.5)

= 2- 0.5
$$\left(\frac{D}{B}\right)$$
 < 2.0 pour complètement submergé, pied intégré ; W < D (II.6)

Cd = correction d'ancrage.

$$= 1 - 0.25 \left(\frac{D}{B}\right)$$
(II.7)

Où :

W = profondeur de la nappe phréatique (en ft) ;

D = profondeur de semelle (en ft).

Les données du nombre de soufflages SPT non corrigées sont utilisées dans le calcul du tassement. Toutefois, si le sable est dense, saturé et très fin ou limoneux (par exemple, une teneur en fines abondante), il a été recommandé de corriger le nombre de soufflages selon:

 $N_c = 15 + 0.5 (N - 15) \text{ pour } N > 15.$

(II.8)

La correction pour la nappe phréatique s'applique aux cas où les eaux souterraines se situent au niveau ou au-dessus de la base de la semelle (cas complet submergé). Pour une submersion partielle (eau située entre D et D + B), un facteur de correction est donné pour les semelles de surface (sans ancrage) uniquement. En pratique courante, la correction de l'eau est souvent omise des estimations du tassement à l'aide de cette méthode, car elle est généralement considérée comme trop prudente.

II.5.3.2 Meyerhof (1956, 1965) :

Meyerhof (1956) (41] a suggéré que les pressions d'appui admissibles pour une semelle sur des sols granulaires pourraient être estimées sur la base des résultats des comptes de soufflage SPT. La pression admissible comprend un facteur de sécurité minimal de 3 contre les défaillances de la capacité de charge et peut être inférieure à la pression de sécurité (q_{ult} /3) si le tassement résultant de la pression de sécurité est excessif. En supposant que la pression d'appui permise provoque un tassement total de 25 mm, Meyerhof (1956) [41] a proposé l'expression suivante pour les sables secs et humides:

$$q_a = \left(\frac{N}{8}\right) \qquad (\text{pour } B < 4\text{ft}) \qquad (\text{II.9})$$

$$q_a = N\left[\frac{(1+1/B) 2}{12}\right]$$
 (pour B>4ft) (II.10)

$$q_a = (\frac{N}{10})$$
 (approximativement, pour tout B) (II.11)

Où :

 $q_a = pression d'appui admissible (tsf);$

N = nombre de coups SPT non corrigé ;

B = largeur de semelle (ft);

...

Dans les sables très fins ou limoneux saturés, Meyerhof a suggéré d'utiliser les valeurs de N équivalentes si N> 15 comme suit :

$$N_c = 15 + 0.5 (N-15).$$
 (II.12)

Qui est identique à l'équation II.8.

Le tassement pour toute semelle chargée à un niveau de contrainte autre que q_a (probablement moins) pourrait alors être obtenu en proportionnant le tassement de 25 mm à une proportion du rapport q / q_a .

Meyerhof (1965) [42] a suggéré une légère modification par rapport à son expression antérieure (Meyerhof, 1956) [41] pour augmenter la capacité portante admissible en donnant un tassement de 25 mm sur 50% afin de tenir compte du fait que la méthode précédente avait tendance à être conservatrice. Les expressions de tassement deviennent alors:

$$s = \left(\frac{4q}{N}\right)$$
 (pour B < 4ft) (II.13)

$$s = \left(\frac{6q}{N}\right) \left[\frac{B}{(B+1)}\right]^2$$
 (pour B > 4ft) (II.14)

$$s = \left(\frac{\delta q}{N}\right)$$
 (pour radier) (II.15)

Où :

10

s = tassement (en inches);

q = contrainte au sol (en tsf);

N = nombre de coups non corrigés ;

B = largeur de semelle (en ft);

 C_d = facteur de correction d'ancrage.

Aucune correction n'est appliquée aux valeurs du nombre de coups pour la contrainte du mort-terrain et, puisqu'il est supposé que la présence d'eau souterraine soit reflétée dans les valeurs du nombre de coups, aucune correction supplémentaire n'est appliquée à la nappe phréatique.

II.5.3.3 Hough (1959, 1969) :

Hough (1959) [27] a présenté une méthode de calcul des tassements de fondations sur sables similaire à celle utilisée pour calculer le tassement de consolidation unidimensionnel des structures sur argile. Le sous-sol est divisé en un certain nombre de couches appropriées, le changement de vertical

La compression de la couche est calculée. L'expression générale pour le tassement est:

$$S = \sum \left(\frac{1}{c} \right) \Delta z \log \left[\frac{\sigma' v o + \Delta \sigma' v}{\sigma' v o} \right]$$

Où :

S = tassement (en ft);

C = indice de capacité portante =
$$\frac{1+e0}{Cc}$$

 $\Delta z = é paisseur de la couche (en ft);$

 σ'_{vo} = contrainte initiale effective verticale à mi-hauteur de la couche ;

 $\Delta \sigma'_v$ = variation de la contrainte effective verticale à mi-hauteur de la couche.

z = épaisseur de la zone compressible.

La variation de la contrainte effective verticale résultant de la charge de la fondation est obtenue à partir de diagrammes simples de répartition des contraintes de la théorie élastique, tels que ceux de Bousinesq. L'épaisseur sur laquelle la compression a lieu est supposée être égale à la profondeur à laquelle la contrainte augmente, c'est-à-dire $\frac{\Delta \sigma' v}{q}$ qu'est égal à 10%. Alternativement, il a été suggéré que l'on puisse utiliser une méthode approximative de distribution de contrainte pour obtenir $\Delta \sigma'_v$ comme :

$$\Delta \sigma'_{v} = \frac{p}{(B+h)2} \qquad \text{(pour semelle carrée)} \qquad (II.17)$$

$$\Delta \sigma'_{v} = \frac{p}{[(B+h)(L+h)]} \qquad \text{(pour semelle rectangulaire)} \qquad (II.18)$$

Où:

p = charge appliquée ;

L = longueur de la semelle ;

h = profondeur.

Hough (1959) [27] n'a pas mentionné l'application de facteurs de correction aux comptes de soufflage du SPT; par conséquent, l'indice de capacité de charge C a été présenté à l'origine par Hough (1959) [27] en fonction des comptes de soufflage du champ non corrigés, Même dans son dernier ouvrage sur la mécanique des sols, Hough (1969) ne fait aucune mention de la correction du nombre de soufflages SPT, mais présente un nouveau graphique montrant la relation entre ces chiffres et l'indice de capacité portante.

II.5.3.4 Teng (1962) :

Teng (1962) [70] a présenté une interprétation de la carte de capacité portante de Terzaghi et Peck (1948) [71] pour estimer le tassement de fondations peu profondes sur du sable. Teng (1962) [70] met la carte de Terzaghi et Peck (1948) sous forme d'équation. Le tassement est déterminé à partir de:

Méthode d'évaluation du tassement

Chapitre : II

$$S = \left[\frac{q}{720(Nc-3)}\right] \left[\frac{2B}{(B+1)}\right]^2 \left[\frac{1}{(Cw)(Cd)}\right]$$

Où :

s = tassement (en inches);

q = contrainte à la semelle nette (en psf);

 N_c = nombre de coups corrigé ;

B = largeur de semelle (en ft);

Cw = correction de la nappe phréatique.

$$= 0.5 + 0.5 \frac{(W/D)}{(B)} > 0.5 \text{ pour l'eau sur et sous la semelle.}$$
(II.20)

Cd = correction d'ancrage.

$$=1+\left(\frac{D}{B}\right)<2.0.$$
 (II.21)

II.5.3.5 Sutherland (1963) :

Sutherland (1963) [68] a suggéré une légère modification de la méthode de règlement de Terzaghi et Peck (1948) [71] afin d'incorporer la correction de Gibbs et Holtz (1957) [18] au compte de soufflage SPT pour un effort de surcharge efficace. La courbe du nombre de souffles par rapport à la densité relative suggérée par Terzaghi et Peck a été superposée sur la carte proposée par Gibbs et Holtz. Pour obtenir le nombre de coups "équivalent" ou corrigé, N, le champ ou le nombre non corrigé, N, est utilisé pour estimer la densité. En localisant l'intersection entre N et la courbe de contrainte de surcharge effective appropriée. Une ligne perpendiculaire est ensuite projetée vers le haut pour croiser la courbe de Terzaghi et Peck. Le nombre de coups corrigé à utiliser dans les calculs de tassement est obtenu par projection horizontale. Les calculs de règlement sont ensuite effectués en utilisant la même procédure que celle présentée par Terzaghi et Peck.

Sutherland (1963) [68] a comparé les résultats de cette procédure à un certain nombre d'histoires de cas rapportés dans lesquels les résultats des tests de support de plaque étaient disponibles. Règlement car il est apparu que la pression d'appui autorisée avait été sous-estimée de près de 40%.

II.5.3.6 Alpan (1964) :

Alpan (1964) [01] a présenté une autre méthode de règlement fondée principalement sur la méthode de Terzaghi et Peck (1948) [71]. Cette méthode utilise indirectement un nombre de coups corrigé pour évaluer un module de réaction en dessous d'un niveau à partir d'un test de chargement sur plaque.

La méthode suppose que la réponse au tassement d'une semelle peu profonde reposant sur des sables sera linéaire dans la plage de pressions d'appui admissibles (c.-à-d. $q_{ult} / 2.5$) et se présente comme suit:



Chapitre : II

$$S = S_0 \left[\frac{2B}{B+1}\right]^2 \text{ m Cw}$$

(II.22)

Où :

S = tassement (en inches);

 S_0 = tassement d'une plaque (en inches) ;

B = largeur de semelle (en ft);

m = facteur de correction de forme ;

Cw = facteur de correction de la nappe phréatique.

$$= 0.5 \left(\frac{D}{R}\right) < 2.0$$
 pour l'eau située immédiatement sous la semelle. (II.23)

Le tassement de la plaque est donné par:

$$\mathbf{S}_0 = \boldsymbol{\alpha} \mathbf{q} \mathbf{B} \tag{II.24}$$

Où :

q = contrainte au sol (en tsf);

 α = une constante (dépend du nombre de coups corrigé N_c) ;

Alpan a suggéré que la correction pour les eaux souterraines tienne compte de la réduction du stress dû à la confusion qui augmenterait les tassements. Une approche prudente consisterait à augmenter l'estimation du tassement de 100% si le rapport de profondeur de la fondation (c'est-àdire, D / B) est faible et de 50% seulement lorsque D/B approche 1.

Pour le sable très fin ou le sable limoneux, étant donné que la valeur de décompression peut être trop élevée, conduisant à une surestimation de la densité relative et donc à une sousestimation de la colonisation, Alp a suggéré d'utiliser la correction présentée par Terzaghi et Peck pour des valeurs de N supérieures à 15 :

 $N_c = 15 + 0.5 (N - 15).$

II.5.3.7 D'Appolonia et al. (1968)

Dans une étude approfondie des performances de tassement d'un grand nombre de semelles sur le sable, D'Appolonia et al. (1968) [12] ont utilisé une modification des méthodes de Terzaghi et Peck (1948, 1967) et de Meyerhof (1956, 1965) pour prédire le tassement. Sur la base de leurs observations, ils ont suggéré que le règlement devrait être estimé comme suit:

$$S = \begin{bmatrix} \frac{16q}{3Nc} \end{bmatrix} Cd \qquad (pour B < 4ft)$$
(II.26)

$$s = \left[\frac{8q}{Nc}\right] \left[\frac{B}{(B+1)}\right]^2 Cd \qquad (pour B < 4ft)$$
(II.27)

(II.25)

(II.28)

$$s = \left[\frac{\delta q}{Nc}\right]$$
 Cd (pour radier)

Où:

S = tassement (en inches);

q = contrainte au sol (en tsf);

B = largeur de semelle (en ft);

$$N_c$$
 = nombre de coups corrigés ;

Cd = correction de l'incorporation.

$$= 1 - 0.25 \left(\frac{D}{B}\right)$$
(II.29)

Le facteur de correction de profondeur ou d'ancrage est le même que celui proposé par Meyerhof (1956) [41]. Les coupes doivent être corrigées selon la méthode décrite par Gibbs et Holtz (1957) [18]. De plus, on notera qu'aucune correction de la nappe phréatique n'est utilisée avec cette méthode.

Les comparaisons du tassement de semelle présentées par D'Appolonia et al. (1968) [12] concernaient du sable de dune compacté par vibration et seraient probablement considérés comme sur consolides. Cela doit être pris en compte lors de l'utilisation de cette procédure.

II.5.3.8 Peck and Bazaraa (1969) :

Une méthode similaire à celle de Terzaghi et Peck (1948, 1967) [71] a été présentée par Peck et Bazaraa (1969) [53] dans une discussion sur le document publié par D'Appolonia et al. (1968) [12]. Il semble que la méthode dérive en grande partie des travaux présentés dans la thèse de doctorat de Bazaraa (1967) [04]. La méthode suggère une nouvelle correction du nombre de coups pour tenir compte de la surcharge et augmente de 50% la capacité portante admissible obtenue par Terzaghi et Peck. La dernière modification était incorporée pour fournir des estimations moins conservatrices. En outre, des effets sur la nappe phréatique et une correction de l'intégration ont été proposés. Le tassement est calculé à partir de l'expression:

$$s = \left(\frac{16q}{3Nc}\right) CwCd \qquad (pour B<4ft.) \tag{II.30}$$

$$s = \left(\frac{8q}{Nc}\right) \left[\frac{B}{(B+1)}\right]^2 \text{CwCd} \qquad (\text{pour B} > 4\text{ft.}) \tag{II.31}$$

$$s = (\frac{8q}{Nc})$$
 CwCd (pour radier.) (II.32)

Où :

s = tassement (en inches);

q = contrainte au sol (en tsf);

 N_c = nombre de coups corrigé ;
B = largeur de semelle (en ft).

Cd = correction d'ancrage ;

$$= 1.0-0.4 \left(\frac{\gamma D}{q}\right)^{0.5}$$
(II.33)

Où :

 γ = poids total unitaire du sol ;

Cw = correction de la nappe phréatique.

$$= \frac{\sigma' v \text{ sèche}}{\sigma' v \text{ humide}}$$
Où σ'_{v} est calculé à D+B/2
(II.34)

Le facteur de correction Cw de la nappe phréatique est le rapport entre la contrainte de surcharge effective à D+B/2 du sol sec et la contrainte de surcharge effective à D+B/2 à l'emplacement de la nappe phréatique. Si la nappe phréatique est située sous la profondeur D+B/2, alors Cw = 1.0.

La valeur corrigée du nombre de coups est obtenue à partir de:

$$N_{c} = \frac{4N}{1+2p'} \quad \text{pour } p' \le \ 1.5 \text{ ksf}$$
(II.35)
$$N_{c} = \frac{4N}{3.25+0.5p'} \quad \text{pour } p' > \ 1.5 \text{ ksf}$$
(II.36)

Où:

p'= contrainte de surcharge effective (en ksf) à une profondeur d'environ D+B/2.

II.5.3.9 Webb (1969) :

Apparemment, Webb (1969) [75] a été l'un des premiers auteurs à suggérer d'utiliser une approche stratifiée pour estimer le tassement total à partir d'une semelle reposant sur du sable. Le tassement est calculé à partir de l'expression:

$$S = \sum \left(\frac{\sigma z i}{E}\right) \Delta z_i$$
 (II.37)

Où :

S = tassement (en ft);

 σ_{zi} = contrainte verticale dans la couche de sol i produite par la contrainte de fondation q (en psf);

 Δz_i = épaisseur de la couche i (en ft) ;

E = module d'élasticité du sol (en psf);

Cette méthode implique que les déformations maximales se produisent immédiatement sous la base de la fondation où les contraintes verticales sont des valeurs maximales. Ceci est contraire aux résultats d'essais sur de petites plaques (par exemple, Schmertmann et al. (1978) [61]), ainsi que de la théorie élastique qui indique des déformations maximales se produisant Bandent 0,75 B sous la base de la fondation. La valeur de Cr, i est obtenue à partir de la théorie élastique simple de Bousinesq.

Le module d'élasticité du sol à utiliser dans l'équation 2.37 est obtenu directement à partir de la matrice non corrigée.

Les résultats du SPT sont:

E = 5(N + 15)	pour les sables fins à moyens submergés.	(II.38)
E = 3.33 (N + 5)	pour les sables argileux.	(II.39)
E=4(N+12)	pour les profils moyens.	(II.40)

Ces corrélations ont été développées à partir d'observations empiriques entre les résultats SPT et les tests de chargement de plaques sur le terrain.

II.5.3.10 D'Appolonia et al. (1970) :

À la fermeture de leur article de 1968 sur l'ASCE, D'Appolonia et al (1970) [13] ont suggéré une autre méthode de prédiction du tassement basée plus ou moins sur une solution élastique. La méthode nécessite une estimation du module de compressibilité du sol, M, qui est obtenue à partir de soufflages SPT. Le tassement est calculé à partir de l'équation générale de la solution élastique, comme indiqué ci-dessous:

$$S = \frac{qBI}{M}$$
(II.41)

Où :

s = tassement (en ft);

q = contrainte au sol (en psf);

B = largeur de semelle (en ft);

I = un facteur d'influence ;

M = module de compressibilité.

II.5.3.11 Parry (1971) :

Parry (1971) [52] a proposé une méthode dont la forme est similaire à celle de D'Appolonia et autres (1970) [13] et pas à la différence des méthodes élastiques générales. Le tassement est calculé à partir de:

$$S = \alpha \left[\frac{qB}{Nm}\right] \left[CdCwCt\right]$$
(II.42)

Où:

s = tassement (en inches);

 $\alpha = une \ constante = 0,25$;

q = contrainte au sol (en tsf);

B = largeur de semelle (en ft).

 N_m = moyenne pondérée des valeurs de N non corrigées entre D et D = 2B ;

 C_d = facteur de correction d'ancrage ;

$$C_{d} = \left[\frac{1.3 * (0.75 + \frac{D}{B})}{1 + 0.25 (\frac{D}{B})}\right]$$
(II.43)

 C_w = facteur de correction de la nappe phréatique ;

$$C_{w} = 1 + \frac{Dw}{D + \frac{3B}{4}}$$
(II.44)

$$C_{w} = 1 + \frac{Dw * (2B + D - Dw)}{2B * (D + 0.75B)} \text{ pour } 0 < (Dw - D) < 2B$$
(II.45)

 C_t = épaisseur du facteur de correction de la couche de sable compressible, comme indiqué à la figure II.3

Cette méthode suppose que, dans un sol uniforme, la moitié du tassement a lieu à une profondeur de 3B / 4 en dessous du niveau des fondations et la moitié restante à une profondeur comprise entre 3B / 4 et 2B en dessous de la fondation.

La valeur de α de l'équation [2.42] est obtenu par Parry (1971) [52] en comparant les valeurs prédites colonies avec un certain nombre d'essais de roulement sur plaque et plusieurs rapports de terrain publiés sur les colonies de petites et grandes semelles, des réservoirs et des radeaux. À l'exception d'un cas de cas signalé de tassement de cheminée, le rapport entre le tassement calculé et le tassement mesuré allait de 0,8 à 2,6 en moyenne 1,2. Dans vingt des vingt-quatre cas, la fourchette était de 0,8 à 1,5, la moyenne étant de 1,1.

La valeur du décompte "représentatif", N_m , À utiliser dans l'équation. [2.42] a été recommandé comme suit :

1- Où N varie de manière constante, N_m doit être pris comme "observé », valeur à une profondeur de 3B / 4 en dessous de la fondation.

2 - Lorsque les valeurs de N ne varient pas de manière uniforme, utilisez la procédure suivante ; pour obtenir $N_{\rm m}$:

a- prendre la valeur moyenne de N entre la fondation niveau et une profondeur de 3B / 4 et multiplier par 3, donnant $3N_1$;



Figure II.3. Parry (1971) Facteur de correction pour l'épaisseur de la couche.

b- prendre la valeur moyenne de N entre 3B / 4 et 1,5B et multiplier par 2, donnant 2N2,

- c- prenons la valeur moyenne de N comprise entre 1,5B et 2B pour donner N₃.
- d- Ajouter $3N_1 + 2N_2 + N_3$ et diviser par 6 pour obtenir N_m .

II.5.3.12 Schultze et Sherif (1973) :

Sur la base des résultats d'une étude des colonies observées sur 48 sites, Schultze et Sherif (1973) [64] ont mis au point une méthode empirique pour estimer le tassement des fondations peux profondes sur du sable en utilisant les résultats du SPT. L'expression de tassement est donnée comme suit :

$$s = \frac{QFc}{N0.87 \ Cd}$$
(II.46)

Où :

$$s = tassement (en cm);$$

q = contrainte de semelle brute (supplément non soustrait) (en kg / cm²);

 F_c = facteur d'influence basé sur la forme de la semelle (en cm³ / kg) ;

N = nombre de coups non corrigé.

$$C_d = \text{correction d'ancrage} = 1 + 0.4 \left(\frac{D}{R}\right) \le 1.4$$
 (II.47)

L'exposant de 0,87 sur la valeur N dans l'équation [2.46] est basé sur une évaluation statistique de leur résultat. Le facteur d'influence, F_c , est fonction de la géométrie de la semelle ainsi que de la profondeur au-dessous du pied, D_s , en une couche incompressible.

II.5.3.13 Peck et al. (1974) :

Dans leur manuel d'ingénierie de base, Peck, Hanson et Thornburn (1974) [72] ont suggéré une modification de la méthode Terzaghi et Peck (1948, 1967) [71] en ajoutant principalement un nombre de coups facteur de correction pour le stress des morts-terrains et une correction pour les eaux souterraines situées près de la base du pied.

Les expressions pour le tassement sont :

$$s = \frac{q}{0.11 Nc Cw}; \text{ pour les semelles de taille moyenne (B> 2ft)}$$
(II.48)
$$s = \frac{q}{0.22 Nc Cw}; \text{ pour les radeaux}$$
(II.49)

Où :

s = tassement (en inches);

q = contrainte au sol (en tsf);

 $N_c = nombre \ de \ coups \ corrigé = NC_n$;

$$C_w = \text{correction de la nappe phréatique} = 0.5 + 0.5 \left(\frac{W}{D+B}\right)$$
 (II.50)

La correction des morts-terrains pour les empreintes de champ peut être obtenue à partir de l'expression :

Cn= 0,77 log
$$(\frac{20}{p\prime})$$
 (II.51)

Où :

p '= contrainte de surcharge effective (en tsf) pour le nombre de coups mesuré à D + $\frac{B}{2} \ge 0.25$ tsf

Pour des contraintes de surcharge effectives inférieures à 0,25 tsf (généralement dans la partie supérieure de 1,5 m (5 ft), la valeur C_n entre 1,5 et 2,0 peut être supposé.

II.5.3.14 Meyerhof (1974) :

Les expressions de règlement les plus récentes de Meyerhof sont des modifications ultérieures des équations données (Meyerhof 1956, 1965) [41] généralement considérées comme conservatrices.

Dans ce cas, le tassement est donné comme suit :

$$s = \frac{q * B \ 1/2}{2N} * Cd$$
 (II.52)

$$s = \frac{q * B 1/2}{N} * Cd$$
 (pour les sables très fin ou limoneux submergé) (II.53)

29

Où :

s = tassement (en inche);

q = contrainte au sol (en tsf);

B = largeur de semelle (en inches);

N = nombre de coups non corrigé ;

 $C_d = correction d'encrage;$

$$C_d = 1-0.25 \frac{D}{B}$$
. (II.54)

II.5.3.15 Arnold (1980) :

Arnold (1980) [03] a présenté une méthode d'estimation du tassement des fondations superficielles sur sables qui repose sur l'établissement de la densité relative d'un gisement de sable, à l'aide de contraintes empiriques relations pour les sables de différentes densités, prédire les déformations en dessous d'une semelle et intégrer pour donner au règlement total. La densité relative est obtenue en utilisant les résultats du SPT.

L'équation de tassement présentée par Arnold (1980) [03] peut être énoncée comme suit :

$$s = 43.06*B \sum_{Z=0}^{2B} \Delta z \left[\frac{\alpha \ln(\frac{1}{1-Iq})}{\frac{1}{1+(3.281B)m}} \right]^2$$
(II.55)

Où :

s = tassement (en mm);

B = largeur de semelle (en meters) ;

 α = un exposant ;

I = facteur d'influence de la déformation verticale ;

q = contrainte de semelle appliquée (kN / m^2) ;

Q = pression ultime hypothétique (kN / m²);

m = un exposant

 $\Delta z =$ épaisseur de couche individuelle (en mètres)

Le facteur d'influence I est lié à la profondeur sous la semelle et est pris à mi-profondeur pour chaque couche de sol dans la zone compressible, supposée égale à 2B, sous la forme :

$$I = 1-0.5 * \frac{z}{B}$$
(II.56)

Les valeurs de Q, α , et m sont liées à la densité relative du sable, D, obtenue à partir du coup de champ comme suit :

$$D_r = 25.6 + 20.37 \left[\frac{1.26(N-2.4)}{(0.0203 \times H + 1.36) - 1} \right]^{0.5}$$

Méthode d'évaluation du tassement

Où :

 D_r = densité relative (en %);

N = nombre de coups SPT de champ à mi-profondeur de la couche ;

yH = contrainte effective de surcharge, où N est déterminé (en kN / m^2);

Ensuite :

$$Q = 19.63 D_r - 263.3 (kN / m^2);$$

$$\alpha = 0.032766 - 0.0002134 D_r (metres);$$

$$m = 0.788 + 0.0025 D_r.$$
(II.59)

Pour effectuer les calculs, la zone compressible est subdivisée en couches de sol individuelles, et le tassement pour chaque couche est calculé. Le décompte total est alors obtenu en remplaçant les tassements individuels de chaque couche.

L'hypothèse de base de cette méthode est qu'à n'importe quel plan horizontal situé sous la surface du sable, la relation entre la déformation verticale et la contrainte verticale (par rapport à la contrainte appliquée à la surface) sera la même que celle immédiatement sous une semelle chargée à la surface, avec prendre en compte le stress de surcharge. Arnold (1980) a fourni une vérification de la méthode proposée avec les résultats du tassement de charge de 94 histoires de cas publiées et a constaté que dans 50% des cas le ratio du tassement estimé sur le tassement observé étaient compris entre 0,67 et 1,5, alors que dans 73% des cas, le rapport était compris entre 0,5 et 2,0.

II.5.3.16 Navfac DM7 :

Une méthode basée sur le module vertical de la réaction en dessous du niveau est présentée dans le rapport Navfac Manuel de conception DM7.2 (1982) [48] qui est vaguement basé sur les méthodes de Terzaghi et Peck (1948, 1967) [71]. Le module de réaction en dessous du niveau peut être obtenu par comptage soufflé SPT en utilisant des corrélations présentées par Terzaghi ou en utilisant des expressions suggérées par Bazaraa (1967) [04].

L'expression pour le règlement est :

$$\mathbf{s} = \left[\frac{Cq}{Kv}\right] \left[\frac{B}{B+1}\right]^2 \mathbf{C}_{\mathbf{w}}$$
(II.61)

Où :

s = tassement (en ft);

q = contrainte au sol (en tsf);

B = largeur de semelle (en ft);

 K_v = module de réaction de qualité inférieure (tsf) ;

C = coefficient basé sur la largeur de la semelle ;

$$C = 4 + \frac{20 - B}{10}; \text{ pour } 20\text{ft} \le B \le 40\text{ft}$$
(II.62)
C = 4; pour B < 20ft (II.63)

$$C=2$$
; pour B > 40ft (II.64)

C_w= facteur de correction de la nappe phréatique :

$$C_w = 2,0 - \left[\frac{W-D}{1.5 B}\right] \le 2,0$$
; pour de l'eau jusqu'à une profondeur de 1.5 B sous la fondation (II.65)

II.5.3.17 Burland et Burbidge (1985) :

Burland et Burbidge (1985) [08] ont présenté une autre méthode empirique d'utilisation des résultats du SPT pour estimer les tassements sur des sols granulaires. Cette méthode prend en compte l'intensité de la charge, la forme de la semelle et la profondeur d'influence sous la semelle. Il examine également si le dépôt est normalement consolidé ou sur consolidé et repose sur une réévaluation de près de 200 cas publiés de colonies de peuplement observées de différentes tailles.

Les tassements sont calculés à partir des expressions suivantes :

$$s = 0.14C_{s}C_{I}I_{c}\left(\frac{B}{BR}\right)^{0.7}\left(\frac{q'}{\sigma r}\right)B_{r}; \text{ pour les sols NC}$$
(II.66)

s= 0.047C_sC_II_c
$$(\frac{B}{BR})^{0.7}(\frac{q}{\sigma r})$$
 B_r; pour les sols OC et q' $\leq \sigma$ (II.67)

s= 0.14C_sC_II_c
$$(\frac{B}{BR})^{0.7} (\frac{q'-0.67\sigma'c}{\sigma r})$$
 B_r; pour les sols OC et q' $\leq \sigma$ (II.68)

Où :

s = tassement (en mm);

 $C_s =$ forme du facteur ;

 C_1 = facteur de correction de la profondeur d'influence ;

 I_c = indice de compressibilité du sol ;

B = largeur de semelle (en mètres);

 $B_r = largeur de référence = 0,3 m$;

q'= contrainte au pied nette (en kPa) ;

 σr = contrainte de référence = 100 kPa ;

 $\sigma' c$ = contrainte de pré consolidation (en kPa) ;

Le facteur de forme est calculé comme suit :

$$C_{\rm s} = \left[\frac{1.25\frac{L}{B}}{\frac{L}{B}+0.25}\right]^2$$

Où :

L = longueur de la semelle ;

B = largeur de semelle ;

Notez que pour une fondation circulaire ou carrée, le facteur de correction, C_s , est égal à 1,0 et pour semelles continues ou en bande C_s , = 1,56, lorsque L/B tend vers l'infini. Le facteur de profondeur d'influence, C_I , est obtenu à partir de :

$$C_{I} = \left(\frac{H}{ZI}\right) \left(\frac{2-IH}{ZI}\right) \le 1$$
(II.70)

Où :

H = profondeur du fond de la semelle au fond du sol compressible ; $Z_{I} = \text{profondeur d'influence sous la semelle ;}$ $Z_{I} = 1.4 \left(\frac{B}{Br}\right)^{0.75} B_{r}$ (II.71)

Si les valeurs du SPT N_{60} diminuent généralement avec la profondeur, utilisez $Z_I = 2B$.

Le facteur de correction de la profondeur d'influence, C_I est préoccupant que lorsqu'un sol meuble repose sur un sol beaucoup plus dense et la limite entre les deux couches est dans $Z_{I, \text{ sous}}$ la base de la semelle.

L'indice de compressibilité du sol, I ", est calculé à partir des comptes de soufflage SPT comme suit :

$$I_{c} = \frac{1.71}{(N60)1.4}$$
(II.72)

$$I_{c} = \frac{0.57}{N60)1.4}$$
(II.73)

N₆₀ = nombre moyen de coups ajustés ;

Les valeurs du nombre de coups entre la base de la semelle et la profondeur d'influence sont utilisées et doit être corrigé pour l'énergie uniquement pour donner N_{60} . Aucune correction de surcharge n'est appliquée. Si le sol est un sable dense très fin ou limoneux submergé avec $N_{60}> 15$, ij0 doit être ajusté à l'aide de la touche facteur de correction proposé par Terzaghi et Peck (1948) [71]. Si le sol est constitué de sable graveleux ou de gravier sableux, Burland et Burbidge (1985) [08] recommandent de multiplier N_{60} par un facteur d'ajustement de 1,25.

II.5.3.18 Schmertmann :

Schmertmann (1970) [62] a proposé une procédure d'estimation du tassement des fondations sur un sol granulaire, qui a ensuite été mise à jour par Schmertmann et al. (1978) [61]. La procédure est basée sur la théorie de l'élasticité, analyse par éléments finis, observation, observations à partir de mesures sur le terrain et études de modèles de laboratoire.

La méthode a proposé que le tassement calculé, Sc, à la surface d'un profil pour une masse granulaire, puisse être exprimé en termes de déformation verticale ε_z comme suit :

$$S_c = \int_{z=0}^{\infty} \varepsilon z \, dz$$

Le profil peut être considéré comme constitué d'une série de sous-couches homogènes avec des valeurs approximativement constantes de résistance au cône et de N, et le tassement, S_c peut être calculé comme suit :

$$\mathbf{S}_{c} = \mathbf{C}_{1}\mathbf{C}_{2}\mathbf{q}\sum_{i=1}^{n}\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{\mathbf{Z}}{\mathbf{E}_{S}}\right)_{i}\Delta\mathbf{Z}_{i}$$
(II.74)

Dans lequel :

 S_c : règlement calculé (m) ;

q : pression appliquée nette au sol (KPa) ;

Iz : facteur d'influence de déformation (obtenu à partir d'un graphique) ;

 E_s : module de Young au milieu de la i ème couche d'épaisseur Δz_i (KPa);

 Δz_i : épaisseur de la i ème couche (m) ;

C₁, C₂: facteurs de correction pour ancrage et fluage.

Un tableau (graphe) a été développé pour obtenir Iz et une corrélation a été suggérée pour obtenir Es à partir des résultats des tests CPT et / ou SPT. Schmertmann (1978) [61] a également suggéré deux facteurs de correction, $C_1 C_2$, qui tiennent compte de l'effet du soulagement de la contrainte dû à l'intégration et de l'effet de la dépendance temporelle ou du fluage, respectivement. Le graphique, les facteurs de correction et d'autres détails sont donnés par Schmertmann (1970) [62] et Schmertmann et al (1978) [61].

La méthode de Schmertmann fournit une méthode plus fiable pour estimer le tassement de fondations peu profondes sur des sols granulaires (Moorhouse, 1972) [44]. Cette méthode est également populaire, utile et plus précise que d'autres méthodes (Coduto 1994) [10]. La fiabilité

et la précision de ces trois méthodes seront examinées plus tard dans la thèse et comparées au modèle basé sur RNA.

II.6 Conclusion :

Il a été avancé qu'il existe trois facteurs principaux affectant la fondation superficielle sur des sols sans cohésion qui ont des effets plus que marginaux. Il s'agit delà largeur de la semelle, B, de la pression appliquée, q et de la compressibilité du sol, qui peuvent être reflétées par le nombre moyen de coups du test de pénétration standard (SPT).

Il a également été démontré que d'autres facteurs influant sur la colonisation, notamment la profondeur de la nappe phréatique, la dépendance temporelle, la géométrie de la semelle, le rapport profondeur / profondeur et la profondeur de semelle, D_f, sont secondaires par rapport aux trois facteurs principaux illustrés ci-dessus. Dans le chapitre suivant, nous examinerons l'utilisation des perceptrons multicouches (MLP) formés à l'algorithme de rétropropagation afin de prédire le tassement de fondations peu profondes sur des sols sans cohésion.

III. Réseaux de neurones artificiels III.1 Introduction :

Les réseaux de neurones artificiels (RNA) sont une forme d'informatique qui tente de simuler le fonctionnement du cerveau et du système nerveux humains. Bien que le concept de neurones artificiels ait été introduit pour la première fois en 1943 (McCulloch et Pitts 1943) [40], la recherche sur les applications RNA a pris de l'ampleur depuis l'introduction de l'algorithme d'entraînement par rétro-propagation pour RNA feed-forward en 1986 (Rumelhart et al, 1986 [60] ; McClelland et Rumelhart 1988 [39]). RNA ont été appliqués avec succès dans un large éventail de domaines, notamment la classification, l'estimation, la prévision et la synthèse de fonctions (Moselhi et al, 1992) [45]. En outre, les RNA ont également été utilisés avec succès pour prédire les faillites d'entreprises, la production et la reconnaissance de la parole, la reconnaissance de formes, le diagnostic et le traitement médicaux, les problèmes de contrôle (Fausett 1994) [16] et de nombreux domaines de l'ingénierie, y compris la géotechnique.

RNA apprend 'par exemple' dans lequel un ensemble mesuré réel de variables d'entrée et la sortie correspondante sont présentés pour déterminer les règles qui régissent la relation entre les variables. Par conséquent, les ANN sont bien adaptées pour modéliser des problèmes complexes où la relation entre les variables est inconnue (Hubick, 1992) [30] et lorsque l'on soupçonne une non-linéarité (Maier, 1995) [34].

Le but de ce chapitre est de détailler les caractéristiques les plus importantes associées aux RNA et en particulier les aspects abordés dans ce mémoire. Le chapitre commence par une brève description des réseaux de neurones naturels et suit par un aperçu de la structure et du fonctionnement de la RNA. La classification des différents types de RNA est présentée et enfin les principales caractéristiques du développement du modèle de RNA sont décrites et discutées.

III.2 Réseaux de neurones naturels :

La structure et le fonctionnement des réseaux de neurones naturels (RNN) ont été décrits par de nombreux auteurs comme :(Hertz et al. 1991 [25] ; Zurada 1992 [78] ; Masters 1993 [37]; Fausett 1994 [16]). Les RNN, dont le cerveau est un exemple, sont constitués de milliards de cellules nerveuses interconnectées appelées neurones. Chaque neurone reçoit les signaux de sortie combinés (informations) de nombreux autres neurones à travers des intervalles synaptiques par des voies de transmission d'entrée appelées dendrites. Les signaux transmis sont électrochimiques, c'est-à-dire qu'il s'agit d'impulsions électroniques qui transmettent aux vides synaptiques les dendrites au moyen d'un processus chimique (Fausett 1994) [16]. Par conséquent, la connexion entre les neurones est chimique et la force de cette connexion est modifiée par l'action des émetteurs chimiques et à mesure que le cerveau apprend. Les dendrites collectent les signaux entrants et les envoient au corps cellulaire ou au soma du neurone. Le soma additionne les signaux entrants et, si la charge de ces signaux est suffisamment forte, le neurone est activé et produit un signal de sortie, sinon le neurone reste inactif. Le signal de sortie est ensuite transmis aux neurones voisins par l'intermédiaire d'une structure de sortie appelée axone. L'axone d'un neurone se divise et se connecte aux dendrites des neurones voisins par le biais de jonctions appelées synapses. La manière dont les réseaux de neurones reçoivent, traitent et transmettent les signaux électrochimiques, ainsi que l'action des émetteurs chimiques, comprend le mécanisme de mémoire de base et le système de communication du cerveau humain.



Figure III.1. La cellule nerveuse et ces composantes.

III.3 Structure et fonctionnement des réseaux de neurones artificiels :

III.3.1 Neurone artificiel :

(Neurone informatique) : est un petit modèle statistique à lui tout seul, il doit accomplir deux tâches :

1- la synthèse des informations qui lui sont fournies.

2- la transformation (souvent non linéaire) de cette information en quelque chose de nouveau.

Ce fonctionnement est expliqué ci-dessous par les différents modèles neuronaux.

III.3.2 Structure et fonctionnement :

Les réseaux de neurones artificiels tentent d'imiter une partie du comportement des processus biologiques et chimiques de base des RNA. De nombreux auteurs ont décrit la structure et le fonctionnement des RNA (par exemple, Hecht-Nielsen 1990 [23] ; Maren et al. 1990 [36] ; Zurada 1992 [78] ; Fausett 1994 [16] ; Ripley 1996 [59]). En bref, les réseaux neuronaux artificiels consistent en un certain nombre de neurones artificiels, appelés « éléments de traitement » (ET), « nœuds » ou « unités », représentant les neurones dans les RNA. Les éléments de traitement dans les RNA sont généralement disposés en couches : une couche d'entrée, une couche de sortie et une ou plusieurs couches intermédiaires appelées couches cachées.

Chaque élément de traitement d'une couche spécifique est entièrement ou partiellement connecté à de nombreux autres éléments de traitement via des connexions pondérées. Le poids dans chaque connexion représente la force synaptique en RNA. Les poids scalaires déterminent la force des connexions entre les neurones. Un poids zéro fait référence à l'absence de connexion entre deux neurones et un poids négatif fait référence à une relation interdite. De nombreux autres éléments de traitement, un élément de traitement individuel reçoit ses entrées pondérées, qui sont additionnées et une unité de biais ou un seuil est ajouté ou soustrait. L'unité de polarisation est utilisée pour redimensionner l'entrée en une plage utile afin d'améliorer les propriétés de convergence du réseau de neurones. Le résultat de cette sommation combinée est transmis à une fonction de transfert afin de produire la sortie de l'élément de traitement.

$I_j = \sum w_{ji} x_i + \Theta_j$;	addition	(III.1)
$y_j = f(I_j);$	transfer	(III.2)

Où :

 I_j : le niveau d'activation du nœud j;

 w_{ji} : le poids de connexion entre les nœuds *i* et *j*;

$$x_i$$
: l'entrée du nœud *i*, *i* = 0,1,, n;

 Θ_j : le seuil pour le nœud j ;

 y_j : la sortie du nœud j; et

 $f(I_j)$: la fonction de transfert.

La propagation de l'information dans les RNA commence au moment où les données de la couche d'entrée sont présentées. Les entrées sont pondérées et reçues par chaque nœud de la couche suivante. Les entrées pondérées sont ensuite additionnées et passées à travers une fonction de transfert pour produire la sortie nodale, qui est pondérée et passée aux éléments de traitement de la couche suivante. Le réseau ajuste ses pondérations lors de la présentation d'un ensemble de données d'apprentissage et utilise une règle d'apprentissage jusqu'à ce qu'il puisse trouver un ensemble de pondérations produisant le mappage entrée-sortie présentant la plus petite erreur possible. Le processus ci-dessus est appelé "apprentissage" ou "formation.

III.4 Types de modèles de neurones :

III.4.1 Modèle d'un neurone à entrer simple :

Le scalaire d'entrée p est multiplié par le scalaire poids w pour former wp, un des termes de la somme. L'autre entrée, 1, est multipliée par le biais b, puis introduite dans la somme. La somme de sortie n, souvent dénommée entrée du réseau, passe dans la fonction de transfert f qui produit le scalaire de sortie à voir figure III.2.



Figure III.2. Neurone à simple entrée

Le neurone de sortie est calculé par l'équation :

$$a=f(wp+b)$$
(III.3)

Si par exemple

$$\begin{cases} w=3\\ p=2 => a=f (3*2-1.5) = f (4.5) \\ b=-1.5 \end{cases}$$
 (III.4)

La sortie dépend de la fonction de transfert choisie. Le biais est quasi similaire au poids sauf qu'il possède une valeur d'entrée constante égale à 1. Il peut cependant être omis selon les conditions choisies par l'utilisateur.

A noter que w et b sont des paramètres scalaires ajustables du neurone. Typiquement, la fonction de transfert f est choisie par l'utilisateur et les paramètres w et b sont, ajustés par des lois d'apprentissage de façon à adapter le neurone entrée/sortie à un but spécifique.

III.4.2 Neurone à entrées multiples :

Typiquement, un neurone possède plus d'une entrée, comme le montre la figure ci-dessous.



Figure III.3. Neurone à entrées multiples

Les entrées individuelles P_1 , P_2 ,..., Pr sont pondérées par les éléments $W_{1,1}$, $W_{1,2}$,..., $W_{1,R}$ de la matrice W.

Le neurone possède un biais b, sommé avec les entrées pondérées pour former l'entrée n du réseau.

$$n = W_{1, 1*}P_1 + W_{1,2*}P_2 + \dots + W_{1,R}*P_R + b$$
(III.5)

L'équation (III.5) peut être formulée sous forme matricielle :

III.5 Les fonctions de transfert :

Les fonctions de transfert peuvent prendre diverses formes. La fonction logistique sigmoïde et la fonction de transfert de la tangente hyperbolique sont les fonctions les plus courantes dans les réseaux de neurones (Fausett, 1994) [14].

La fonction logistique sigmoïde est généralement utilisée lorsque la plage de valeurs de sortie souhaitée est comprise entre 0 et 1.



Figure III.4. La fonction logistique sigomoid (Maier 1995)

Tandis que la fonction de tangente hyperbolique est souvent utilisée lorsque la plage de valeurs de sortie souhaitée est comprise entre -1 et 1.



Figure III.5. La fonction de tangente hyperbolique (Maier 1995)

Les fonctions de transfert logistique sigmoïde et tangente hyperbolique sont illustrées aux figures III.4 et III.5 ci-dessus

Généralement, la même fonction de transfert est utilisée pour tous les éléments précurseurs d'une couche particulière. L'effet de l'utilisation de la fonction logistique sigmoïde vs fonction tangente hyperbolique dans les couches cachée et sortie sur la performance des modèles des ARN sera étudié au chapitre 4.

III.6 Les perceptrons :

De manière générale, un neurone, même avec de nombreuses entrées, n'est pas suffisant. Il lui faut plusieurs opérant en parallèle. Ce type de RNA est appelé un perceptron. Ce dernier peut avoir une seule couche comme indiqué à la figure (III.6) ou plusieurs couches. Dans ce cas, il sera appelé réseaux de neurones multicouches, autrement dit perceptrons multicouches.



Figure III.6. Couche de S neurones

Les réseaux multicouches sont plus puissants que les réseaux à simple couche. Par exemple, un réseau à 2 couches avec une couche 1 sigmoïde et une couche 2 linéaire peut être éduqué pour approximer convenablement la plupart des fonctions. Un réseau à simple couche ne le peut pas.

Dans la pratique, la plupart des réseaux ne possèdent que 2 ou 3 couches.

Une fois créé, le réseau de neurones est utilisé selon le protocole suivant :

- Initialisation des poids et des biais.
- Apprentissage avec une base de données connue.
- Simulation avec des nouvelles données.

III.6.1 Différents types de perceptrons :

On peut classer les réseaux de neurones artificiels (RNA) type perceptron en deux grandes catégories :

-Réseaux Feed-Forward

-Réseaux Feed-Back

III.6.1.1 Les réseaux "feed-forward " :

Appelés aussi "réseaux de type Perceptron", ce sont des réseaux dans lesquels l'information se propage de couche en couche sans retour en arrière possible.



Figure III.7. Réseaux de type Perceptron

a. Perceptron monocouche :

Historiquement le premier RNA, c'est le Perceptron de Rosenblatt. C'est un réseau simple, puisqu'il ne se compose que d'une couche d'entrée et d'une couche de sortie. Il est calqué, à la base, sur le système visuel et de ce fait a été conçu dans un but premier de reconnaissance des formes. Cependant, il peut aussi être utilisé pour faire de la classification et pour résoudre des

opérations logiques simples (telle "ET" ou « OÙ »). Sa principale limite est qu'il ne peut résoudre que des problèmes linéairement séparables. Il suit généralement un apprentissage supervisé selon la règle de correction de l'erreur (ou selon la règle de Hebb)



Figure III.8. Perceptron monocouche

b. Perceptron multicouches (P.M.C) :

C'est une extension du précédent, avec une ou plusieurs couches cachées entre l'entrée et la sortie. Chaque neurone dans une couche est connecté à tous les neurones de la couche précédente et de la couche suivante (excepté pour les couches d'entrée et de sortie) et il n'y a pas de connexions entre les cellules d'une même couche. Les fonctions d'activation utilisées dans ce type de réseaux sont principalement les fonctions à seuil ou sigmoïdes. Il peut résoudre des problèmes non-linéairement séparables et des problèmes logiques plus compliqués, et notamment le fameux problème du XOR. Il suit aussi un apprentissage supervisé selon la règle de correction de l'erreur.



Figure III.9. Perceptron Multicouches

c. Les réseaux à fonction radiale :

Ce sont les réseaux que l'on nomme aussi RBF ("Radial Basic Functions"). L'architecture est la même que pour les PMC cependant, les fonctions de base utilisées ici sont des fonctions Gaussiennes. Les RBF seront donc employés dans les mêmes types de problèmes que les PMC à savoir, en classification et en approximation de fonctions, particulièrement. L'apprentissage le plus utilisé pour les RBF est le mode hybride et les règles sont soit, la règle de correction de l'erreur soit, la règle d'apprentissage par compétition.

III.6.1.2 Les réseaux" Feed -Back" :

Appelés aussi "réseaux récurrents", ce sont des réseaux dans lesquels il y à retour en arrière de l'information.



Figure III.10. Réseaux récurrents.

a. Cartes auto-organisatrices de Kohonen :

Ce sont des réseaux à apprentissage non-supervisé qui établissent une carte discrète, ordonnée typologiquement, en fonction de patterns d'entrée. Le réseau forme ainsi une sorte de treillis dont chaque nœud est un neurone associé à un vecteur de poids. La correspondance entre chaque vecteur de poids est calculée pour chaque entrée. Par la suite, le vecteur de poids ayant la meilleure corrélation, ainsi que certains de ses voisins, vont être modifiés afin d'augmenter encore cette corrélation.

b. Réseaux de Hopfield :

Les réseaux de Hopfield sont des réseaux récurrents et entièrement connectés. Dans ce type de réseau, chaque neurone est connecté à chaque autre neurone et il n'y a aucune différenciation entre les neurones d'entrée et de sortie. Ils fonctionnent comme une mémoire associative non-linéaire et sont capables de trouver un objet stocké en fonction de représentations partielles ou

bruitées. L'application principale des réseaux de Hopfield est l'entrepôt de connaissances mais aussi la résolution de problèmes d'optimisation. Le mode d'apprentissage utilisé ici est le mode non supervisé.

c. ART:

Les réseaux ART ("Adaptative Résonnance Théorie") sont des réseaux à apprentissage par compétition. Le problème majeur qui se pose dans ce type de réseaux est le dilemme « stabilité/plasticité ». En effet, dans un apprentissage par compétition, rien ne garantit que les catégories formées aillent rester stables. La seule possibilité, pour assurer la stabilité, serait que le coefficient d'apprentissage tende vers zéro, mais le réseau perdrait alors sa plasticité. Les ART ont été conçus spécifiquement pour contourner ce problème. Dans ce genre de réseau, les vecteurs de poids ne seront adaptés que si l'entrée fournie est suffisamment proche, d'un prototype déjà connu par le réseau. On parlera alors de résonnance. A l'inverse, si l'entrée s'éloigne trop des prototypes existants, une nouvelle catégorie va alors se carreautier, avec pour prototype, l'entrée qui a engendrée sa création. Il est à noter qu'il existe deux principaux types de réseaux ART : les ART-1 pour des entrées binaires et les ART-2 pour des entrées continues. Le mode d'apprentissage des ART peut être supervisé ou non.

III.7 Apprentissage (formation) des réseaux de neurones :

L'apprentissage ou l'entraînement est le processus d'ajustement du poids en fonction d'une règle d'apprentissage et de la présentation des données d'entraînement. L'apprentissage en RNA est généralement divisé en apprentissage supervisé et non supervisé (Masters 1993).[37]

III.7.1 L'apprentissage supervisé :

Le réseau est présenté avec un ensemble historique d'entrées de modèle et de sortie (souhaitée) correspondante. La sortie réelle du réseau est comparée à la sortie souhaitée et une erreur est calculée. L'erreur est utilisée pour ajuster les poids de connexion entre les entrées et les sorties du modèle afin de réduire l'erreur entre les sorties d'historique et celles prédites par l'ARN. Le nombre d'échantillons d'apprentissage présentés entre les mises à jour de poids s'appelle une époque.

Le réseau peut choisir d'être mis à jour après : chaque enregistrement de formation est présenté ; l'ensemble des données d'apprentissage est présenté ou un certain nombre d'échantillons d'apprentissage est présenté.

III.7.2 L'apprentissage non supervisé :

Le réseau est uniquement présenté avec les stimuli d'entrée et il n'y a pas de sortie souhaitée. Le réseau lui-même ajuste les poids de la connexion en fonction des valeurs d'entrée. L'idée de la formation dans les réseaux non supervisés est de regrouper les enregistrements d'entrée en classes de fonctionnalités similaires. L'apprentissage non supervisé est similaire à la façon dont l'apprentissage se déroule dans les RNA du cerveau humain.

III.7.3 Algorithme d'apprentissage :

L'algorithme d'apprentissage est la méthode mathématique qui va modifier les poids de connexions afin de converger vers une solution qui permettra au réseau d'accomplir la tâche désirée. L'apprentissage est une méthode d'identification paramétrique qui permet d'optimiser les valeurs des poids du réseau.

Plusieurs algorithmes itératifs peuvent être mis en œuvre, parmi lesquels on note : L'algorithme de rétro-propagation, la Méthode Quasi-Newton, Algorithme de BFGS, etc....Dans ce qui suit, nous allons aborder que celui que nous avons utilisé dans ce mémoire : Algorithme de rétro-propagation.

III.7.4 Algorithme de rétro-propagation (ARP) :

L'algorithme de « rétro propagation » (ARP) ou de propagation arrière « back propagation » est l'exemple d'apprentissage supervisé le plus utilisé à cause de l'écho médiatique de certaines applications spectaculaires telles que la démonstration de Sejnowski et Rosenberg (1987) [65] dans laquelle l'ARP est utilisé dans un système qui apprend à lire un texte. Un autre succès fut la prédiction des cours du marché boursier Refenes et al, (1994) [58], Lee et al. (1996) [31] et plus récemment la détection de la fraude dans les opérations par cartes de crédit Dorronsoro et al (1997) [14].

La technique de rétropropagation du gradient (Back-propagation en anglais) est une méthode qui permet de calculer le gradient de l'erreur pour chaque neurone du réseau, de la dernière couche vers la première. L'historique des publications montre que l'ARP a été découvert indépendamment par différents auteurs mais sous différentes appellations Grossberg (1998) [21]. Le principe de la rétropropagation peut être décrit en trois étapes fondamentales : acheminement de l'information à travers le réseau ; rétropropagation des sensibilités et calcul du gradient ; ajustement des paramètres par la règle du gradient approximé. Il est important de noter que l'ARP souffre des limitations inhérentes à la technique du gradient à cause du risque d'être piégé dans un minimum local. Il suffit que les gradients ou leurs dérivées soient nuls pour que le réseau se retrouve bloqué dans un minimum local. Ajoutons à cela la lenteur de convergence surtout lorsqu'on traite des réseaux de grande taille (c'est à dire pour lesquels le nombre de poids de connexion à déterminer est important).

III.8 Critères d'arrêt :

Les critères d'arrêt servent à décider quand arrêter le processus de formation. Ils déterminent si le modèle a été formé de manière optimale ou sous-optimale. De nombreuses approches peuvent être utilisées pour déterminer quand arrêter l'entraînement. La formation peut être interrompue : après la présentation d'un nombre déterminé de dossiers de formation ; lorsque l'erreur d'apprentissage atteint une valeur suffisamment petite ; ou lorsque l'erreur d'entraînement n'a pas ou peu changé. L'ensemble de formation est utilisé pour ajuster le poids de la connexion. L'ensemble de tests mesure la capacité du modèle à généraliser, et les performances du modèle utilisant cet ensemble sont vérifiées à plusieurs étapes du processus de

formation et la formation est arrêtée lorsque l'erreur de l'ensemble de tests commence à augmenter. L'ensemble de tests sert également à déterminer le nombre optimal de nœuds de couche masqués et les valeurs optimales des paramètres internes (vitesse d'apprentissage, durée du moment et poids initial).

III.9 Optimisation du modèle (formation) :

Le processus d'optimisation des poids de connexion est connu sous le nom de « formation » ou « apprentissage ».

C'est l'équivalent de la phase d'estimation des paramètres dans les modèles statistiques conventionnels.

L'objectif est de trouver une solution globale à ce qui est typiquement un problème d'optimisation hautement non linéaire (White 1989) [76]. La méthode la plus couramment utilisée pour trouver la combinaison de poids optimale des réseaux de neurones à rétroaction est l'algorithme de rétro-propagation (Rumelhart et al.1986) [60] basé sur la descente de gradient du premier ordre. L'utilisation de méthodes d'optimisation globales, telles que le recuit simulé et les algorithmes génétiques, a également été proposée (Hassoun, 1995) [22]. L'avantage de ces méthodes est qu'elles ont la capacité d'échapper aux minima locaux dans la surface d'erreur et, ainsi, de produire des solutions optimales ou quasi optimales. Cependant, ils ont aussi un taux de convergence lent. En fin de compte, les critères de performance du modèle, qui sont spécifiques à un problème, dicteront quel algorithme de formation est le plus approprié. Si la vitesse d'apprentissage n'est pas une préoccupation majeure, il n'y a aucune raison pour que l'algorithme de rétro-propagation sera utilisé avec succès (Breiman 1994) [05]. En conséquence, l'algorithme de rétro-propagation sera utilisé pour optimiser les poids de connexion des modèles MLP développés dans le chapitre 4.

III.10 Validation du modèle :

Une fois que la phase de formation du modèle a été accomplie avec succès, la performance du modèle formé doit être validée. Le but de la phase de validation du modèle est de s'assurer que le modèle a la capacité de se généraliser de manière robuste dans les limites définies par les données d'apprentissage, plutôt que de simplement avoir mémorisé les relations entrée-sortie contenues dans les données d'apprentissage. Pour ce faire, l'approche généralement adoptée dans la littérature consiste à tester les performances des ARN formés sur un ensemble de validation indépendant, qui n'a pas été utilisé dans le cadre du processus de construction du modèle. Si ces performances sont adéquates, le modèle est réputé pouvoir généraliser et est considéré comme robuste. Dans cette thèse, une approche supplémentaire pour tester la capacité de généralisation et la robustesse des modèles d'ARN sera proposée. L'approche proposée est suggérée pour mettre en œuvre l'approche habituellement utilisée dans la littérature et sera présentée au chapitre 4.

Le coefficient de corrélation, r, l'erreur quadratique moyenne, RMSE, et l'erreur absolue moyenne, MAE, sont les principaux critères souvent utilisés pour évaluer les performances de prédiction des modèles d'ARN. Le coefficient de corrélation est une mesure utilisée pour déterminer la corrélation relative et la qualité de l'ajustement entre les données prédites et les données observées et peut être calculé comme suit :

III.11 Conclusion :

Dans ce chapitre, on a présenté les réseaux de neurones artificiels. Cette méthode est une forme d'intelligence artificielle qui, par son architecture, tente de simuler la structure biologique du cerveau et du système nerveux humains. Il ressort clairement de ce chapitre que la philosophie de modélisation par RNA pour la prévision et la classification est similaire à celle utilisée dans les modèles statistiques plus classiques. Dans les deux cas, l'objectif du modèle est de saisir la relation entre un ensemble d'entrées du modèle et la sortie correspondante. Pour y parvenir, il a été démontré que les RNA ne s'appuient que sur les données pour déterminer la structure et les paramètres du modèle. Il a également été démontré que le développement de modèles des réseaux de neurones artificiels doit prendre en compte plusieurs facteurs, dont la détermination d'une entrée de modèle adéquate, la division et le prétraitement des données, le choix d'une architecture de réseau appropriée, la sélection soignée de certains paramètres internes, les critères d'arrêt et validation du modèle. Le succès relatif des RNA dans le domaine de la géotechnique nous a incités à utiliser cette dernière pour prédire le tassement d'une fondation superficielle à partir d'une large base de données réelle collectée à partir d'articles. L'application sera examinée dans le chapitre suivant.

IV. Prédiction du tassement d'une fondation superficielle par RNA IV.1 Introduction :

Au fil des ans, de nombreuses méthodes ont été développées pour prédire le tassement de fondations superficielles sur des sols sans cohésion, comme indiqué au chapitre 3. Cependant, des méthodes permettant de réaliser de telles prédictions avec le degré requis de précision et de cohérence doivent encore être développées. Une prévision précise du tassement est essentielle car le tassement, plutôt que la capacité portante, contrôle généralement la conception de la fondation. L'objectif principal de ce mémoire est d'appliquer une des méthodes d'intelligence artificielle qui es les réseaux de neurones artificiels (RNA) pour tenter d'obtenir une prédiction de tassement plus précise. Pour ce faire, une vaste base de données sur le tassement réel mesuré est utilisée pour développer et vérifier les modèles de RNA. Étant donné que la prédiction du tassement de fondations superficielles sur des sols sans cohésion ne fait appel à aucun composant de paramètre lié au temps, on a utilisé des perceptrons multicouches à feed-forward (PMC). Les PMC feed-forward formés de l'algorithme de rétro-propagation sont le type de réseau neuronal le plus utilisé (Maren et al.1990) [36], car ils ont une grande capacité de mappage de données (Hecht-Nielsen1990).[23] Les PMC formés à l'algorithme de rétro-propagation ont été appliqués avec succès à de nombreux problèmes d'ingénierie géotechnique (par exemple, Goh 1994a,[19], b [20]; Najjar et Basheer 1996a,[46]; b[47]), et font donc partie de ce travail.

IV.1.1 Les objectifs de ce mémoire sont les suivants :

- 1- Étudier la faisabilité de la technique RNA pour prédire le tassement de fondations superficielles sur des sols sans cohésion ;
- 2- Introduisez une méthode de validation de modèle qui teste la robustesse de la capacité prédictive des modèles RNA ;
- Étudiez l'effet des paramètres internes de RNA sur les performances des modèles RNA;
- 4- Fournissez une équation pratique pour la prédiction de tassement de fondations superficielles sur des sols sans cohésion à partir du modèle RNA développé, pour une utilisation courante en pratique ;
- 5- Comparaison les résultats obtenus dans ce mémoire avec ceux obtenus dans une thèse de doctorat (shahin, M.A. (2003) [66]).

IV.2 Collecte des données :

Les données utilisées pour calibrer et valider les modèles de réseaux de neurones sont extraites de la littérature et comprennent des mesures sur le terrain du tassement de fondations superficielles ainsi que les paramètres qui influent sur le tassement. D'après des informations correspondantes concernant les semelles et le sol. Les données couvrent un large éventail de dimensions de semelles et de types et propriétés de sol sans cohésion. La base de données comprend un total de 189 cas individuels publiés dans des articles. Mais dans notre travail et après traitement des données, nous avons seulement utilisé 120. Les articles d'où nous avons pris la base de données sont les suivants : 61 cas Burland et Burbidge (1985), 18 cas Burbidge (1982), 5 cas Bazaraa (1967) et 30 cas Wahls (1997) ont été signalés. Briaud et Gibbens

Nombre de cas	Largeur de la semelle (m)	Longueur de la semelle (m)	La charge Appliqué (q) (Kpa)	Nombre de coups (SPT)	Densité de sole	Tassement S (mm)	Référence
1	4,4	24	93	10	Lâche	8	Burland et burbidge(1985)
2	2,6	22	147	10	Lâche	12	Burland et burbidge(1985)
3	19	19	80	15	Lâche	52	Burland et burbidge(1985)
4	22,4	84	64	6	Très lâche à lâcher	70	Burland et burbidge(1985)
5	22,4	84	75	6	Très lâche à lâcher	92	Burland et burbidge(1985)
6	25	25	70	6	Très lâche à lâcher	121	Burland et burbidge(1985)
7	25	25	86	6	Très lâche à lâcher	120	Burland et burbidge(1985)
8	25	25	63	6	Très lâche à lâcher	84	Burbidge(1982)
9	25	25	76	6	Très lâche à lâcher	85	Burbidge(1982)
10	3	4,8	231	20	Dense à moyen	8.1	Burbidge(1982)
11	3,4	5,4	247	20	Dense à moyen	12.2	Burbidge(1982)
12	3,7	5,9	139	20	Dense à moyen	7,4	Burbidge(1982)
13	3,7	5,9	225	20	Dense à moyen	7,4	Burbidge(1982)
14	3,7	5,9	252	20	Dense à moyen	16,5	Burbidge(1982)
15	3,7	5,9	279	20	Dense à moyen	8,6	Burbidge(1982)
16	3,7	5,9	290	20	Dense à moyen	11,2	Burbidge(1982)
17	4	6,4	97	20	Dense à moyen	6,1	Burland et burbidge(1985)
18	4	6,4	145	20	Dense à moyen	7,4	Burland et burbidge(1985)
19	4	6,4	225	20	Dense à moyen	9,1	Burland et burbidge(1985)
20	4,3	6,9	102	20	Dense à moyen	7,1	Burland et burbidge(1985)
21	4,3	6,9	134	20	Dense à moyen	10,2	Burland et burbidge(1985)
22	4,3	6,9	139	20	Dense à moyen	7,1	Burland et burbidge(1985)
23	4,3	6,9	145	20	Dense à moyen	11	Burland et burbidge(1985)
24	4,3	6,9	150	20	Dense à moyen	6,8	Burland et burbidge(1985)
25	4,3	6,9	161	20	Dense à moyen	5	Burland et burbidge(1985)
26	4,3	6,9	177	20	Dense à moyen	8,1	Burland et burbidge(1985)
27	4,6	7,4	113	20	Dense à moyen	5,1	Burland et burbidge(1985)
28	4,6	7,4	166	20	Dense à moyen	8,1	Burland et burbidge(1985)
29	4,9	7,8	97	20	Dense à moyen	4,3	Burland et burbidge(1985)
30	4,9	7,8	102	20	Dense à moyen	6,9	Burland et burbidge(1985)
31	4,9	7,8	107	20	Dense à moyen	3,6	Burland et burbidge(1985)
32	4,9	7,8	113	20	Dense à moyen	8,9	Burland et burbidge(1985)
33	4,9	7,8	123	20	Dense à moyen	6,6	Burland et burbidge(1985)
34	4,9	7,8	182	20	Dense à moyen	13,8	Burland et burbidge(1985)
35	4,9	7,8	188	20	Dense à moyen	15	Burland et burbidge(1985)
36	4,9	7,8	199	20	Dense à moyen	11,7	Burland et burbidge(1985)
37	5,5	8,8	139	20	Dense à moyen	9,4	Burland et burbidge(1985)
38	6,1	9,8	161	20	Dense à moyen	10,2	Burland et burbidge(1985)
39	6,4	10,2	150	20	Dense à moyen	14,5 Burland et burbidge(1985)	

(1999), 4 autres cas, 1cas de Picornell et Del Monte (1988), et 1 cas de Maugeri et al. (1998). Les détails complets de la base de données sont donnés dans le tableau suivant :

40	6,7	10,7	113	21	Dense à moyen	5	Burland et burbidge(1985)
41	7	11,2	177	22	Dense à moyen	8,3	Burland et burbidge(1985)
42	3,5	3,5	25	12	En vrac	3	Burland et burbidge(1985)
43	22	75	82	21	Moyennement dense	7,7	Burland et burbidge(1985)
44	11	33,4	120	24	Moyennement dense	19,6	Burbidge (1982)
45	5,2	5,2	134	22	Moyennement dense	14,7	Burbidge (1982)
46	4,3	4,3	134	20	Moyennement dense	15,4	Burbidge (1982)
47	4,1	4,1	125	20	Moyennement dense	17,8	Burbidge (1982)
48	3,7	3,7	135	20	Moyennement dense	10,1	Burbidge (1982)
49	3,4	3,4	129	20	Moyennement dense	11,5	Burbidge (1982)
50	1,5	1,5	150	35	Dense	2,1	Burland et burbidge(1985)
51	1,5	1,5	150	50	Très dense	1	Burland et burbidge(1985)
52	1,2	1,2	150	25	Dense	1,3	Burland et burbidge(1985)
53	1,2	1,2	150	45	Très dense	0,6	Burland et burbidge(1985)
54	13	31,5	193	18	Moyennement dense	22	Burland et burbidge(1985)
55	13	27,4	193	18	Moyennement dense	23,5	Burland et burbidge(1985)
56	13	22,5	193,8	18	Moyennement dense	18,8	Burland et burbidge(1985)
57	17,2	34,3	34	17	Moyennement dense	3,6	Burbidge (1982)
58	1,2	1,2	215	29	Moyennement dense	2,5	Burland et burbidge(1985)
59	1,2	1,2	215	26	Dense	1,5	Burland et burbidge(1985)
60	1,2	1,2	215	18	Moyennement dense	8,6	Burland et burbidge(1985)
61	4	7	512	37	Dense	12,8	Burland et burbidge(1985)
62	1,4	1,4	300	50	Très dense	1,5	Burland et burbidge(1985)
63	0,9	0,9	300	30	Dense 4 Burland et burbidge(Burland et burbidge(1985)
64	0,9	0,9	300	20	Moyennement dense	6,7	Burland et burbidge(1985)
65	0,9	0,9	300	20	Moyennement dense	2,7	Burland et burbidge(1985)
66	1,1	1,1	78	13	En vrac	2	Burland et burbidge(1985)
67	1,6	12,6	250	25	Dense	9,3	Burland et burbidge(1985)
68	1,2	12,7	250	25	Moyennement dense	10	Burland et burbidge(1985)
69	1	1	294	40	Moyennement dense	5	Burland et burbidge(1985)
70	1	1	220	34	Dense	3,6	Burland et burbidge(1985)
71	1	1	564	45	Très dense	4,4	Burland et burbidge(1985)
72	1	1	339	45	Moyennement dense	6	Burland et burbidge(1985)
73	1	1	284	45	Moyennement dense	4,7	Burland et burbidge(1985)
74	12,2	12,2	181	53	Très dense	9,6	Burbigde (1982)
75	14,5	14,5	253,5	26	Moyennement dense	18	Burland et burbidge(1985)
76	15	26	136	55	Très dense	16,2	Burbidge (1982)
77	30,2	30,8	386	18	Moyennement dense	91,6	Burland et burbidge(1985)
78	6	6	190	7	Très lâche	74	Burland et burbidge(1985)
79	20	20	145	7	Lâche	120	Burland et burbidge(1985)
80	14	22,6	18,32	15	/	4,2	Maugeri et all (1998)
81	1,5	1,5	666	18	Moyennement dense	25	Briaud et Gibbens (1999)
82	2,5	2,5	576	18	Moyennement dense	25	Briaud et Gibbens (1999)
83	3	3	500	18	Moyennement dense	25	Briaud et Gibbens (1999)
84	3	3	500	18	Moyennement dense	25	Briaud et Gibbens (1999)

85	15	20	148	20	Lâche a moyen	40	Picornell et del monte (1988)
86	5,2	19,4	153,2	44	/	8,9	Wahls (1997)
87	5,2	19,4	127,8	58	/	17	Wahls (1997)
88	4,6	16	111,1	43	/	23,9	Wahls (1997)
89	5,1	16	116,8	19	/	19,3	Wahls (1997)
90	3,8	12,5	90	12	/	15,5	Wahls (1997)
91	3,4	22,7	81,4	34	/	10,7	Wahls (1997)
92	5,6	24,1	112	22	/	15,5	Wahls (1997)
93	6,4	6,4	100,5	18	/	7,1	Wahls (1997)
94	6,4	9,3	71,8	18	/	6,6	Wahls (1997)
95	4,9	8,2	112	20	/	7,4	Wahls (1997)
96	4,9	5,6	118,7	22	/	6,4	Wahls (1997)
97	2,5	13,1	158	21	/	11,7	Wahls (1997)
98	5,1	23,4	114,9	42	/	5,8	Wahls (1997)
99	4,6	23,2	112	24	/	11,2	Wahls (1997)
100	4,6	20,5	85,7	39	/	21,1	Wahls (1997)
101	8,5	8,5	102,5	24	/	16,3	Wahls (1997)
102	6,1	30,7	144,1	23	/	11,7	Wahls (1997)
103	6,1	30,7	155,6	38	/	16,8	Wahls (1997)
104	6,6	13,5	168,1	39	/	15,5	Wahls (1997)
105	4,9	13,6	161,4	49	/	7,1	Wahls (1997)
106	5	8,5	181,9	24	/	11,9	Wahls (1997)
107	3,3	14,5	98,6	7	/	37,1	Wahls (1997)
108	3	10	230,8	50	/	21,1	Wahls (1997)
109	5,8	24	72,8	17	/	11,9	Wahls (1997)
110	2,6	21	196,3	9	/	33	Wahls (1997)
111	4	7	507,5	32	/	11,9	Wahls (1997)
112	6	16	158	42	/	7,9	Wahls (1997)
113	6	16	214,5	42	/	4,1	Wahls (1997)
114	7	36	131,2	42	/	11,9	Wahls (1997)
115	5,2	28	95,8	42	/	9,9	Wahls (1997)
116	9	72	115	11	Moyennement dense	25	Bazaraa (1967)
117	2,4	3,9	190	22	Moyennement dense	8,5	Bazaraa (1967)
118	16,2	25,2	154	16	/	15	Bazaraa (1967)
119	2,25	2,4	400	8	/	43	Bazaraa (1967)
120	25,5	25,5	175	21	/	25	Bazaraa (1967)

IV.3 Développement du modèle neuronal artificiel :

Comme indiqué dans le chapitre 2, le tassement des fondations superficielles implantées dans les sols sans cohésion dépend de cinq paramètres (Burland and Burbidge (1985) [08]. Les paramètres représentent les dimensions de la fondation, les caractéristiques du sol support et la charge appliquée. Ces paramètres sont : la largeur B, la longueur L, la charge appliquée q, la profondeur de l'encastrement et enfin le nombre de coup N de l'essai in-situ SPT.

Dans ce mémoire, nous avons seulement utilisé trois paramètres (la dimension de semelle (B/L), Nombre de coup (N) et la charge appliquée (q)). Ce choix a été opté pour plusieurs raison. 1^{ère} : La plupart des méthodes qui se base sur l'essai in-situ SPT utilisent ces trois paramètres.

2^{ème} : L'encastrement peut dans plusieurs profils du sol où ce dernier est intercalé par des couches médiocres influe inversement sur le tassement et également on s'intéresse aux fondations superficielles.

3^{ème} : Comme nous avons mentionné ci-dessus, parmi les objectifs de ce mémoire est la comparaison des résultats obtenus dans notre mémoire avec ceux obtenus dans une thèse de doctorat où l'auteur a utilisé la même base de données, mais la méthode RNA n'as pas donné des résultats satisfaisants. C'est pourquoi, nous avons pris seulement trois paramètres au lieu de cinq comme dans la thèse.

IV.3.1 Procédure suivie dans ce mémoire pour le développement du modèle neuronal :

Le développement du modèle neuronal passe par l'apprentissage du réseau en lui montrant des données (entrées et sorties). À partir de cet apprentissage et ces données, le réseau tente de trouver la matrice des poids optimale qui puisse prédire avec une grande précision toutes les valeurs du tassement. Pour ce faire, la base de données indiquée dans le tableau Tableau.IV.1 a été divisée en deux ensembles. 70% pour l'apprentissage et 30% pour la validation du modèle.

Jusqu'à présent, il n'y pas une méthode qui indique comment choisir le nombre de couches cachées ainsi que le nombre de neurones dans chaque couche. C'est pourquoi, la méthode utilisée est essai et erreur. C'est-à-dire, on suppose un nombre de couche cachée et un nombre de neurones puis on calcule des critères de performances (RMSE, MAE et R²) donnés par les équations (IV.1), (IV.2) et (IV.3). Si ces derniers sont très satisfaisants, cela indique que l'architecture choisie est performante. Sinon, on varie le nombre de couche cachée et le nombre de neurones jusqu'à ce que le modèle escompté soit atteint.

$$R^{2} = 1 - \left[\frac{\sum_{1}^{n} (y_{prédite(i)} - x_{cible(i)})^{2}}{\left(\sum_{1}^{n} y_{cible(i)} - moy(y_{cible(i)})^{2}\right]}$$

$$MAE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} |y_{prédite} - y_{cible}|$$
(IV.2)

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{1}^{n} (y_{prédite} - y_{cible})^2}$$
(IV.3)

* L'organigramme donné ci-dessous a été suivi dans ce travail :



Figure VI.1. Organigramme de la conception d'un réseau de neurones artificiels

Où :

n : Nombre des variables,

 $y_{prédite(i)}$: La valeur prédite de la déflexion,

 $y_{cible(i)}$: La valeur cible de la déflexion i.

IV.4 Paramètres du réseau de neurones artificiels :

Comme nous avons mentionné ci-dessus, lors du développement du modèle neuronal, nous avons suivi la méthode essai et erreur. Chaque réseau de neurones a des paramètres qu'il faut mentionner afin qu il fonctionne correctement.

a- Entrées et sorties du modèle :

Dans notre travail trois facteurs ont l'impact le plus significatif sur le tassement des fondations superficielles sur des sols sans cohésion. Ils sont donc utilisés comme entrées du modèle RNA. Il s'agit du nombre de coup (SPT), la charge (q) et le rapport de la largeur par la longueur de la fondation (B/L). La sortie du modèle est le tassement mesuré (S) de la fondation, considéré dans son état final.

b- Normalisation des données :

La prochaine étape dans le développement des modèles RNA consiste à diviser les données disponibles en leurs sous-ensembles. Par conséquent, les données sont divisées de manière aléatoire en 2 ensembles : Ensemble d'apprentissage (training en anglais) et ensemble de validation. Avant de lancer l'évolution de l'algorithme, la base de données doit être normalisée (c'est-à-dire, les valeurs doivent être dans l'intervalle [0 1]). La base de données normalisée est donnée dans les trois premières colonnes du Tableau IV.3.

c- Fonction de transfert :

Comme les valeurs de la base de données sont toutes positives et la relation entre la sortie (tassement) et les entrées (B/L, q, N) est non linéaire, la fonction de transfert la plus adéquate est la fonction (logsig).

d- Architecture du modèle et critères d'arrêt :

L'une des tâches la plus importante et la plus difficile du développement des modèles RNA consiste à déterminer l'architecture du réseau. (C'est-à-dire le nombre et la connectivité des nœuds de couche cachés). Pour obtenir le nombre optimal de nœuds de couche cachés, il est important de trouver un équilibre entre avoir suffisamment de paramètres libres (pondérations) pour permettre une approximation de la représentation de la fonction et ne pas en avoir trop pour éviter un surentraînement. Pour les conditions d'arrêt, il y a trois critères. Le nombre d'itération que le réseau doit effectuer, la tolérance (goal) et gradient (le changement d'erreur entre deux époques).

IV.5 Résultats et discussion :

Cette section est divisée en trois parties. Dans la 1^{ère} partie, nous allons exposer toutes étapes et les résultats obtenus dans le développement du modèle optimal du réseau de neurones artificiels. Dans la 2^{ème} partie, une étude paramétrique a été effectuée afin de montrer la performance et la robustesse du modèle optimal choisi. Enfin, dans la 3^{ème} partie, une comparaison entre les résultats obtenus dans ce mémoire et ceux obtenus dans la thèse de (shahin, M.A. (2003) [66]) ; a procédée pour montrer le plus apporter dans ce travail (le plus apporter dans ce mémoire concerne le choix des paramètres ainsi que le changement effectué sur la variation de la relation entre le nombre de coup N et le tassement. Le détail va être exposé en bas.)

➤ 1^{ère} Partie :

Dans le but de trouver le modèle le plus performant, nous avons effectué plusieurs scénarios. Les scénarios sont donnés dans le tableau.IV.2 ce dernier comporte trois colonnes, une représente le numéro du modèle proposé, la 2^{ème} colonne représente l'architecture (nombre de couches cachées et nombre de neurones dans chaque couche et la 3^{ème} colonne représente les valeurs des critères de performance qui nous aide à choisir la meilleure architecture.

N° de	N° de	Nom	ore de	R	RMSE MAE		R ²		
Scénarios	couches	neur	ones						
	cachées			RMSE ₁	RMSE ₂	MAE ₁	MAE ₂	R ² 1	R ² ₂
01	01	C)6	0.0534	0.0610	0.0386	0.0402	0.9422	0.8423
02	01		9	0.0414	0.0560	0.0278	0.0325	0.9827	0.9528
03	01	1	.2	0.0377	0.0266	0.0239	0.0187	0.9998	0.9995
04	01	1	.5	0.0365	0.0313	0.0215	0.0207	0.9986	0.9961
05	01	1	.8	0.0299	0.0019	0.0120	0.0012	1	1
06	02	6	3	0.0593	0.0441	0.0352	0.0341	0.9999	0.9998
07	02	6	6	0.0171	0.0192	0.0114	0.0102	0.9998	0.9995
08	02	6	9	0.0156	0.0119	0.0100	0.0077	1	1
09	02	6	12	0.0110	0.0046	0.0068	0.0021	1	1
10	02	6	15	0.0091	0.000465	0.0049	0.000278	1	1
11	02	6	18	0.0081	0.00033	0.0037	0.00013	1	1
12	02	9	3	0.0515	0.0357	0.0264	0.225	0.9988	0.9968
13	02	9	6	0.0114	0.028	0.0063	0.0017	1	1
14	02	9	9	0.0087	0.00011	0.0047	0.00007	1	1
15	02	9	12	0.0092	0.00017	0.0048	0.00006	1	1
16	02	9	15	0.0101	0.00024	0.0058	0.000081	1	1
17	02	9	18	0.0064	0.000042	0.0023	0.000021	1	1
18	02	12	15	0.0054	0.000009	0.0020	0.000063	1	1
19	02	15	12	0.0026	0.000033	0.00044	0.0000021	1	1
20	02	18	15	0.0026	0.0000018	0.00043	0.0000012	1	1

Tableau IV.2. La structure et la performance des différents scénarios développés pour la prédiction.

D'après le tableau ci-dessus, on peut remarquer, selon les valeurs des critères de performance (RMSE₁= 0.0114 et RMSE₂=0.028), (MAE₁= 0.0063 et MAE₂= 0.0017), (R²₁= 1 et R²₂= 1) ainsi que le nombre réduit du nœud caché que le modèle le plus robuste et performant est donné par le scénario n° 13.

Les résultats ci-dessus indiquent que le modèle a la capacité de prédire avec une grande précision le tassement de fondations superficielles sur un sol sans cohésion et peut donc être utilisé comme un outil pratique à la prédiction.

Les résultats de la première partie :

🛝 Neural Network Training (nntr	aintool)	—						
Neural Network	Neural Network							
Hidden Layer 1 Hidden Layer 2 Utput Layer Utput b B B B Cutput Layer Dutput Layer 1 1								
Algorithms								
Data Division: Random (divi	derand)							
Training: Levenberg-Ma	rquardt (trainlm)							
Performance: Mean Squared	Error (mse)							
Derivative: Default (defau	ultderiv)							
Progress								
Epoch: 0	1147 iterations		2000					
Time:	0:00:17							
Performance: 0.113	9.27 e-0 5		1.00e-08					
Gradient: 0.456	9.82 e-0 6		1.00e-05					
Mu: 0.00100	1.00 e -05		1.00e+10					
Validation Checks: 0	0		6					
Plots								
Performance (plotperf	orm)							
Training State (plottrain	nstate)							
Regression (plotregression)								
Plot Interval:								
Minimum gradient reached.								
	💿 Stop Train	ing	Cancel					

Figure IV.2. L'évolution de l'algorithme du modèle n°13.

La figure IV.2 montre l'évolution du réseau de neurones du modèle n° 13. Cette figure montre l'architecture du modèle ainsi que les valeurs des critères d'arrêt. Pour ce réseau de neurones le nombre de couches cachées est 2. 1^{ère} couche contient 9 neurones et 2^{ème} contient 6 neurones. Les fonctions de transfert sont respectivement logsig, logsig et purelin. Comme nous avons mentionné dans l'organigramme suivi dans cette étude, une fois un des critères d'arrêt atteint l'algorithme s'arrête. Pour le modèle n°13, le critère d'arrêt est le gradient.



Figure IV.3. Corrélation entre les valeurs du tassement réel et prédit (apprentissage).



Figure IV.4. Corrélation entre les valeurs du tassement réel et prédit (valisation).

b= B/L	q = Q/max(Q)	n = 1/N	S calculé	S réel
0.1833	0.1396	0.1000	7.9887	8
0.1182	0.2207	0.1000	11.9752	12
1.0000	0.1201	0.0667	51.9964	52
0.2667	0.0961	0.1667	69.9938	70
0.2667	0.1126	0.1667	92.0023	92
1.0000	0.1051	0.1667	120.9970	121
1.0000	0.1291	0.1667	119.9990	120
1.0000	0.0946	0.1667	83.9998	84
1.0000	0.1141	0.1667	85.0024	85
0.6250	0.3468	0.0500	8.8546	8.1
0.6296	0.3709	0.0500	12.1568	12.2
0.6271	0.2087	0.0500	9.8832	4.4
0.6271	0.3378	0.0500	6.7532	7.4
0.6271	0.3784	0.0500	16.4993	16.5
0.6271	0.4189	0.0500	8.5968	8.6
0.6271	0.4354	0.0500	11.2003	11.2
0.6250	0.1456	0.0500	5.7362	6.1
0.6250	0.2177	0.0500	9.3526	7.4
0.6250	0.3378	0.0500	8.7089	9.1
0.6232	0.1532	0.0500	5.6559	7.1
0.6232	0.2012	0.0500	7.4711	10.2
0.6232	0.2087	0.0500	7.8838	4.1
0.6232	0.2177	0.0500	8.3037	11
0.6232	0.2252	0.0500	8.5612	6.8
0.6232	0.2417	0.0500	8.7758	5
0.6232	0.2658	0.0500	8.5738	8.1
0.6216	0.1697	0.0500	5.6881	5.1
0.6216	0.2492	0.0500	7.3538	8.1
0.6282	0.1456	0.0500	5.7455	4.3
0.6282	0.1532	0.0500	5.8788	6.9
0.6282	0.1607	0.0500	6.1796	3.6
0.6282	0.1697	0.0500	6.7347	8.9
0.6282	0.1847	0.0500	8.0225	6.6
0.6282	0.2733	0.0500	13.6551	13.8
0.6282	0.2823	0.0500	13.6298	15
0.6282	0.2988	0.0500	13.0835	11.7
0.6250	0.2087	0.0500	8.7697	9.4
0.6224	0.2417	0.0500	8.1766	10.2
0.6275	0.2252	0.0500	11.4436	14.5
0.6262	0.1697	0.0476	5.0201	5
0.6250	0.2658	0.0455	8.4112	8.3
1.0000	0.0375	0.0833	2.9992	3
0.2933	0.1231	0.0476	7.6634	7.7
0.3293	0.1802	0.0417	19.5816	19.6
1.0000	0.2012	0.0455	14.7625	14.7
1.0000	0.2012	0.0500	12.1739	15.4

> Les valeurs numériques de tassement calculé par RNA (modèle n°13) :

1.0000	0.1877	0.0500	16.7838	17.8
1.0000	0.2027	0.0500	12.0704	10.1
1.0000	0.1937	0.0500	13.7705	11.5
1.0000	0.2252	0.0286	2.1879	2.1
1.0000	0.2252	0.0200	1.3119	1
1.0000	0.2252	0.0400	1.2078	1.3
1.0000	0.2252	0.0222	0.2533	0.6
0.4127	0.2898	0.0556	21.9897	22
0.4745	0.2898	0.0556	23.4264	23.5
0.5778	0.2910	0.0556	18.7605	18.8
0.5015	0.0511	0.0588	3.6001	3.6
1.0000	0.3228	0.0345	2.5087	2.5
1.0000	0.3228	0.0385	1.5210	1.5
1.0000	0.3228	0.0556	8.6006	8.6
0.5714	0.7688	0.0270	12.8037	12.8
1.0000	0.4505	0.0200	1.4837	1.5
1.0000	0.4505	0.0333	4.0040	4
1.0000	0.4505	0.0500	4.6991	6.7
1.000	0.1171	0.0769	1.9987	2
0.1270	0.3754	0.4000	9.3475	9.3
0.0945	0.3754	0.0400	9.9591	10
1.000	0.4414	0.0250	4.9972	5
1.0000	0.3303	0.0294	3.6273	3.6
1.0000	0.8468	0.0222	4.4001	4.4
1.0000	0.5090	0.0222	6.0008	6
1.0000	0.4264	0.0222	4.7178	4.7
1.0000	0.2718	0.0189	9.6012	9.6
1.0000	0.3806	0.0385	17.9510	18
0.5769	0.2042	0.0182	16.1385	16.2
0.9805	0.5796	0.0556	91.6011	91.6
1.0000	0.2853	0.1429	73.9874	74
1.0000	0.2177	0.1429	120.0130	120
0.6195	0.0275	0.0667	4.7954	4.2
1.0000	1.0000	0.0556	25.0010	25
1.0000	0.8649	0.0556	25.0002	25
1.0000	0.7508	0.0556	25.0007	25
0.7500	0.2222	0.0500	39.9606	40
0.2680	0.2300	0.0227	9.2695	8.9
0.2680	0.1919	0.0172	17.1924	17
0.2875	0.1668	0.0233	23.6197	23.9
0.3187	0.1754	0.0526	19.0308	19.3
0.3040	0.1351	0.0833	15.5505	15.5
0.1498	0.1222	0.0233	11.4367	10.7
0.2324	0.1682	0.0455	15.4899	15.5
1.0000	0.1509	0.0556	7.1390	7.1
0.6882	0.1078	0.0556	5.8337	6.6
0.5976	0.1682	0.0500	6.1119	7.4
0.8750	0.1782	0.0455	6.3991	6.4
0.1908	0.2372	0.0476	11.7685	11.7
0.2179	0.1725	0.0238	6.5474	5.8
--------	--------	--------	---------	------
0.1983	0.1682	0.0417	11.3852	11.2
0.2244	0.1287	0.0256	21.6316	21.1
1.0000	0.1539	0.0417	16.3046	16.3
0.1987	0.2164	0.0435	11.5807	11.7
0.1987	0.2336	0.0263	16.8949	16.8
0.4889	0.2524	0.0256	15.5523	15.5
0.3603	0.2423	0.0204	6.6909	7.1
0.5882	0.2731	0.0417	12.0706	11.9
0.2276	0.1480	0.1429	37.0994	37.1
0.3000	0.3465	0.0200	21.1021	21.1
0.2417	0.1093	0.0588	12.0914	11.9
0.1238	0.2947	0.1111	33.0051	33
0.5714	0.7620	0.0313	11.8988	11.9
0.3750	0.2372	0.0238	8.0208	7.9
0.3750	0.3221	0.0238	4.0682	4.1
0.3750	0.3221	0.0238	11.2989	11.9
0.1857	0.1438	0.0238	9.6304	9.9
0.1250	0.1727	0.0909	25.0471	25
0.6154	0.2853	0.0455	8.5258	8.5
0.6429	0.2312	0.0625	15.0619	15
0.9375	0.6006	0.1250	43.0051	43
1.0000	0.2628	0.0476	25.0832	25

Tableau IV.3. Les valeurs numériques de tassement calculé par RNA (modèle n°13)

D'après le tableau (IV.3), on remarque que les valeurs du tassement prédites et réelles sont presque identiques. Ce qui prouve que le modèle est performant et capable de prédire le tassement des fondations superficielles avec une bonne précision. Cela est confirmé également par la valeur élevée du coef de détermination ($R^2 = 1$) et les faibles valeurs de la racine de l'erreur quadratique moyenne et l'erreur moyenne absolue (RMSE₁=0.0114, RMSE₂=0.028) et (MAE₁=0.0063, MAE₂=0.0017).

✤ L'architecture :



Figure IV.5. Configuration du réseau de neurones de tassement.

* Caractéristique du réseau de neurones pour ce modèle :

Après les phases d'apprentissage et de validation, les poids et les biais correspondants à cette configuration sont :

(a) Les poids :

Poids entre la couche d'entrée et la 1^{ère} couche cachée (1, 1) :

I

LW1 =

✤ Poids entre la 1^{ère} couche cachée et la 2^{ème} couche cachée (2,1) :

-0,533202751923425 -2,54377386949820 -4,54264718725613 -8,97299581964913 -1,13055908372706 1,79209534016450 -11,0995844855778 3,20265600269469 12,2914719644628 16,5113242116926 17,2133452845579 10,7609904195510 12,5002227329332 2,49306626509614 12,6186517231672 0,759919653998834 4,48386038711085 4,22415497725859 3,55944881733410 2,69046677421683 -0,815068477523291 1,78855263946692 4,01800224399703 -6,04917123746422 -0,505570326053217

8,00449276469923 0,0533841233281269 -12,8432469519649 -0,0234363903925764 $-12,\!6133133670355 \quad -3,\!66934622317295 \quad -1,\!29163637096419 \quad 1,\!60411009391222$ $-5,85115628342166 \hspace{0.1cm} 4,55668994431898 \hspace{0.1cm} 4,20282612625723 \hspace{0.1cm} 6,27280552853707$ $-3,58997216487432 \quad 1,37115061581895 \quad -10,3785660109231 \quad 2,59208701837629$ 7,59259392539919 -3,98951554592234 5,66336767403510 -13,6187799219090 $0,166159778631364\ \ 4,19253287610502\ \ \ -0,140573331418970\ \ 0,570801814215889$

Poids entre la 2^{ème} couche cachée et la couche de sortie (2,1) : \div

	-7,23063341447702	16,6963247530887	10,4319137033987	-17,8944894494174
LW2=	L		٦	
	18,773	4793421042 18	,0890802526043	

Les biais :

Ce sont deux vecteurs qui correspondent respectivement aux nombres de neurones dans la couche caché et aux nombres de paramètres de sortie.

$$b1(1,1)= \begin{array}{c} -36,2599684136090 \\ -0,508976036365897 \\ 2-8,50929039487625 \\ -6,59591773883254 \\ -6,25981775202135 \\ -1,06502567228098 \\ 1,84103905751693 \\ 4,70970760350052 \\ -4,48013102016581 \end{array}$$

$$b2(2,1) = \begin{cases} 18,0656239025224 \\ 9,94458788291946 \\ -8,78236175259837 \\ -7,30872250515363 \\ -3,89572296399157 \\ -4,50919928080081 \end{cases}$$

$$b3(1,1) = \{-8.8304\}$$

> 2^{ème} partie : L'étude paramétrique

Dans le but de mettre en relief la robustesse et la performance de notre modèle, on a effectué une étude paramétrique entre le tassement et les paramètres d'entrées. Pour ce faire,

Chapitre : IV

tous les paramètres sont fixés à leurs moyenne sauf un qui sera varier afin de représenter son influence sur le tassement.

Pour bien organiser notre travail, on va présenter les résultats de cette étude paramétrique dans des tableaux. Chaque tableau représente le tassement S en fonction d'un paramètre.

✤ Le tassement en fonction du rapport (B/L) : S=f(b) :

b(B/L)	q	Ν	Tassement
0.3149	0.2725	0.0550	20.6893
0.1861	0.2725	0.0550	7.5837
0.2433	0.2725	0.0550	11.4309
0.2648	0.2725	0.0550	13.6505
0.2863	0.2725	0.0550	16.5672
0.3077	0.2725	0.0550	19.7015
0.3292	0.2725	0.0550	22.4740
0.3507	0.2725	0.0550	24.5792
0.3936	0.2725	0.0550	27.1401
0.2505	0.2725	0.0550	12.0797
0.2934	0.2725	0.0550	17.6184
0.2147	0.2725	0.0550	9.5343
0.3721	0.2725	0.0550	26.0945
0.3650	0.2725	0.0550	25.6422
0.2719	0.2725	0.0550	14.5224
0.4008	0.2725	0.0550	27.3501
0.3578	0.2725	0.0550	25.1394
0.2362	0.2725	0.0550	10.8680
0.4151	0.2725	0.0550	27.4650
0.1718	0.2725	0.0550	5.9887
0.1610	0.2725	0.0550	4.3593

Tableau.IV.4. Le tassement en fonction du rapport (B/L).



Figure IV.6. Corrélation entre les valeurs de tassement et le rapport (B/L).

D'après la figure ci-dessus de l'étude paramétrique, on voit qu'il y a une relation proportionnelle entre le rapport (B/L) et le tassement. Ce qui est correcte et logique d'après les études et les théories de la mécanique du sol.

Q	В	N	Tassement
0.1396	0.6478	0.0550	6.0720
0.2207	0.6478	0.0550	9.1027
0.1201	0.6478	0.0550	5.9664
0.0961	0.6478	0.0550	5.7086
0.1126	0.6478	0.0550	5.9067
0.1051	0.6478	0.0550	5.8294
0.1291	0.6478	0.0550	6.0208
0.0946	0.6478	0.0550	5.6852
0.1141	0.6478	0.0550	5.9199
0.2087	0.6478	0.0550	7.9173
0.1456	0.6478	0.0550	6.1016
0.3378	0.6478	0.0550	60.7749
0.1532	0.6478	0.0550	6.1469
0.2012	0.6478	0.0550	7.3938
0.2177	0.6478	0.0550	8.7598
0.2417	0.6478	0.0550	12.6775
0.2658	0.6478	0.0550	20.6349
0.1697	0.6478	0.0550	6.3209
0.2492	0.6478	0.0550	14.6077
0.1607	0.6478	0.0550	6.2089
0.1847	0.6478	0.0550	6.6587
0.2733	0.6478	0.0550	24.3534
0.2823	0.6478	0.0550	29.8012

✤ Le tassement en fonction de la charge : S=f(q) :

0.2988	0.6478	0.0550	42.6921
0.2252	0.6478	0.0550	9.6845
0.0375	0.6478	0.0550	3.9833
0.1231	0.6478	0.0550	5.9862
0.1802	0.6478	0.0550	6.5319
0.8468	0.6478	0.0550	193.6143

TableauIV.5. Le tassement en fonction de la charge (q)



Figure IV.7. Corrélation entre les valeurs de tassement et la charge (q).

D'après la figure de l'étude paramétrique, on voit également que les réseaux de neurones artificiels donnent des résultats satisfaisants. Lorsque la charge q augment, le tassement augmente. Ce qui est très logique et correcte.

Ν	В	Q	Tassement
10	0.6478	0.0550	427.0916
15	0.6478	0.0550	82.0964
6	0.6478	0.0550	615.2313
20	0.6478	0.0550	13.7554
21	0.6478	0.0550	10.4855
22	0.6478	0.0550	7.6636
24	0.6478	0.0550	1.8968
35	0.6478	0.0550	1.6374
18	0.6478	0.0550	25.7780
17	0.6478	0.0550	39.4290
29	0.6478	0.0550	4.7526

✤ Le tassement en fonction du nombre de coup SPT : S=f(N) :

9	0.6478	0.0550	564.2227
11	0.6478	0.0550	103.3036
16	0.6478	0.0550	63.7592

Tableau IV.6. Le tassement en fonction du nombre de coup SPT.



Figure IV.8. Corrélation entre les valeurs de tassement et le nombre de coup SPT.

D'après la figure de l'étude paramétrique, on voit également que les réseaux de neurones artificiels donnent des résultats satisfaisants. Lorsque le nombre de coup augment, le tassement diminue. Ce qui est très logique et correcte. Puisque plus le nombre de coup est élevé, plus le sol résistant. Par conséquent, le tassement diminue.

> 3^{ème} partie : Étude comparative

Comme nous avons mentionné ci-dessus, la même base de données a été utilisé par (shahin, M.A. (2003) [66]), l'auteur a utilisé le langage Fortran dans sa programmation et Cinq paramètres d'entrées. Par contre dans ce mémoire, nous avons utilisé Matlab comme langage de programmation et le nombre de paramètres d'entrée égale à trois.

N°de	N°des		Mesure de performance							
Modèle	Nœuds cachés	RMSE (mm)			MEA (mm)			R ²		
	cuenes	Т	S	V	Т	S	V	Т	S	V
CHP5-PD15	11	11.5	11.5	12.0	7.3	7.5	9.5	0.92	0.92	0.88

a) Les résultats obtenus dans la thèse (référence) :

Tableau IV.7. Résultat obtenue dans la thèse.

Les résultats donnés ci-dessus sont ceux du modèle le plus performant.

b) Résultats obtenus dans ce mémoire :

Scénarios	N°de couches	N°de neurones		RM	ISE	MA	EA	R	<u>2</u> 2
	endences			RMSE ₁	RMSE ₂	MEA ₁	MEA ₂	R ₁ ²	R_2^2
13	02	9	6	0.0114	0.028	0.0063	0.0017	1	1

Tableau IV.8. Résultat obtenue dans ce mémoire.

On peut clairement remarquer que notre modèle est plus performant, alors que le modèle choisi dans la thèse de doctorat (référence) n'a pas pu prédire le tassement, c'est pourquoi, l'auteur a utilisé une autre méthode (Neurofuzzy). Comme nous avons indiqué dans le chapitre III que les réseaux de neurones artificiels sont un outil puissant et fait partie des méthodes d'intelligence artificielle. Donc, les réseaux de neurones artificiels peuvent donner de bons résultats, il suffit que certaines conditions aient présentées. Parmi lesquelles, on présente :

- a) La base de données doit être suffisante. Ce qui est le cas dans notre étude.
- b) Les paramètres d'entrées doivent être choisis parmi ceux les plus influant sur le résultat.

Dans notre étude, vu que (shahin, M.A. (2003) [66]), n'avez pas trouvé de bons résultats avec les cinq paramètres (B, L/B, D/B, q et N). Nous avons effectué deux changements :

- Vu que l'encastrement n'influe pas toujours sur le tassement des fondations superficielles car dans plusieurs cas le profil du sol peut être intercalé par des couches médiocres. Également, la plupart des méthodes basées sur l'essai SPT indiquées dans le chapitre II contiennent le nombre de coup (N), la largeur de la semelle (B) et la charge appliquée (q). C'est pour toutes ces raisons que nous avons opté pour seulement ces trois paramètres.
- 2) Le deuxième changement que nous avons effectué, le paramètre N qui représente le nombre de coup de l'essai in-situ SPT. Plus N augmente, plus le tassement diminue, ce qui fait de cette relation disproportionnelle. Comme la fonction de transfert logsig est croissante, nous avons changé N par 1/N. Cela fait que la relation entre 1/N et S

(tassement) soit croissante comme celle de la fonction de transfert. Cela augmente la performance de l'algorithme pour trouver facilement la matrice des poids optimale.

IV.6 Conclusion :

Des perceptrons multicouches (PMC) formés à l'algorithme de rétropropagation ont été utilisés pour démontrer la faisabilité de l'utilisation des réseaux de neurones artificiels (RNA) pour prédire le tassement des fondations superficielles sur des sols sans cohésion.

Une base de données contenant 120 enregistrements de cas de mesures de tassement réel des fondations superficielles sur des sols sans cohésion a été compilée et utilisée pour le développement et la vérification de modèles RNA. Dans ce chapitre, nous avons appliqué la méthode neuronale pour prédire le tassement d'une fondation superficielle. Les résultats obtenus par la méthode sont très satisfaisants avec des erreurs très acceptables (RMSE₁= 0.0114 et RMSE₁=0.028), (MAE₁= 0.0063 et MAE₂= 0.0017), (R²₁= 1 et R²₂= 1) ; En plus pour montrer la robustesse et la performance des réseaux de neurones artificiels, nous avons effectué une étude paramétrique. Les figures qui représentent la variation du tassement en fonction des paramètres d'entrées, montrent que plus le rapport (B/L) et la chaque (q) augmentent, le tassement augmente ; par contre la diminution du nombre de coup (N) donne une augmentation de tassement, Ce qui est très logique et correcte. Enfin, une étude comparative entre les résultats obtenus dans ce mémoire et ceux de la thèse de doctorat (shahin, M.A. (2003) [66]), a été procédée. La comparaison montre que le choix des paramètres et les changements effectués à beaucoup aidé l'algorithme pour bien prédire le tassement.

Conclusion générale

L'estimation du tassement de fondations superficielles dans les sols sableux est un des problèmes de géotechnique qui n'est pas encore facile à comprendre. C'est pour plusieurs recherches ont été menées dans le but d'établir des méthodes analytiques et formules empiriques faciles à utiliser par les ingénieurs. Mais, ces modèles mathématiques sont basés sur des hypothèses de simplifications, en plus les paramètres géotechniques utilisés dans les modèles pour calculer le tassement sont extraits par des essais où l'erreur de mesures est. présent. fait de toujours Ce qui cette tache un problème complexe

La prédiction du tassement à partir d'un cas réel représente la manière la plus exacte et la plus proche de la valeur réelle. C'est pour cette raison que nous nous sommes intéressés à la prédiction de ce paramètre par une des méthodes d'intelligence artificielle, les réseaux de neurones artificiels. Cette dernière a été utilisés avec succès dans plusieurs problèmes géotechniques tels que la liquéfaction, la prédiction de la déflexion des murs de soutènement, la capacité portante des fondations implantées à la proximité d'un talus et la prédiction des impédances dynamiques du sol concernant l'interaction sol structure. Dans ce mémoire, nous avons fixé les objectifs suivants :

- 1) L'objectif principal est la prédiction du tassement des fondations superficielles dans les sols sableux à partir d'une base de données de cas réels,
- 2) Effectuer une étude paramétrique pour mettre en relief la robustesse et la performance du modèle neuronal choisi,
- 3) Montrer l'impact des changements effectués de notre part sur l'architecture du modèle neuronal en comparant les résultats obtenus dans ce mémoire avec ceux obtenus dans une thèse de doctorat qui a utilisé la même base de données.

Concernant, le premier objectif, les résultats obtenus sont très satisfaisants avec des erreurs très acceptables : (RMSE₁ =0.0114, RMSE₂=0.028) ; (MAE₁=0.063, MAE₂=0.0017) et (R^2_1 =1, R^2_2 =1).

Dans la 2^{ème} partie, nous avons effectué une étude paramétrique, les résultats montrent que la variation du tassement est proportionnelle ave la charge appliquée et les dimensions de la semelles et disproportionnelle avec le nombre de coup N. Ce qui est très logique est en accord avec les théories de la mécanique des sols.

Dans la 3^{ème} partie, (shahin, M.A. (2003) [66]) ;dans sa thèse de doctorat a utilisé la même base de données pour prédire le tassement des fondations superficielles, mais les résultats n'étaient pas satisfaisants que ce soit les valeurs des critères de performances où (R²: T=0.92,S=0.92,V=0.88 ; RMSE :T=11.5,S=11.5,V=12 ; MEA : T=7.3,S=7.5,V=9.5) comparant à ceux obtenus dans ce mémoire. Également, la variation du tassement est disproportionnelle avec les dimensions de la semelle, ce qui est incorrect.

Les deux changements que nous avons effectués, ont aidé l'algorithme à trouver la matrice des poids optimale. Cette matrice a pu prédire toutes les valeurs du tassement surtout celles de l'ensemble de validation.

Les deux changements sont le plus apporter à ce travail. L'idée s'est inspirée des conditions favorables pour que les réseaux de neurones artificiels puissent efficaces. Ces conditions sont la base de données doit être suffisante et l'impact des paramètres d'entrées doit être fort. C'est pourquoi, nous avons éliminé l'encastrement (D) qui est dans plusieurs situation géotechnique influe pas sur le tassement. Car dans un profil de sol où les couches sont intercalées par des couches médiocre, la relation est devenue disproportionnelle. Ce choix est argumenté aussi par le fait que la plupart des formules empiriques, on trouve que ces trois paramètres (la dimension de la semelle, la charge appliquée et le nombre de coup N).

En ce qui concerne le deuxième changement vu que les valeurs de la base de données sont toutes positives est leurs relation avec le tassement est non linéaire, nous avons opté pour la fonction logsig. Cette dernière est croissante, alors que la relation du nombre de coup N avec le tassement est décroissante. C'est pourquoi, nous avons remplacé le paramètre N par 1/N. Ce changement a beaucoup influé sur l'efficacité de l'algorithme.

Pour conclure, les résultats obtenus dans ce mémoire montrent que les réseaux de neurones sont des méthodes efficaces et très utiles pour trouver n'importe quelle relation entre les entrées et les sorties. Ce qui fait d'elle un outil très fiable surtout pour les cas non linéaire.

Référence bibliographique

[1] Alpan, I. (1964). Estimating the settlements of foundations on sands. *Civil Eng & Public Works Review/UK/*, 59(700).

[2] Amar, S., Baguelin, F., & CANEPA, Y. (1984). Experimental investigation of the short-and long-term behaviour of shallow foundations. In *Regional conference for Africa*. 8 (pp. 161-168).

[3]Arnold, M. (1980). Prediction of footing settlements on sand. Ground Engineering, 13(2).

[4] Bazaraa, A. R. S. S. (1967). Use of the standard penetration test for estimating settlements of shallow foundations on sand [Ph. D. thesis].

[5] Breiman, L. (1994). Comment-Neural Networks : A Review from a Statistical Perspective. *Statistical Science*, 9(1), 38-41.

[6] Briaud, J. L., & Gibbens, R. (1999). Behavior of five large spread footings in sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(9), 787-796.

[7] Burbidge,M.C (1982) . A case study review of settlement of settlements on granular soil, MSc thesis, Imperial College of Science and Technology, University of London, London.

[8] Burland, J. B., & Burbridge, M. C. (1985, December). Settlement of foundations of sand and gravel. In *Institution of Civil Engineers, Proceedings, Pt 1* (Vol. 76).

[9] Christian, J. T., & David Carrier III, W. (1978). Janbu, Bjerrum and Kjaernsli's chart reinterpreted. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(1), 123-128.

[10] Coduto, D. P. (1999). *Geotechnical engineering : principles and practices* (No. Sirsi) i9780135763803).

[11] Consoli, N. C., Schnaid, F., & Milititsky, J. (1998). Interpretation of plate load tests on residual soil site. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *124*(9), 857-867.

[12] Dappolonia, D. J., Dappolonia, E. E., & Brissette, R. F. (1968). Settlement of spread footings on sand. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*.

[13]D'appolonia, D. J. (1970). Settlement of Spread Footing on Sand-Discussion Closure. In Proceedings of ASCE (Vol. 96, No. 2, pp. 754-762).

[14] Dorronsoro, J. R., Ginel, F., Sgnchez, C., & Cruz, C. S. (1997). Neural fraud detection in credit card operations. IEEE transactions on neural networks, 8(4), 827-834.

[15] Fang, H. Y. (1991). Soil technology and engineering properties of soils. In *Foundation* engineering handbook.

[16] Fausett, L. V. (1994). Fundamentals of neural networks : architectures, algorithms, and applications (Vol. 3). Englewood Cliffs : prentice-Hall.

[17] Fletcher, G. F. (1965). STANDARD PENETRATION TEST'ITS USES AND ABUSES. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 91(SM4, Proc Paper 439.

[18] Gibbs, H. J. (1957). Research on determining the density of sands by spoon penetration testing. In *Proc. 4th Int. Conf. On SMFE* (Vol. 1, pp. 35-39).

[19] Goh, A. T. (1994). Seismic liquefaction potential assessed by neural networks. *Journal of Geotechnical engineering*, *120*(9), 1467-1480.

[20] Goh, A. T. C. (1994). Nonlinear modelling in geotechnical engineering using neural networks. *Transactions of the Institution of Engineers, Australia. Civil engineering*, *36*(4), 293-297.

[21] Grossberg, S. (1988). Nonlinear neural networks: Principles, mechanisms, and architectures. Neural networks, 1(1), 17-61.

[22] Hassoun, M. H. (1995). Fundamentals of artificial neural networks. MIT press.

[23] Hecht-Nielsen, R. (1990). Neurocomputing Addison-Wesley. Reading, MA.

[24] Helis, R. (2012). Analyse numérique de la capacité portante d'une fondation filante implantee sur un bicouche granuleux (Doctoral dissertation, Université de batna 2).

[25] Hertz, J., Krogh, A., Palmer, R. G., & Horner, H. (1991). Introduction to the theory of neural computation. *Physics Today*, 44, 70.

[26] Hinton, G. E., McClelland, J. L., Rumelhart, D. E., & Rnmelhart, D. E. (1986). Parallel distributed processing: Explorations in the microstructure of cognition.

[27]Hough, B. K. (1959). Compressibility as the basis for soil bearing value. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 85(4), 11-40.

[28]Hough, B. K. (1969). Basic soils engineering. Ronald Press Co.

[29] Hubert, G. P. B., & Phillpponat, G. (2002). Fondations et ouvrages en terre. *Edition Eroylles*.

[30] Hubick, K. T. (1992). Artificial neural networks in Australia. Department of Industry, Technology and Commerce

[31] Lee, D. J., & Thornton, A. C. (1996, August). The identification and use of key characteristics in the product development process. In 1996 ASME Design Engineering Technical Conference.

[32]Louw, J. M. (1977). Estimating settlements on cohesionless soils from SPT data. Civil Engineering= Siviele Ingenieurswese, 1977(v19i12), 275-284.

[33] Maier, H. R. (1995). Use of Artificial Neural Networks for Modelling Multivariate Water Quality Times Series. University of Adelaide, Department of Civil and Environmental Engineering.

[34] Maier, H. R., & Dandy, G. C. (2000). Neural networks for the prediction and forecasting of water resources variables: a review of modelling issues and applications. *Environmental modelling & software*, 15(1), 101-124.

[35] Mansur, C. I., & Kaufman, R. I. (1958). Dewatering Excavation, Low Sill Structure, Old River, La. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 82(4), 1-33.

[36] Maren, A. J., Harston, C. T., & Pap, R. M. (1990). Handbook of neural computing applications. Academic Press.

[37] Masters, T. (1993). *Practical neural network recipes in C++*. Morgan Kaufmann.

[38] Maugeri, M., Castelli, F., Massimino, M. R., & Verona, G. (1998). Observed and computed settlements of two shallow foundations on sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, 124(7), 595-605.

[39] McClelland, J. L., & Rumelhart, D. E. (1988). Explorations in parallel distributed processing, vol. 3.

[40] McCulloch, W. S., & Pitts, W. (1943). A logical calculus of the ideas immanent in nervous activity. *The bulletin of mathematical biophysics*, *5*(4), 115-133.

[41]Meyerhof, G. G. (1956). Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 82(1), 1-19.

[42] Meyerhof, G. G. (1965). Shallow foundations. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 91(Proc. Paper 4275).

[43]Meyerhof, G. G. (1974). Penetration testing in countries outside Europe. In Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing (pp. 140-148). Stockholm, Sweden:[sn].

[44] Moorhouse, D. C. (1972). Shallow foundations. In *Performance of Earth and Earth-Supported Structures* (p. 71). ASCE.

[45] Moselhi, O., Hegazy, T., & Fazio, P. (1992). Potential applications of neural networks in construction. *Canadian Journal of Civil Engineering*, *19*(3), 521-529.

[46] Najjar, Y. M., & Basheer, I. A. (1996). A neural network approach for site characterization and uncertainty prediction. In *Uncertainty in the Geologic Environment: from Theory to Practice* (pp. 134-148). ASCE.

[47] Najjar, Y. M., & Basheer, I. A. (1996). Utilizing computational neural networks for evaluating the permeability of compacted clay liners. *Geotechnical & Geological Engineering*, 14(3), 193-212.

[48]NAVFAC DM7 .I, 1982. "Soil Mechanics," Design Manual 7.i Dept. of the Navy, U.S GoverrunentPrinting Office.

[49] Neural Ware. (1997). NeuralWorks Predict Release 2.1, NeuralWare Inc., Pittsburgh.

[50] Neuscinces. (2000). Neuframe Version 4.0, Neusciences Corp., Southampton, Hampshire.

[51] Orchant, C. J. (1987). *Critical evaluation of in-situ test methods and their variability*. Cornell University, Jan.

[52]Parry, R.H.G., 1971. "A Direct Method of Estimating Settlements in Sand from SPT Values." Proceedings of the Conference of the Midlands Soil Mechanics and Foundation Engineering Society, pp. 29-37.

[53]Peck, R. B., Bazaraa, A. R., & Bolognesi, A. J. (1969). Discussion of settlement of spread footings on sand. Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.

[54]Peck, R. B., Hanson, W. E., & Thornburn, T. H. (1974). *Foundation engineering* (Vol. 10). New York: Wiley.

[55] Picornell, M., & Del Monte, E. (1988). Prediction of settlements of cohesive granular soils. In *Measured Performance of Shallow Foundations* (pp. 55-72). ASCE.

[56] Poulos, H. G. (1975). *Settlement of isolated foundations* (pp. 181-212). University of Sydney, School of Civil Engineering.

[57] Poulos, H. G. (1999). Common Procedures for Foundation Settlement Analysis: Are They Adéquate In *Proceedings 8th Australia New Zealand Conference on Geomechanics: Consolidating Knowledge* (p. 3). Australian Geomechanics Society.

[58] Refenes, A. N., Zapranis, A., & Francis, G. (1994). Stock performance modeling using neural networks: a comparative study with regression models. Neural networks, 7(2), 375-388.

[59] Ripley, B. D., & Hjort, N. L. (1996). *Pattern recognition and neural networks*. Cambridge university press.

[60] Rumelhart, D. E., Hinton, G., & Williams, R. J. (1986). Learning internal representations by error propagation, parallel distributed processing, Vol. 1.

[61] Schmertmann, J. H., Hartman, J. P., & Brown, P. R. (1978). Improved strain influence factor diagrams. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 104(Tech Note).

[62] Schmertmann, J. H. (1970). Static cone to compute static settlement over sand. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.*

[63] Schultze, E., and Menzenbach, K. J. (1961). *Standard penetration test and compressibility of soils*. Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Paris, I, 527-532

[64] Schultze, E., & Sherif, G. (1973, August). Prediction of settlements from evaluated settlement observations for sand. In *Proceedings Eighth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (Vol. 1, pp. 225-230).

[65] Sejnowski, T. J., & Rosenberg, C. R. (1987). Parallel networks that learn to pronounce English text. Complex systems, 1(1), 145-168.

[66] Shahin, M. A., Maier, H. R., & Jaksa, M. B. (2003). Settlement prediction of shallow foundations on granular soils using B-spline neurofuzzy models. Computers and Geotechnics, 30(8), 637-647.

[67] Sivakugan, N., & Eckersley, J. D. Li (1998). Settlement predictions using neural networks. *Aust Civ Eng Trans CE40*, 49-52.

[68]Sutherland, H. B. (1963). The use of in situ tests to estimate the allowable bearing pressure of cohesionless soils. The Structural Engineer, 41(3), 85-92.

[69]Sutherland, H. B. (1974). Granular materials. Proc. ConJ the Settlement of.

[70]Teng WCY - 1962 - trid.trb.org.

[71] Terzaghi, K.,and Peck, R. B. (1948). Soil mechanics in engineering practice, John Wiley, New York.

[72] Thorburn, S. (1963). Tentative correction chart for the standard penetration test in noncohesive soils. *Civil Engineering and Public Works Review*, *58*(683), 752-3.

[73] Wahls, H. E. (1997). Settlement analysis for shallow foundations on sand. In *Proceedings* of the 3rd International Geotechnical Engineering Conference, Cairo, Egypt (pp. 7-28).

[74] Wang, Z. Q., et Lu, W. X. (1982). On the standardization of SPT and cone penetration test. *Proc. Znd European Syrup 0II Penetration Testing. Paris, AA Balkema*, 175-182.

[75]Webb, D. L. (1969). Settlement of structures on deep alluvial sandy sediments in Durban, South Africa.

[76] White, H. (1989). Learning in artificial neural networks: A statistical perspective. *Neural computation*, *1*(4), 425-464.

[77] Zolkov, E., & Wiseman, G. (1965). Engineering properties of dune and beach sands and the influence of stress history. In *Proc. of Sixth Int. Conf. on SMFE* (Vol. 1, pp. 134-138).

[78] Zurada, J. M. (1992). Introduction to artificial neural systems(Vol. 8). St. Paul: West publishing company.

[79] Fuleihan, G. E. H., Nabulsi, M., Choucair, M., Salamoun, M., Shahine, C. H., Kizirian, A., & Tannous, R. (2001). Hypovitaminosis D in healthy schoolchildren. Pediatrics, 107(4), e53-e53.

[80] Sbartai, B., & Goudjil, K. Prédiction des fonctions impédances par les réseaux de neurones artificiels (RNA).