



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



Université Djillali Bounaama de Khemis Miliana
Faculté des Sciences de la Nature et de la Vie et des Sciences de la Terre
Département des Sciences de la Terre
Filière : Géologie appliquée
Spécialité : Géologie de l'Ingénieur et Géotechnique

Mémoire présenté pour l'obtention d'un diplôme de Master
En Géologie de l'Ingénieur et Géotechnique

Thème

**Evaluation de la capacité portante des
fondations superficielles de type
circulaires posées sur un sol cohérent
sous l'effet d'un chargement statique
vertical**

RÉALISÉ PAR :

- 1- Mr .MOKEDDEM Rachid
- 2- Mr. MOUSTEFA KOUADRI Omar

Déposé le 10/07/2022

Encadré par :

Dr. MEZIANI Ibrahim	MCB	Université Djillali Bounaama	Promoteur
Dr. AISSA Mohammed Hemza	MCB	Université Djillali Bounaama	Co-Promoteur
Dr. Gadeuri hamid	MCA	Université Djillali Bounaama	Examinatrice
Dr. Hadj mohamed Nasira	MCB	Université Djillali Bounaama	présidente

Année universitaire : 2021/2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Je dois tout d'abord remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements pour tous les enseignants du département de s-t-u, spécialement à ceux qui ont contribué à ma formation.

Je tiens à remercier mon Co-encadreur **Dr. AISSA MOHAMMED HEMZA** pour m'avoir proposé un sujet intéressant et pour la confiance qu'il m'a accordée. Il m'a dirigé tout au long de cette étude et m'a donné les grands axes de recherche. Je le remercie aussi pour sa disponibilité et sa gentillesse.

Mes vifs remerciements vont également à mon encadreur **Dr. MEZIANI IBRAHIM** docteur in Université Djilali Bounaama (Khemis Miliana) pour ses conseils et pour ses encouragements.

Que toutes les personnes, Nous remercions de nous avoir aidé de près ou de loin, m'ont apporté leurs concours trouvent ici le témoignage de ma reconnaissance moralement.

Dédicace

Je dédié ce modeste travail accompagné d'un profond amour ; A la lampe qui ne s'éteint jamais et qui on fait des énormes efforts au fils des années pour m'aider à escalader l'échelle de la réussite et qui étaient présents pour moi durant toute ma vie et m'ont submergé d'amour et de tendresse que Dieu les bénisse, mes parents.

A tous mes frères en témoignage des liens fraternels solides qui nous unissons.

A mon binôme :Mokeddem Rachid

A tous mes amies et mes collègues de l'Université de Djilali Bounaama.

A tous les enseignants de département des Sciences de la Terre.

A tous ceux qui me sont chers.

Moustefa kouadri Omar

Je dédié ce modeste travail accompagné d'un profond amour ; A la lampe qui ne s'éteint jamais et qui on fait des énormes efforts au fils des années pour m'aider à escalader l'échelle de la réussite et qui étaient présents pour moi durant toute ma vie et m'ont submergé d'amour et de tendresse que Dieu les bénisse, mes parents.

A tous mes frères en témoignage des liens fraternels solides qui nous unissons.

A mon binôme : Moustefa kouadri Omar

A tous mes amies et mes collègues de l'Université de Djilali Bounaama.

A tous les enseignants de département des Sciences de la Terre.

A tous ceux qui me sont chers.

Mokeddem Rachid



ملخص

في مجال الجيوتقنية، الذي يتميز ببناء هياكل تتكيف مع مشكلة معينة، من المهم لتطوير طرق الحساب دراسة سلوك هذه الهياكل وبيئتها.

انضغاط الأساسات هو ظاهرة طبيعية يمكن أن تكون كبيرة الحجم وتسبب أضراراً جسيمة. في بعض الحالات يمكن أن تسبب خسائر في الأرواح البشرية. بالإضافة إلى ذلك، الأساس هو عنصر أساسي في أي بناء من أجل ضمان استقرار الهيكل. يجب تصميم أسس الهياكل بحيث لا تتعرض التربة لفشل القص وعدم وجود انضغاط مفرط.

لتحقيق الهدف الرئيسي لمشروع نهاية الدراسة هذا والذي يهدف إلى إجراء دراسة تقديرية لانضغاط الأساسات السطحية عن طريق المحاكاة العددية باستخدام كود حساب بلاكسيس . بالإضافة إلى ذلك، تم إجراء تحليل نظري للمشكلة عن طريق الطرق التقليدية للسماح بإجراء مقارنة وتفسير النتائج العددية التي تم الحصول عليها بواسطة رمز الحساب.

الكلمات المفتاحية: الانضغاط، أساس سطحي، بلاكسيس

Abstract

In the field of geotechnical engineering, which is characterized by the construction of structures adapted to a specific problem, it is important for the development of calculation methods to study the behavior of these structures and their environment. Settlement of foundations is a natural phenomenon which can be of great magnitude and cause considerable damage. In some cases it can cause loss of human life. In addition, the foundation is a key element of any construction in order to ensure the stability of a structure. The foundations of structures must be designed so that the soil does not undergo shear failure and that there is no excessive settlement.

To achieve the main objective of this end-of-study project which is intended to carry out an estimation study of the settlement of shallow foundations by numerical simulation using the Plaxis calculation code. In addition, a theoretical analysis of the problem carried out by means of conventional methods to allow a comparison and an interpretation of the numerical results obtained by the calculation code.

Keywords: bearing capacity, shallow foundation, Plaxis.

Résumé

Dans le domaine de la géotechnique, qui se caractérise par la construction d'ouvrages adaptés à une problématique précise, il est important de développer des méthodes de calcul pour étudier le comportement et l'environnement de ces ouvrages.

Le compactage des fondations est un phénomène naturel qui peut être de grande ampleur et causer de sérieux dommages. Dans certains cas, cela peut entraîner des pertes en vies humaines. De plus, la fondation est un élément essentiel de toute construction afin d'assurer la stabilité de la structure. Les fondations des ouvrages doivent être conçues de manière à ce que le sol ne soit pas soumis à des ruptures par cisaillement et qu'il n'y ait pas de compactage excessif.

Atteindre l'objectif principal de ce projet de fin d'études qui vise à réaliser une étude estimée de la pression de fondation en surface par simulation numérique à l'aide du code de calcul PLEXIS. De plus, une analyse théorique du problème a été réalisée par des méthodes traditionnelles pour permettre la comparaison et l'interprétation des résultats numériques obtenus par le code de calcul.

Mots-clés : compression, apprêt de surface, plexus

TABLE DE MATIERES

Dédicace.....	I
Remerciements.....	II
	III
Résumé.....	IV
Abstract	V
TABLE DE MATIERES.....	VI
LISTE DES FIGURES.....	VII
LISTE DES TABLEAUX.....	IX
TABLE DES NOTATIONS.....	X
INTRODUCTION GENERALES.....	01
Chapitre I Aperçu bibliographique sur le type de fondations	
<i>I.1.Introduction</i>	03
I.2 Généralités sur les fondations	03
I .2.1 Définition des fondations	03
I .2.2 Définition d'une fondation circulaire	03
I .2.3 Les type des fondations	04
I .2.3 1 Les fondations superficielles.....	05
I .2.3.1.1 Les fondations filantes	05
I .2.3.1.2 Les fondations isolées	06
I .2.3.1.3 Les radiers ou dallages.....	07
I.3 Fonctionnement des fondations superficielles	08
I.3.1 les Fondations semi-profondes	09
I.3.2 Puits.....	09
I .3.3 Les fondations profondes	09
I .3.4 1 Les pieux	09
I .3.4.1.1 Classification des pieux	10
I.4 Conclusion	14
Chapitre II Méthodes de calcul de la capacité portante des sols de fondations	
II.1 Introduction.....	15
II.2 Capacité portante.....	15
II.2.1 Méthode de Terzaghi.....	15
II.2.2 Evaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes.....	20

II. 3 Méthode de Meyerhof	20
II.3.1 Capacité portante pour une charge verticale et horizontale.....	22
II.3.2 Evaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes.....	22
II.4 Méthode de Brinch Hansen	22
II.4.1 Capacité portante pour une charge verticale et horizontale.....	25
II.4.2 Evaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes....	25
II .5 Méthode de Vesic	25
II. 5.1 Capacité portante pour une charge verticale et horizontale.....	26
II.5.2 Capacité portante pour une charge verticale, horizontale et un moment.....	27
II.5.3 Évaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes.....	27
II.6 Méthode de Normes Françaises (DTU 13-12)	28
II.7 Méthode de Lancellotta	28
II.8 Méthode de normes allemandes	29
II.9 Méthode de Chen	30
II.10 Méthode Eurocode 7	32
II.11 Conclusion	35
Chapitre III Présentation du code-PLAXIS utilisé et lois du comportement des sols	
III .1 Introduction	36
III .2 Méthodes de calcul basées sur les éléments finis (logiciel Plaxis 2D)	36
III .2.1 Présentation de la méthode des éléments finis.....	36
III.2.2 Concepts de base.....	37
III.2.3 Les sorties fournies pour les ouvrages sont.....	37
III.2.4 les sorties fournies pour le sol.....	37
III.2.5 Calculs par la méthode des éléments finis.....	37
III.2.6 la nécessité des éléments finis.....	38
III. 2.7 Rôle de la méthode des éléments finis.....	38
III.3 Généralité sur la modélisation des structures axisymétriques sous chargement non axisymétriques	38
III.3.1 Modélisation des structures par le logiciel PLAXIS.....	38
III .3.2 Modélisation numérique axisymétrique.....	38
III.3.2.1 Le modèle axisymétrique 2D.....	39
III. 3.3 Notion interaction sol-structure.....	39

III.3.3.1	Modélisation de l'interaction sol-structure.....	39
III.3.3.2	Le sol.....	39
III.4	Présentation de logiciel PLAXIS.....	40
III.4.1	L'interface du programme PLAXIS.....	40
III.4.2	Options par défaut.....	41
III.4.2.1	Génération automatique du maillage.....	41
III.4.2.2	Conditions aux limites.....	41
III.4.2.3	Chargement.....	41
III.4.3	Le comportement du sol.....	41
III.4.3.1	Lois de comportement.....	41
III.4.3.2	Modèle élastique.....	41
III.4.3.2.1	Modèle élastique linéaire isotrope (loi de Hooke).....	41
III.4.4	Lois de comportement élastoplastiques.....	43
III.4.4.1	Modèle élastique orthotrope.....	43
III.4.4.2	Notion de surface de charge.....	44
III.4.4.3	Notion d'écroutissement et domaine d'élasticité.....	44
III.4.4.4	Notions de loi d'écoulement.....	45
III.4.4.4.1	Lois d'écoulement associées.....	45
III.4.4.4.2	Lois d'écoulement non associées.....	46
III.4.5	Modèle élastique linéaire parfaitement plastique Mohr Coulomb.....	46
III.4.6	Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS.....	46
III.4.7	Modélisation bidimensionnelle.....	47
III.4.8	Modélisation tridimensionnelle.....	47
III.5	Conclusion.....	48
Chapitre IV calcul de la capacité portante par différentes approches : Etude paramétrique et étude d'un cas réel		
IV.1	Introduction.....	49
IV.2	Etude paramétrique de méthode de terzaghi.....	49
IV.2.1	Calcul paramétrique avec une profondeur D constante et un diamètre B variable.....	49
IV.2.1.1	Analyse et interprétation de Figure IV.2-.....	50
IV.2.2	Calcul paramétrique de B (Diamètre) et varié en D (profondeur).....	50
IV.2.2.1	Analyse et interprétation de Figure IV.3-.....	51
IV.3	Etude paramétrique de méthode de terzaghi et peck.....	51

IV-3.1 Etude paramétrique de méthode de Terzaghi et Peck en fixant la profondeur D.....	52
IV.3.1.1 Analyse et interprétation de Figure IV.4-.....	52
IV.3.2 Calcul paramétrique de B (Diamètre) et varié en D (profondeur).....	52
IV.3.2.1 Analyse et interprétation de Figure IV.5-.....	53
IV.4 La différence entre la méthode de Terzaghi et la méthode Terzaghi et Peck	53
IV.4.1 La différence en premier cas. En Calcul paramétrique de profondeur D et varié en diamètre B.....	53
IV.4.1.1 Analyse et interprétation de Figure IV.6-.....	54
IV.4.2 La différence en premier cas. En Calcul paramétrique de B (Diamètre) et varié en D (profondeur).....	56
IV.4.2.1 Analyse et interprétation de Figure IV.7-.....	56
IV.5 L'étude paramétrique de la méthode de Meyerhof.....	57
IV.5.1 Calcul paramétrique de diamètre B et varie sur le E (c'est une valeur de sorte la force en mètre (m)).....	58
IV.5.1.1 Analyse et interprétation de figure IV.8-.....	58
IV.5.2 En varie le diamètre B et fixe le E.....	59
IV.5.2.1 Analyse et interprétation de figure IV.9-.....	59
IV.6 Etude du cas : Calcul de la capacité portante des argiles expansives de l'unité Géotechnique El Viso (Salamanca, Espagne).....	60
IV.6.1 Situation Géographique.....	60
IV.6.2 Cadre géologique.....	61
IV.6.3 Etude minéralogique par diffraction des rayons X.....	63
IV.6.3.1 Propriétés physiques.....	64
IV.6.3.2 Propriétés géotechniques.....	64
IV.6.3.3 Résistance au cisaillement.....	64
IV.6.3.4 Potentiel expansif.....	65
IV.6.3.5 Capacité portante.....	66
IV.7 Calcul de la capacité portante par éléments finis.....	67
IV.7.1 Calcul de la capacité portante par éléments finis (Plaxis 2D).....	67
IV.7.2 Les conditions initiales.....	69
IV.8 Conclusion	70
Conclusions générales recommandation et perspectives.....	71

Listes des références.....

LISTE DES FIGURES	PAGE
Figure I.1 - Fondation circulaire.....	04
Figure I.2 - Classification des fondations selon le DTU 13.12.....	05
Figure I.3 - Fondation filante.....	06
Figure I.4 - Les types des fondations isolées.....	07
Figure I.5 - fondation radier.....	08
Figure I.6 -Ferrailage des pieux (collage en place).....	10
Figure I.7 -Schéma du procédé d'installation d'un pieu battu moulé(Frank, 1999).....	11
Figure I.8 - Schéma du procédé d'installation d'un Pieux foré (Frank, 1999).....	12
Figure I.9 -Pieux à section vissés.....	13
FigureII.1 - Ligne de glissement de Prandtl. , (Richards et al ,1993.....	16
Figure II.2 - Simplification de la ligne de Prandtl. (Richards et al ,1993).....	17
Figure III.2 - Organigramme de la structure du code PLAXIS (Bassem, 2012).....	40
Figure III.3 - loi de comportement élastique.....	42
Figure III.4 - Essai de compression uni axiale.....	45
Figure IV.1 -Schéma de principe de la théorie de Terzaghi.....	49
Figure IV. 2 - Etude paramétrique de méthode de terzaghi en fixe la profondeur D.....	50
Figure IV.3 -Etude paramétrique de méthode de terzaghi en varié sur la profondeur D.....	51
Figure IV.4 - exprimé la variation de Q_{ar} (Bars) en fonction de B/D(m) daïne un fonction de fixe le profondeur D et variation en diamètre B de méthode un Peck.....	52
Figure IV.5 - Etude paramétrique de méthode de terzaghi et peck en varie sur la profondeur D.....	53
Figure IV.6 - Etude paramétrique de méthode de terzaghi et de méthode de terzaghi et peck en fixe la profondeur D.....	54
Figure IV.7 - Etude paramétrique de méthode de terzeghi et de méthode de terzeghi et Peck en fixe la profondeur D.....	56
Figure IV.8 - Etude paramétrique de méthode de Meyerhof en varie sur le diamètre.....	58
Figure IV.9 - Etude paramétrique de méthode de mayrhof en varie sur le diamètre B.....	59
Figure IV.10 - Image par Google Earth représente la situation géographique de site la ville Salamanca (Spain).....	60
Figure IV.11 - La carte géologique représente le site de la ville Salamanca (Spain) (NESPHEREIRA 2006).....	61
Figure IV.13 - Modèle géométrique avec application des charges dans l'interface Plaxis.....	67

Figure IV.14 - Maillage du modèle par Plaxis.....	68
Figure IV.15 -Les conditions initiales et détermination du niveau d'eau.....	69

LISTE DES TABLEAUX	PAGE
Tableau II.2- Facteurs de capacité portante, Chowdhury et Dasgupta (2009)	19
Tableau II.3- Facteur de capacité portante N (Chen ,1991).....	27
Tableau II.4- Facteurs de capacité portante et coefficient correcteurs (Eurocode 7,2004)...	31
Tableau III.1- Relations entre constantes élastiques d'après Leipholz (1974).....	43
Tableaux IV.1- il représente la différence entre la méthode tarzaghe et la méthode de tarzeghie et peck en fixe la profondeur D et varié en diamètre B.....	55
Tableaux IV.2 - il représente la différence entre la méthode tarzeghi et la méthode de tarzeghi et peck pour En Fixe le B (Diamètre) et varié en D (profondeur).....	57
Tableau IV.3 - Semi-quantification, en pourcentage, de la minéralogie obtenue à partir de l'analyse par diffraction des rayons X.....	62
Tableau IV.4- Semi-quantification des analyses de roche entière.....	63
Tableau IV.5 - Analyse semi-quantitative de la fraction \2 ml.....	64
Tableau IV.6- Propriétés géotechniques des échantillons V-1, V-2 et V-3 Échantillon.....	65
Tableaux IV.7 - Valeurs de N , N _q , N _c et valeurs de fondation.....	66
Tableaux IV.8- reprisant la défronce entre méthodes.....	69

TABLE DES NOTATIONS

Symboles	Designation
A	Aire d'une fondation
B	Largeur d'une fondation
L	Longueur d'une fondation
D_f	Profondeur d'une fondation
S	Tassement
F_i	Forces
M_i	Moments
σ	Contrainte
	Cohésion
C''	Angle de frottement effective
φ'	Surcharge
q_0	pression effective maximale sous la semelle
q_{max}	Pression limite
P_L	Facteurs de capacité portante
N_c, N_q, N_γ	Poids volumique
	Cohésion du sol
γ	coefficients de pression des terres, actif et passif
c	angles critiques de rupture
K_A et K_P	capacité portante ultime.
ρ_A et ρ_P	Facteurs de formes
q_{ult}	Facteurs de profondeur
	Facteurs d'inclinaison
S_c, S_q, S_γ	Résistance de cisaillement non drainée
d_c, d_q, d_γ	
$i_c; i_q; i_\gamma$	Angle de frottement interne déterminé à l'appareil triaxial
c_u	Charge verticale
φ_t	Charge horizontale
V	Inclinaison de la base de la fondation
H	Inclinaison de la surface du sol
	Coefficient d'effet d'inclinaison de la semelle
α	Coefficient réducteurs d'effet d'inclinaison β
β	Capacité aléatoire

Introduction générale

Introduction générale

Introduction générale

Les fondations sont généralement conçues pour remplir certaines conditions de service et de stabilité, alors Les fondations est la partie d'un système d'ingénierie qui transfère dans le sol sous- jacent les charges supportées et de son poids propre, forment la partie à une base d'un construction son infrastructure, leur principale fonction est de porter et d'ancrer la superstructure de la construction et de transmettre en toute sécurité et en tout charges à la terre.

Les études théoriques et expérimentales ont montré que : Lorsqu'une fondation superficielle est située au bord d'une pente, sa portance est considérablement affectée par la présence de la pente et elle devient plus faible que celle avec un terrain horizontal et elle doit être affectée d'un coefficient réducteur.

Selon la capacité portante du sol ou de la roche à supporter les structures (bâtiments usines, barrages, ponts.....etc.), il y des méthodes de calcul de la capacité portante ont été développées progressivement depuis le dernier siècle, Elles doivent beaucoup à quelques précurseurs, en début Terzaghi (1943) est le premier qui a proposé une équation générale pour l'évaluation de la capacité portante d'une fondation superficielle, et encore (Rankine Meyerhof 1953, BrinchHansen 1970, Vesic (1973) ...), qui ont établi un ensemble de règles validées par l'expérience et couvrant la plupart des situations courantes.

Il existe deux approches classiques pour déterminer la capacité portante des fondations superficielles : La première, analytique, est basée sur la théorie de la plasticité parfaite, elle nécessite la connaissance des caractéristiques intrinsèques c et ϕ du sol, et la deuxième, empirique, est fondée sur l'interprétation directe d'essais in situ comme le plessimètre ou le pénétromètre .

La capacité portante des fondations circulaires et annulaires a une importance fondamentale dans de nombreux problèmes géotechniques, Aujourd'hui, les semelles circulaires et annulaires sont de plus en plus utilisées pour les structures telles que les piles de ponts, les châteaux d'eau, lessilos, les pieux etc. Une conception tenant en compte la sécurité et l'économie de telles fondations nécessite une bonne connaissance à la fois du tassement et de la capacité portante. Bien que la capacité portante des fondations filantes et circulaires ait été amplement étudiée pendant plusieurs décennies, très peu de tentatives expérimentales et analytiques ont été déployées pour étudier la capacité portante des fondations circulaires encastrées.

L'objectif principal de cette étude dévaluer de la capacité portante des fondations

Introduction générale

circulaires et les différents méthodes de calcul la capacité portant sous chargement combiné dans un sol cohérent ainsi déterminé exprime logiciel plaxis

Élaborer des abaques de dimensionnement pour le sol étudié.

La présente thèse se compose de 4 chapitres regroupés en deux parties.

La première partie présente une synthèse bibliographique et comporte deux chapitres

➤ **Le premier chapitre**, nous ferons un rappel sur un certain nombre de connaissances de base sur la définition des fondations circulaire leur fonctionnement ainsi qu'un rappel des types de fondation circulaires les plus populaires et les différent entre eux justifié par un site réel.

➤ **Le deuxième chapitre**, expose la présentation des différentes méthodes de leurs calculs de la capacité portante des fondations ainsi que les différents mécanismes donc c'est un rappel les méthodes anciennes et détecté les méthodes numérique

Dans cette chapitre en parliez pratiquement sur la méthode de tarzaghi, la méthode de tarzaghi et peck et méthode de mayref , et bien sur la différence entre les méthodes d'études

➤ **Le troisième chapitre**, il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien.

➤ **Le quatrième chapitre**, en parliez pratiquement sur la méthode de tarzaghi, la méthode de tarzaghi et peck et méthode de mayref , et bien sur la différence entre les méthodes d'études.

Notre travail sera terminé avec des conclusions générales recommandation et perspectives

Chapitre I
Aperçu bibliographique sur le type des fondations

I.1 Introduction

La bonne conception et le bon dimensionnement des fondations constituent des éléments très importants dans la sécurité et la durabilité des ouvrages, La fondation d'une construction est la partie qui reprend les charges de la superstructure et les transmet par contact au sol support. Elle joue un rôle important pour une bonne tenue des ouvrages.

Les fondations sont construites en béton armé et enterrés pour réduire les effets du gel, du soulèvement de certains sols ou d'autres dommages provenant de la surface.

Les fondations sont réalisées pour assurer la stabilité et la sécurité de l'ouvrage. En effet, la stabilité est assurée quand les efforts provenant des charges extérieures ne dépassent pas la capacité de résistance du sol.

Aujourd'hui, les semelles circulaires et annulaires sont de plus en plus utilisées dans la pratique. Elles apportent un support aux structures telles que les piles de ponts, les châteaux d'eau, les réservoirs hydrocarbures, et utilisées pour assurer la stabilité du poids lourds.

Dans ce chapitre, nous rappelons un certain nombre de connaissances de base qui concernent le comportement des fondations superficielles, semi profond, et semelles profonds. Nous aborderons successivement la définition des fondations, et fondation circulaires, la présentation des divers types de fondations.

I.2 Généralités sur les fondations

I.2.1 Définition des fondations

La fondation est la partie inférieure d'une structure qui repose sur le sol reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges au sol transmettent les charges de la superstructure soit directement (cas des radiers), ou par l'intermédiaire (des semelles sur pieux)

Les éléments géométriques qui définissent une fondation superficielle sont:

- B, la largeur de la fondation.
- L, la longueur de la fondation.
- L'encastrement qui est la profondeur de la base de fondation.

I.2.2 Définition d'une fondation circulaire

Les fondations circulaires sont largement utilisées en génie civil, notamment dans les réservoirs hydrocarbures, les châteaux d'eau et certaines antennes de communication. Leur géométrie axisymétrique fait que le comportement diffère sensiblement de celui des semelles rectangulaires. [Sa leçon et Matara \(1982\)](#) ont étudié par le biais des méthodes d'équilibre limite le problème d'une semelle circulaire enfouie dans un sol à cohésion variant linéairement avec la profondeur.

Les fondations circulaires ont été, en premier, étudiées par Berezantzev (1948). Levin (1955) a présenté des bornes supérieures de la capacité portante d'une semelle rigide circulaire, reposant sur un sol homogène purement cohérent, soumise à l'action d'une force verticale centrée.

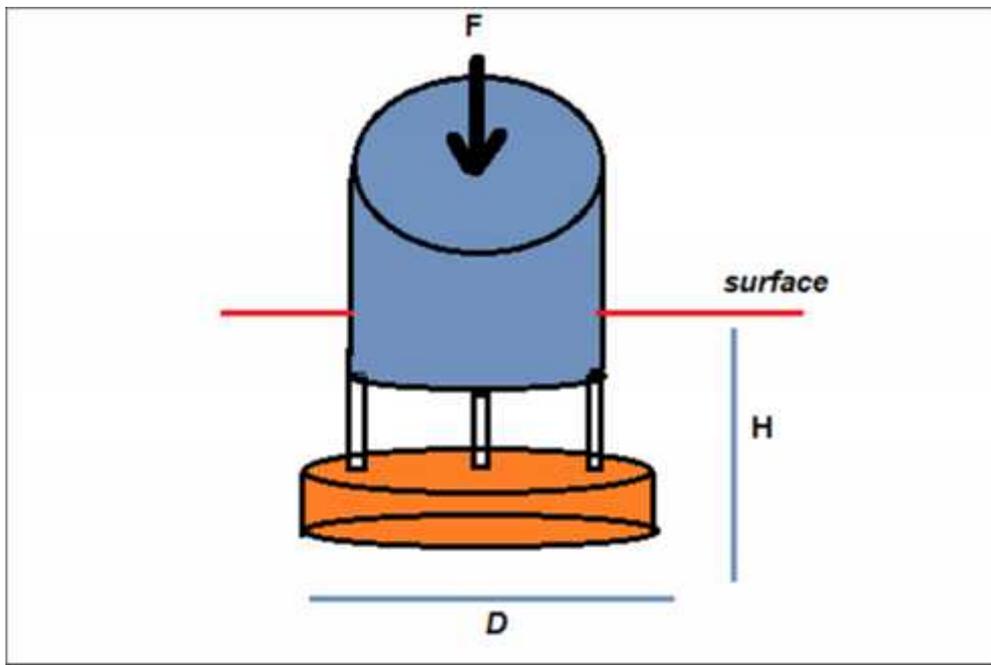


Figure I.1-Fondation circulaire

I.2.3 Les type des fondations

Il y à trois types de **fondations** sont

- les fondations **superficielles** : si $D_f / B \leq 4$ à 5
- Les fondations **semi profonde** : Si $4 < D_f / B \leq 10$
- les fondations **profondes et spéciales** : Si $D > 5B$. Si $D_f / B \geq 10$

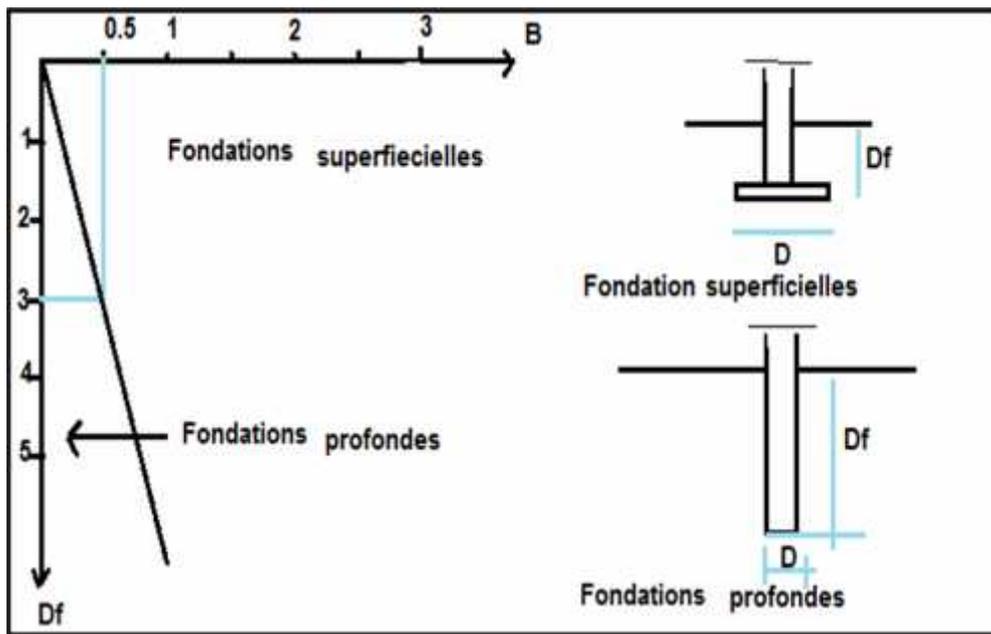


Figure I.2- Classification des fondations selon le DTU 13.12

I .2.3 .1 Les fondations superficielles

Les fondations superficielles sont des fondations faiblement encastées en reportent les charges au niveau des couches superficielles de terrains. (Profondeur d'ancrage est inférieure à 1,5 fois sa largeur).

➤ Les types des fondations superficielles

Il existe 3 types de fondations superficielles

I .2.3.1.1 Les fondations filantes

Placée sous un mur ou plusieurs poteaux rapprochés, La descente de charges n'est plus concentrée (sous un mur classique), on met logiquement en œuvre une fondation de type filante, alors les fondations filantes, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grand longueur L ($L/B > 10$).

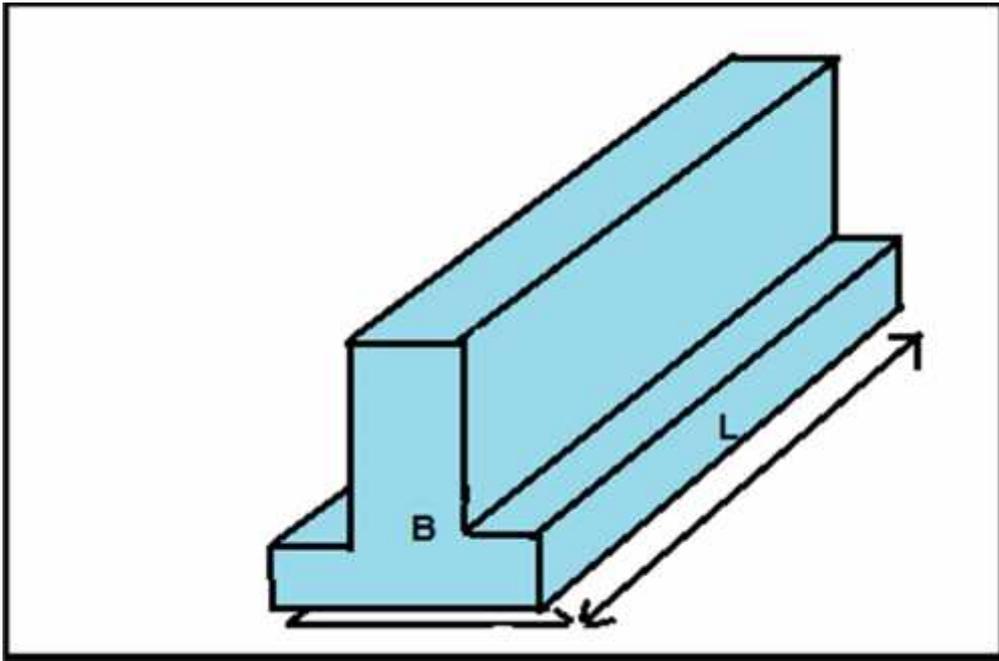


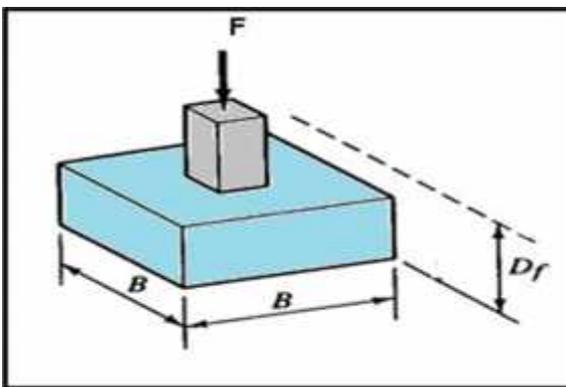
Figure I.3-Fondation filante

I .2.3.1.2 Les fondations isolées

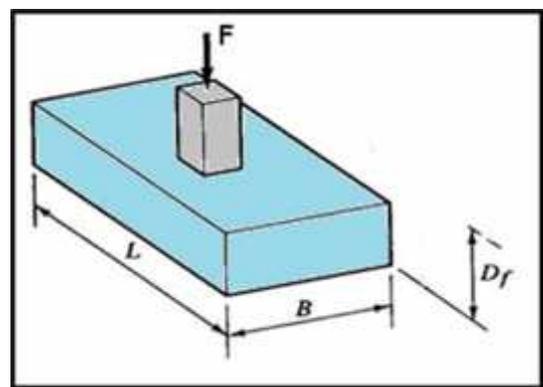
Ce sont des fondations directes Ce sont les fondations les plus simples, utilisables sous les colonnes (poteaux) des constructions légères et sur des sols de bonne qualité Les fondations isolées supportent une seul semelle par chaque poteau, Leurs dimensions de surface sont homothétiques à celles du poteau, une fondation isolée généralement circulaire (de diamètre B),soit carrée ($L=B$), soit rectangulaire ($B < L < 5B$).

- Les types des fondations isolées

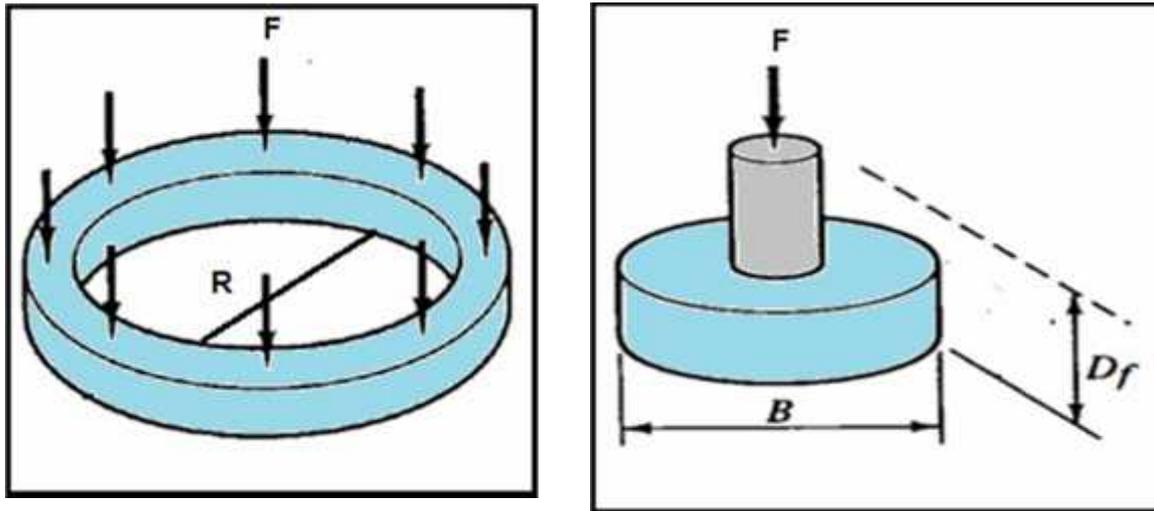
- Semelle carrée
- Semelle rectangulaire
- semelle circulaire
- semelle annulaire



a-



b-



c-

d-

Figure I.4- Les types des fondations isolées (a-Semelle carré / b-Semelle rectangulaire /c-
semelle circulaire / d-semelle annulaire)

I .2.3.1.3 Les radiers ou dallages

En semelle radier les dimensions B et L sont importantes, cette catégorie inclut les radiers généraux.

On cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement Pour des raisons de coût cette solution.

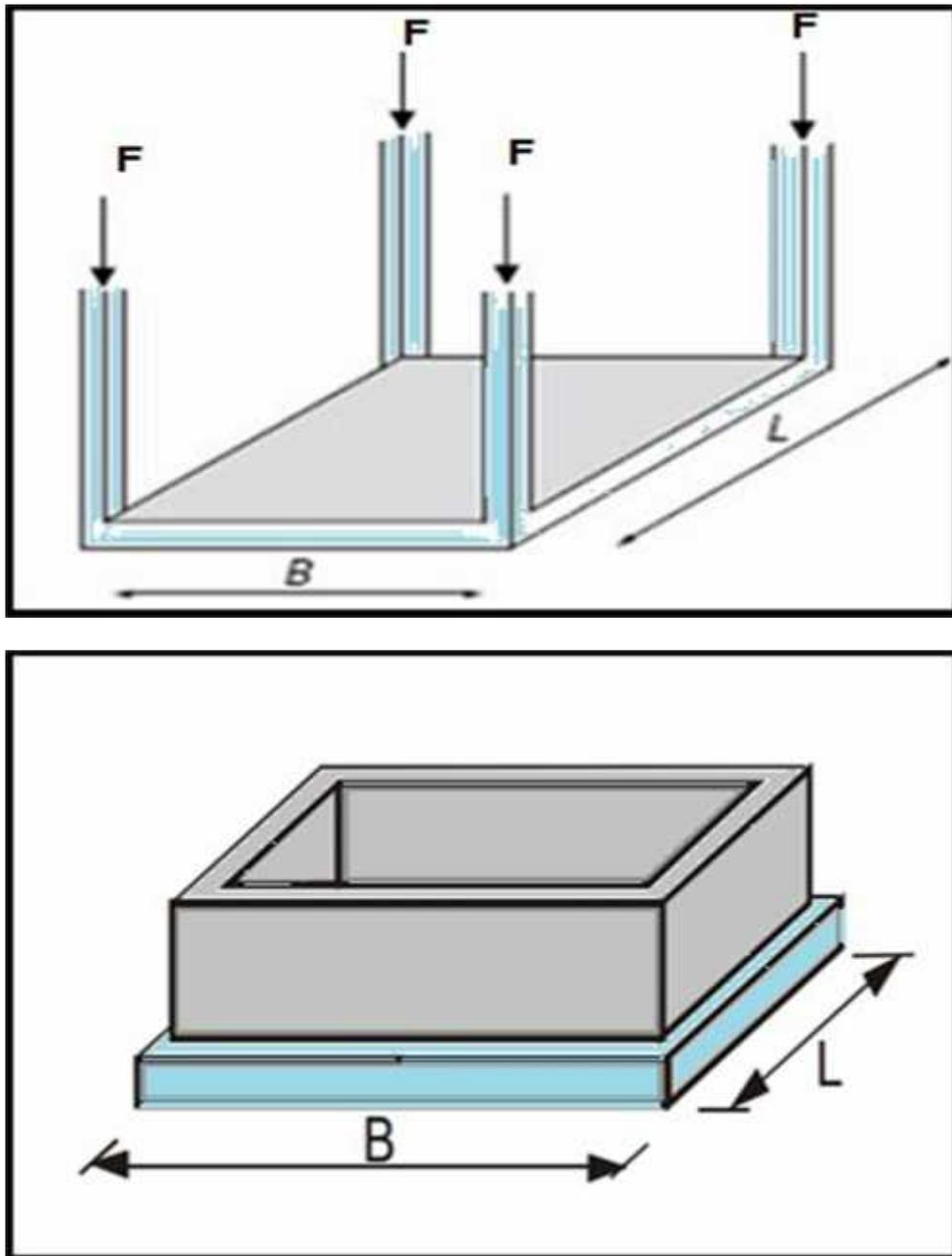


Figure I.5 - fondation radier

I.3 Fonctionnement des fondations superficielles

Elles doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage

- Assurer la stabilité de l'ouvrage et des fondations.
- Assurer la résistance des massifs de fondations.
- Vérifier la résistance du terrain de fondations.
- S'assurer de la durabilité des fondations.
- Trouver la solution la plus économique.

Le dimensionnement d'une fondation superficielle consiste donc à vérifier la stabilité de celle-ci et notamment que le sol de fondation est en mesure de supporter les sollicitations qui vont lui être appliquées. Il s'agit donc de vérifier que la capacité portante du sol de fondation est suffisante.

I.3.1 les Fondations semi-profondes

Une fondation semi-profonde est un ouvrage ponctuel, généralement en béton armé qui permet de transmettre les charges d'une structure.

I.3.2 Puits

C'est une Fondation qui peut être utilisée dans le cas d'un sol stable en faible profondeur, des puits d'une profondeur suffisante pour se stabiliser sur la couche stable sont remplis de "gros béton" (un béton grossier d'environ 200 kg de ciment/m³).

Ils sont des fondations creusées à la main. De section circulaire, ils doivent avoir un diamètre supérieur à 1,20m.

I.3.3 Les fondations profondes

Les fondations profondes reportent les charges dans les couches profondes, mais aussi dans les couches superficielles qu'elles traversent. Lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter un ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle, des fondations profondes sont mises en place. Ce type de fondations (pieux forés ou battus, micro pieux, barrettes ou parois moulées porteuses, caissons).

I.3.4 .1 Les pieux

Les pieux sont des fondations élancées qui reportent les charges de la structure sur des couches généralement sont des éléments de construction longue, à section circulaire.

Les pieux sont placés à tous les angles du bâtiment et toutes les intersections des murs. Aujourd'hui, les moyens pour installer des pieux se sont développés pour combler de nouveaux besoins. On peut distinguer six techniques :

- Les pieux battus
- Les pieux excavés
- Les pieux forés
- Les pieux vibrés
- Les pieux vissés
- Les pieux enfoncés hydrauliquement

Les deux plus anciennes techniques sont celles des pieux battus et des pieux excavés.

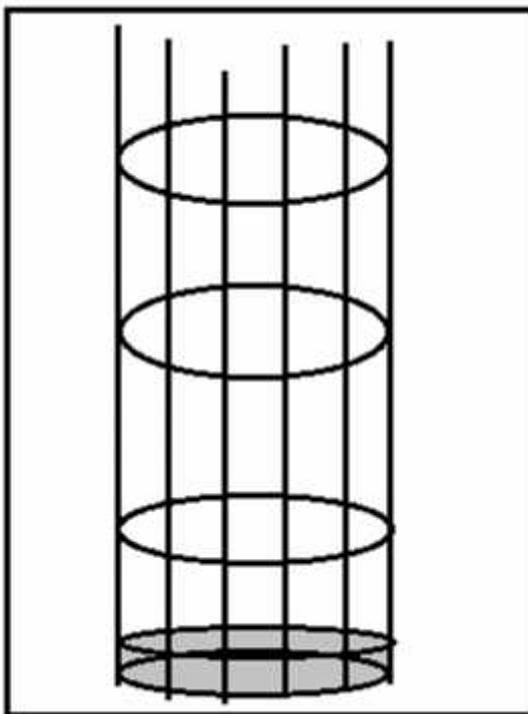


Figure I.6- Ferrailage des pieux (collage en place)

I.3.4.1.1 Classification des pieux

On distingue plusieurs types de pieux. Traditionnellement les pieux sont classés (Frank, 1999):

- Soit suivant la nature du matériau constitutif :
 - Bois.
 - Métal.
 - Béton, ...etc.
- Soit suivant le mode d'introduction dans le sol :
 - Les deux plus anciennes techniques sont celles des pieux battus et des pieux excavés.
 - Pieux battus, façonnés à l'avance et mis en place, le plus souvent, par battage
 - Pieux forés, exécutés en place par bétonnage dans un forage, à l'abri ou non d'un tube métallique.

a) Pieux battus

Le principe des pieux battus est celui du marteau et du clou. Le marteau frappe le clou pour l'enfoncer. Quand le clou est presque perdu dans le sol, on rajoute un autre clou au-dessus. Le marteau frappe sur le nouveau clou et celui-ci cogne sur l'ancien clou. On rajoute des clous un par-dessus l'autre jusqu'au moment où il n'y a plus d'enfoncement. Le pieu atteint ce qu'on appelle « le refus ». Il refuse de s'enfoncer plus profondément.

Pour les pieux excavés, le principe est d'enlever la terre, installer le pieu, et ensuite remettre la terre autour. Ce pieu n'a pas atteint le refus donc il ne devrait pas être utilisé pour supporter des charges importantes.

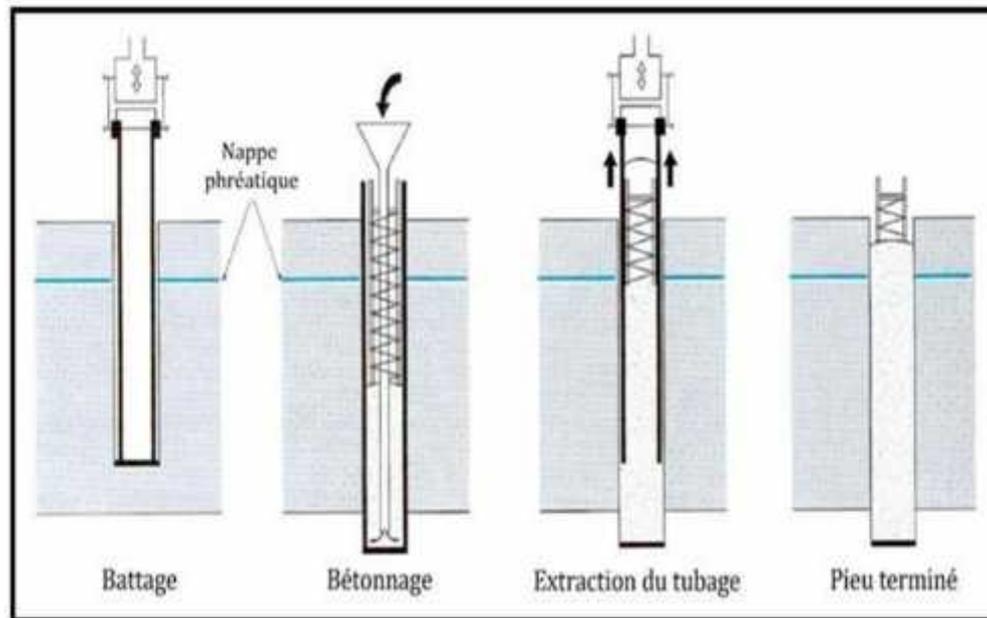


Figure I.7- Schéma du procédé d'installation d'un pieu battu moulé (Frank, 1999)

B) Pieux excavés

Pour les pieux excavés, le principe est d'enlever la terre, installer le pieu, et ensuite remettre la terre autour. Ce pieu n'a pas atteint le refus donc il ne devrait pas être utilisé pour supporter des charges importantes.

c) Pieux forés

Les pieux forés sont légèrement différents du principe des pieux excavés. C'est-à-dire, on enlève

la terre, juste assez pour y insérer un pieu tubulaire d'acier sans toutefois remettre la terre autour.

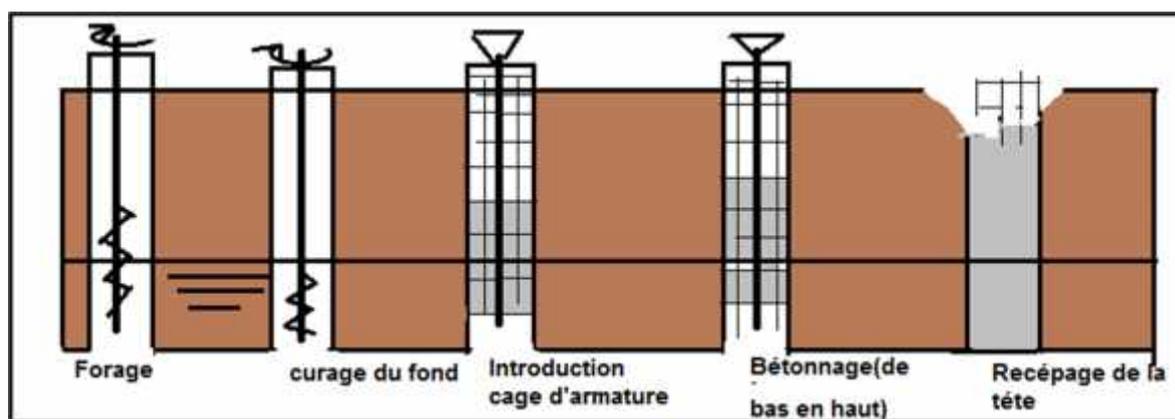


Figure I.8- Schéma du procédé d'installation d'un Pieux foré (Frank, 1999)

d) Pieux vibrés

Les pieux vibrés utilisent une tête de fonçage qui fait vibrer le pieu. Ces pieux doivent être en acier pour transmettre la vibration. La vibration fait dissiper la terre à la pointe du pieu. Cette technique s'applique bien quand le sol est mou (ex. sol marécageux). Dès que le pieu atteint un sol plus dense, il va atteindre un refus prématuré. Ce type de pieu fonctionne bien s'il est ancré par friction.

e) Pieux vissés

La technique des pieux vissés est récente. La pointe du pieu est en forme hélice. La pointe se visse dans le sol un peu comme le principe d'une tarière. Une tarière sert à faire des trous dans la terre. Sa visse fait remonter la terre qui se jette autour du trou. Par contre, si la tarière rencontre de grosses roches ou un sol dense, elle ne fait plus ressortir la terre. Le pieu vissé, lui aussi, a une limite d'enfoncement. Il n'atteint jamais une profondeur dans le sol qui puisse garantir un refus solide pour soutenir de grandes charges.

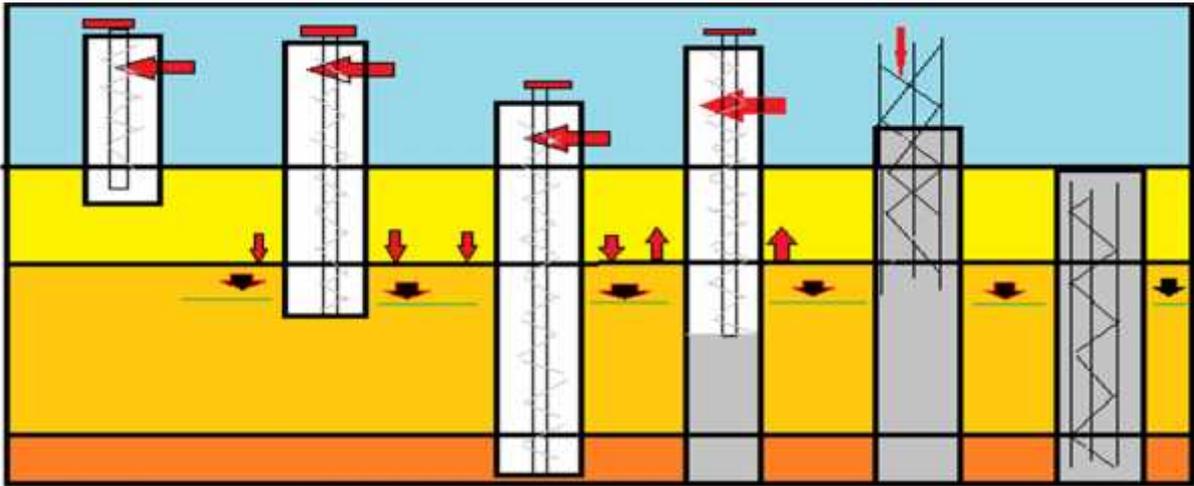


Figure I.9- Pieux à section vissés

f) Pieux enfoncés hydrauliquement

Les pieux enfoncés hydrauliquement ont besoin d'une charge fixe pour être enfoncés. Ils sont idéaux pour corriger l'affaissement d'un bâtiment, car ils utilisent le poids du bâtiment existant.

C'est la seule technique qui se fait sans bruit et sans vibration. Elle utilise l'immense force de vérins hydrauliques combinés avec une mâchoire qui s'agrippe au pieu pour l'enfoncement et qu'elle relâche quand les vérins reprennent leurs positions de départ.

Dans une conférence présentée au Japon en octobre 1968 et publiée après son décès,

([Brinch Hansen, 1970](#))

Vesi présente un panorama complémentaire du développement de l'analyse de la capacité portante des fondations superficielles. Il rappelle que l'histoire des premiers travaux sur le sujet, commençant à ([Rankine en 1857](#))

Les pratiques recommandées pour le calcul des fondations superficielles sont peu différentes. Dans les textes français actuels ([DTU 13.12, 1988](#)).

[Lancellotta, \(1995\)](#) donne pour le facteur de gravité N_{γ} l'expression proposée par Vesi pour la solution de Caquot et [Kérisel \(1953\)](#)

Les nouvelles normes allemandes ([DIN V 4017-100](#)) tiennent compte des choix faits pour la rédaction de l'Eurocode 7. Les expressions des facteurs de capacité portante N_q , N_c et N_{γ} sont celles de Meyerhof pour les deux premières et une expression spécifique pour le troisième.

[Chen, \(1975\)](#) présente un panorama des possibilités offertes au début des années 1970 par l'analyse limite pour le calcul des fondations superficielles. Il présente notamment une chronologie des travaux qui ont permis son développement, Les techniques proprement dites

de la méthode des caractéristiques ou des lignes de glissement, commencent à (Kötter, 1903) fondations superficielles donnée comme exemple générale que celles décrites jusqu'ici, avec trois portante et des coefficients correcteurs. (A Bond and A Harris, 2008)

I.4 Conclusion

Une fondation superficielle est une fondation dont l'encastrement D dans le sol n'excèderas 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.

Chapitre II

Méthodes de calcul de la capacité portante des soles de fondations

II.1 Introduction

Ce chapitre présente les différentes méthodes développées au fur du temps pour l'évaluation de la capacité portante d'une fondation superficielle :

- Méthode de Terzaghi
- Méthode de Meyerhof
- Méthode de Brinch Hansen
- Méthode de Vesic
- Méthode de Normes Françaises (DTU 13-12)
- Méthode de Lancellotta
- Méthode de normes allemandes
- Méthode de Chen
- Méthode Eurocode 7

II.2 Capacité portante

II.2.1 Méthode de Terzaghi

La capacité portante statique, aussi appelée charge ultime, qu'une semelle peut supporter, est généralement calculée par superposition des contributions attribuables à la cohésion du sol c , à la masse volumique du sol γ et la surcharge q ; Chaque contribution peut être exprimée sous la forme d'un facteur de capacité portante N pour donner la capacité totale (Terzaghi, 1943) ;

$$P_L = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + q N_q + c N_c \quad (\text{II-1})$$

Où c 'est la cohésion, q la surcharge au niveau de la fondation, γ le poids volumique et B la largeur de la fondation. Les facteurs N_c , N_q et N_γ sont fonction de l'angle interne de frottement φ , qui est supposé constant. Terzaghi a obtenu cette solution par la méthode de l'équilibre limite.

La ligne de glissement à deux dimensions proposée par (Prandtl, 1921) ; et montrée sur la Figure (II-1), est le mécanisme de rupture traditionnellement utilisé. Un sol homogène de masse volumique γ possède les caractéristique C_r et φ (cohésion et angle de frottement) et peut être considéré comme un corps plastique rigide. Pour les fondations superficielles, $D < B$ (profondeur inférieure à la largeur de semelle), la surcharge est idéalisée comme une surcharge $q = \gamma d$, et ainsi est négligée toute résistance au cisaillement sur les plans EF et AE.

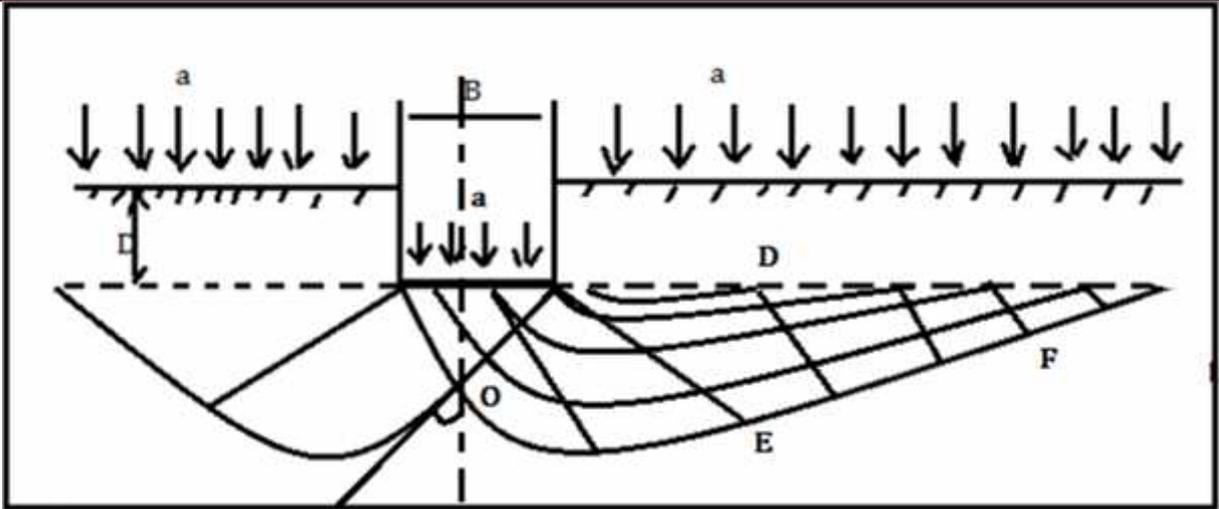


Figure-II.1- Ligne de glissement de Prandtl. , (Richards et al ,1993).

Le schéma de rupture de Prandtl est composé de 3 régions de glissement :

- 1) une zone active (région I) qui descend,
- 2) une zone passive (région III) qui monte,
- 3) une zone radiale de transition (région II) qui se déplace latéralement.

Pour $\alpha = 0$, la région II devient un quart de cercle et les angles des zones actives et passive ρ_A et ρ_P sont tous les deux égaux à $\pi/4$. Pour un équilibre statique, les facteurs de capacité portante sans dimensions de Prandtl pour un sol ($\gamma=0$) et une base régulière sont :

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{II. 2})$$

$$N_c = (N_q - 1) \tan \varphi \quad (\text{II. 3})$$

Lorsque la masse du sol sous la semelle est prise en compte pour déterminer N_y , La région II de Prandtl est perturbée. Une approximation faite à partir d'une autre solution numérique basée sur les travaux de Prandtl est donnée par (Vesic, 1973) ;

$$N_y = 2(N_q + 1) \tan \varphi \quad (\text{II. 4})$$

Il existe un grand nombre de méthodes différentes pour le calcul de N_y

Une simplification du modèle de Prandtl est montrée en Figure (II-2). Cette simplification permet d'élever la zone de transition (II) en calculant son effet de cisaillement moyen sur la ligne verticale AC séparant les zones I et III. AC peut donc être considéré comme un mur avec une poussée latérale P_a provenant de la région I s'opposent à la résistance passive P_p de la région III.

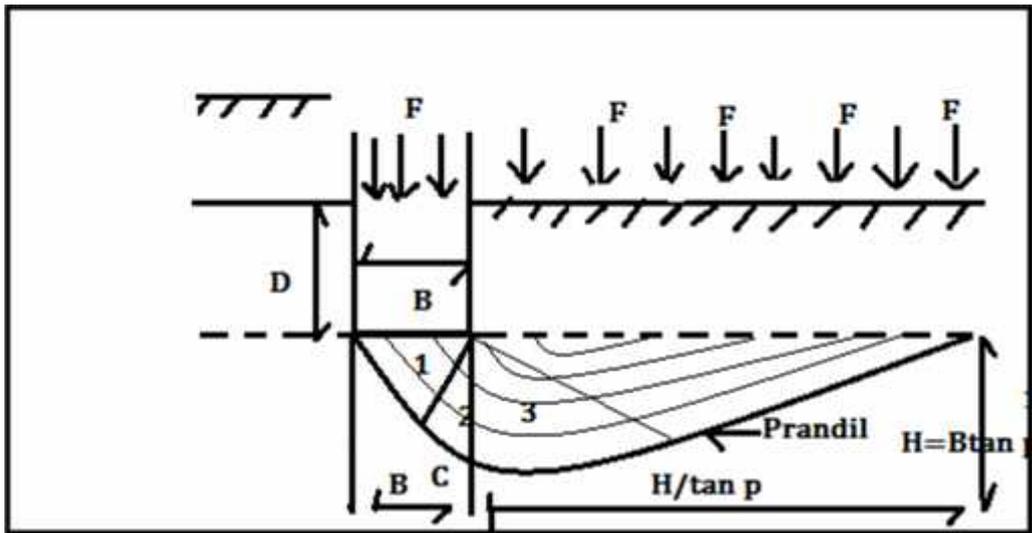


Figure II.2- Simplification de la ligne de Prandtl. (Richards et al ,1993).

Les facteurs de capacité portante pour chaque composant de force peuvent alors être dérivés par les conditions d'équilibre limite. Considérons la première surcharge

($c = y = 0$), l'équilibre horizontal donne :

$$F_A = K_A P_L^q H = F_p = K_p q H \quad (\text{II. 5})$$

Où K_A et K_p sont les coefficients de pression des terres, actif et passif respectivement.

donc

$$P_L^q = \frac{q K_p}{K_A} \quad (\text{II. 6})$$

et

$$N_q = \frac{K_p}{K_A} \quad (\text{II. 7})$$

Par le même principe, en considérant seulement la contribution de la masse du sol sous la semelle ($q = c = 0$), l'équilibre limite à l'effondrement donne :

$$F_A^{\gamma} = P_L^{\gamma} H K_A + \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p = F_p^{\gamma} \quad (\text{II. 8})$$

donc

$$P_L^{\gamma} = \frac{1}{2} \gamma B \tan \rho_A \left(\frac{K_p}{K_A} - 1 \right) \quad (\text{II. 9})$$

et

$$N_q = \tan \rho_A \left(\frac{K_p}{K_A} - 1 \right) \quad (\text{II. 10})$$

Finalement, il doit être noté que pour une cohésion c et $\delta = 0$, l'équilibre, en considérant le mécanisme de la Figure (II-1), donne une valeur de $N_c = 6,0$, qui est presque de la valeur standard 5,14 provenant de l'équation II-3.

En considérant les frottements dans l'écran AC, les coefficients de pression de la terre sont :

Donc

$$K_A = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi}{\cos \delta}} \right]^2} \quad (\text{II. 11})$$

$$K_p = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi}{\cos \delta}} \right]^2} \quad (\text{II. 12})$$

et les angles critiques de rupture ρ_A et ρ_p sont (Richards et Elms, 1987) :

$$\rho_A = \varphi + \arctan \left[\frac{\sqrt{\tan \varphi (\tan \varphi + \cot \varphi) (1 + \tan \delta \cot \varphi)} - \tan \varphi}{1 + \tan \delta (\tan \varphi + \cot \varphi)} \right] \quad (\text{II. 13})$$

$$\rho_p = -\varphi + \arctan \left[\frac{\sqrt{\tan \varphi (\tan \varphi + \cot \varphi) (1 + \tan \delta \cot \varphi)} - \tan \varphi}{1 + \tan \delta (\tan \varphi + \cot \varphi)} \right] \quad (\text{II. 14})$$

Les facteurs de capacité portante N_q et N_y peuvent maintenant être calculés pour des sols granulaires pour des valeurs de δ et φ variables, à partir des équations (II.13) et (II.14). Les résultats du Tableau(II.1) montrent la comparaison avec les valeurs du système mécanique de Prandtl fait à partir des équations (II.11) et II.12.

Paramètres	$\varphi = 0$	$\varphi = 10$			$\varphi = 20$			$\varphi = 30$			$\varphi = 40$		
	$\delta = 0$	$\delta=0$	$\delta=5$	$\delta=10$	$\delta=0$	$\delta=10$	$\delta=20$	$\delta=0$	$\delta=15$	$\delta=30$	$\delta=0$	$\delta=20$	$\delta=40$
K_A	1	0,704	0,662	0,635	0,490	0,447	0,427	0,333	0,301	0,297	0,217	0,199	0,210
p_A (degrés)	45	50	45,2	41,8	55	51,1	48,1	60	56,9	54,3	65	62,6	60,4
K_p	1	1,42	1,569	1,73	2,040	2,635	3,525	3	4,978	10,09	4,60	11,77	92,59
p_p (degrés)	45	40,0	33,2	28,4	35,0	27,0	21,1	30	20,7	13,4	25,0	14,1	4,8
N_q (Prandtl)	1	2,47	2,47	2,47	6,40	6,40	6,40	18,40	18,40	18,40	64,20	64,20	64,20
N_q Coulomb	1	2,02	2,37	2,73	4,16	5,90	8,26	9	16,51	33,97	21,15	59,03	44,05
N_y (Prandtl)	0	1,22	1,22	1,22	5,39	5,39	5,39	22,40	22,40	22,40	109,41	109,41	109,41
N_y Coulomb	0	1,21	1,38	1,54	4,51	6,06	8,10	13,85	23,76	45,96	43,21	119,9	777,40

Tableau II.1- Comparaison entre les facteurs de capacité portante selon le mécanisme de Prandtl et le mécanisme deCoulomb. (Richards et al, 1993).

Pour un mécanisme cinématique correct de Coulomb, les régions doivent glisser les unes par rapport aux autres et on obtient alors $\delta = \varphi$. Cela va augmenter la capacité portante, mais tant que le mur fictif remplace les effets de la zone de transition cela devrait compenser le transfert de cisaillement et la configuration $\delta = \varphi/2$ est être une approximation plus raisonnable. Comme montre le Tableau (II.1), une telle approximation donne une très bonne corrélation entre les deux mécanismes pour toutes les valeurs de φ .

II.2.2 Evaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes

Pour les sols homogènes, Terzaghi propose l'équation (II-15) pour l'évaluation de la capacité portante ultime.

$$q_{ult} = cN_c s_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma s_\gamma \quad (\text{II. 15})$$

Où c'est la force de cohésion, N_i sont les facteurs de capacités portantes, q est l'effort effectif vertical au niveau de la base de la semelle, γ est la masse volumique du sol de surcharge, s est le facteur de forme et B la largeur de semelle.

II.3 Méthode de Meyerhof

La portance des semelles filantes est calculée en suivant la forme générale décrite par Terzaghi, avec des expressions établies par (Prandtl, 1921) pour N_c , par (Reissner, 1924) pour N_q et par (Meyerhof, 1961) pour une valeur approchée de N_γ , ces coefficients ne tenant pas compte de la résistance au cisaillement dans le sol situé au-dessus de la base de la fondation. (Meyerhof, 1963);

$$\begin{cases} N_c = (N_q - 1) \tan \varphi \\ N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4 \varphi) \end{cases} \quad (\text{II. 16})$$

Pour les semelles circulaires et rectangulaires de côtés B et L , des facteurs partiels ont été proposés, à l'initiative de (Skempton, 1951) pour les argiles, par interpolation entre le cas des semelles filantes et celui des semelles circulaires :

$$\begin{aligned} s_c &= 1 + 0,2 \frac{B}{L} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ s_q = s_\gamma &= 1 \quad \text{si } \varphi = 0 \\ s_q = s_\gamma &= 1 + 0,1 \frac{B}{L} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{Si } \varphi > 10 \text{ degrés} \end{aligned} \quad (\text{II. 17})$$

Pour les fondations rectangulaires, une interpolation est aussi proposée pour corriger la valeur de l'angle de frottement interne, plus forte de 10% dans les ruptures en déformations planes (φ_p) que dans les essais triaxiaux (φ_t) :

$$\varphi = \varphi_p = \left(1,1 - 0,1 \frac{B}{L} \right) \varphi_t \quad (\text{II. 18})$$

-S'il y a de l'eau dans le sol, ou si le sol n'est pas homogène, il est recommandé d'utiliser des

valeurs moyennes du poids volumique déjaugé l'eau et non déjaugé en l'absence d'eau, de la cohésion c et de l'angle de frottement interne :

- jusqu'à deux fois B sous la base des semelles filantes,
- jusqu'à une fois B sous la base des semelles circulaires et carrées.

Pour tenir compte de la résistance du sol au-dessus de la base de la fondation, on utilise d'autres facteurs partiels :

$$\begin{aligned}
 d_c &= 1 + 0,2 \frac{D}{B} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\
 d_q = d_\gamma &= 1 \quad \text{si } \varphi = 0 \\
 d_q = d_\gamma &= 1 + 0,1 \frac{D}{B} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{si } \varphi > 10 \text{ degrés}
 \end{aligned}
 \tag{II. 19}$$

Meyerhof indique aussi que, pour les charges excentrées, la pratique consistant à faire le calcul de portance sur une semelle filante de largeur B' réduite :

$$B' = B - 2e$$

Semble trop sévère par comparaison avec les résultats dressés. Les observations sont intermédiaires entre ces valeurs et celles déduites d'une répartition triangulaire des pressions sous la semelle (Brinch Hansen, 1955). Toutefois, en cas de double excentrement, la réduction de la longueur et de la largeur de deux fois les excentrement correspondants est jugée suffisante.

Pour les charges inclinées, les travaux de (Schultze, 1952) et de (Meyerhof, 1953) ont défini des coefficients réducteurs égaux à :

$$\begin{aligned}
 i_c = i_q &= \left(1 - \frac{\delta}{90} \right)^2 \\
 i_\gamma &= \left(1 - \frac{\delta}{\varphi} \right)^2
 \end{aligned}
 \tag{II. 20}$$

Il est conseillé d'incliner la base de la fondation en cas de charge inclinée permanente (par exemple, pour reprendre les charges d'un pont en arc). La solution est alors semblable à celle d'une fondation sur pente.

Dans le cas général, la formule de calcul de la capacité portante du sol a donc la forme :

$$q_{\max} = c s_c d_c i_c N_c + q s_q d_q i_q N_q + \frac{1}{2} \gamma B s_\gamma d_\gamma i_\gamma N_\gamma
 \tag{II. 21}$$

L'intérêt de Meyerhof est la liaison entre la résistance et le déplacement : sous une charge inclinée et excentrée, une fondation superficielle peut se déplacer horizontalement de 5 à 20% de la largeur de la fondation, et tourner de 1 à 5 degrés, selon la densité ou rigidité du sol et la profondeur d'encastrement de la fondation. Ces déplacements sont nécessaires pour mobiliser la résistance du sol et peuvent avoir une influence importante sur les structures qu'il porte. Pour limiter les déplacements des fondations, il faut les élargir ou les encastrent plus profondément. D'autre part, si la rigidité de la fondation est faible par rapport à celle du sol, il faut utiliser une approche différente, par exemple avec des coefficients de réaction.

II.3.1 Capacité portante pour une charge verticale et horizontale

Dans des études plus anciennes, la combinaison de charge verticale et horizontale est traitée comme une charge inclinée. Il est remarqué que la capacité portante verticale diminue lorsque l'angle d'inclinaison $\alpha = \tan^{-1}(H/V)$ augmente. L'enveloppe de fissuration pour une semelle filante ou une semelle circulaire sur de l'argile est définie par (Meyerhof, 1963) ; comme :

$$\frac{v}{v_0} = \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2 \quad (\text{II. 22})$$

Cette équation ne fonctionne que pour des charges dont l'angle d'inclinaison α est inférieur à α_s [Équation II-23].

$$\alpha \leq \alpha_s = \tan^{-1}\left(\frac{H_0}{V}\right) \quad (\text{II. 23})$$

Pour des inclinaisons plus importantes, la semelle rompt par glissement. La méthode de Meyerhof prédit la transition pour une forte charge verticale.

II.3.2 Evaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes

Pour les sols homogènes, Meyerhof propose les équations II-19 et II-20 pour l'évaluation de la capacité portante ultime.

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c + qN_q s_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma \quad \text{pour charges verticales} \quad (\text{II. 24})$$

$$q_{ult} = cN_c d_c i_c + qN_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad \text{pour charges inclinées} \quad (\text{II. 25})$$

Où c'est la force de cohésion, N_i sont les facteurs de capacités portantes, q est l'effort effectif vertical au niveau de la base de la semelle, γ est la masse volumique du sol de surcharge, s est le facteur de forme, d le facteur de profondeur, i le facteur d'inclinaison.

II.4 Méthode de Brinch Hansen

Dans une conférence présentée au Japon en octobre 1968 et publiée après son décès, (Brinch Hansen ,1970) ; résume ses recommandations pour le calcul de la force portante des fondations superficielles en suivant le cadre général introduit par Terzaghi [équation (8)] ;

$$\begin{cases} N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \\ N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ N_\gamma = 1,5 (N_q - 1) \tan(\varphi) \end{cases} \quad (\text{II. 26})$$

Dont le dernier est une borne

inférieure calculée par (Lundgren et Mortensen ,1953) ; et (1961,Brinch)Hansen proposait une expression différent e :

$$N_\gamma = 1,8 (N_q - 1) \tan(\varphi) \quad (\text{II. 27})$$

intermédiaire entre la borne inférieure précédente et la solution de (Meyerhof ,1951). Le statut de cette expression n'est pas clair. (Brinch Hansen ,1961) indique que ce n'est qu'une borne inférieure parce qu'elle n'est que statiquement admissible. (Mandel et Salençon ,1969) parlent de schéma d'écoulement à propos du même schéma de calcul mais ne disent pas s'ils calculent des bornes supérieures ou inférieures. (Mandel et Salençon ,1972) parlent pour leur part de « la solution correcte » donnée par Lundgren et Mortensen pour le calcul de N_γ , ce qui n'est pas plus précis. L'addition des trois termes N_c , N_q et N_γ , qui ne correspondent pas au même mécanisme de rupture, conduit à une sous-estimation de la portance de la fondation, qui reste en général inférieure à 20%, d'après (Lundgren et Mortensen ,1953).

À part l'excentrement des charges, qui est pris en compte en calculant la portance sur la « surface effective de la fondation », tous les autres écarts par rapport au cas de la semelle filante sous charge verticale centrée sont décrits au moyen de coefficients correcteurs établis séparément et dont l'usage simultané constitue naturellement une approximation.

La capacité portante d'une fondation inclinée de forme quelconque, encastrée dans un massif incliné et soumise à une charge inclinée, est égale à :

$$q_{max} = \frac{N}{A} + 0,5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma i_\gamma + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c \quad (\text{II. 28})$$

(Notations : s forme ; d profondeur ; i inclinaison de la charge ; b inclinaison de la base de la fondation ; g inclinaison de la surface du sol ; N composante de la charge normale à la base de la fondation ; A aire de la fondation).

Pour une fondation sur sol cohérent (où $\varphi = 0$, donc $N_{\gamma} = 0$), Brinch Hansen indique qu'il vaut mieux écrire l'expression sous la forme additive

$$q_{\max} = \frac{N}{A} = (\pi + 2) c_u [1 + s_c^a + d_c^a - i_c^a - b_c^a - g_c^a] \quad \text{II - 29}$$

Pour l'inclinaison de la charge, il recommande les formules approchées suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} i_c^a = 0,5 - 0,5 \sqrt{1 - \frac{H}{A c_u}} \\ i_q = \left[1 - \frac{0,5H}{N + Ac \cot \varphi} \right]^5 \\ i_{\gamma} = \left[1 - \frac{0,7H}{N + Ac \cot \varphi} \right]^5 \end{array} \right. \quad \text{II - 30}$$

Brinch Hansen donnait l'expression de i_c :

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi} \quad \text{II - 31}$$

Pour l'inclinaison de la base de la fondation, les coefficients correcteurs de Brinch Hansen ont pour expression :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_c^a = \frac{2\alpha}{\pi + 2} \text{ ou } \frac{\alpha}{147} \text{ (degrés) (solution exacte)} \\ b_q = \exp(-2\alpha \tan \varphi) \text{ (solution exacte)} \\ b_{\gamma} = \exp(-2,7\alpha \tan \varphi) \text{ (expression empirique)} \end{array} \right. \quad \text{II - 32}$$

L'expression de b_c n'est pas donnée.

En cas d'inclinaison de la base de la fondation, le coefficient i_{γ} est modifié pour assurer la continuité des solutions

$$i_{\gamma} = \left[1 - \frac{(0,7 - \alpha 450)}{N + Ac \cot \varphi} \right]^5 \quad \text{II - 33}$$

Pour l'inclinaison de la surface du sol, Brinch Hansen suggère d'utiliser les formules approchées :

$$\text{pour } \left. \begin{array}{l} g_q = [1 - 0,5 \tan \beta]^5 \\ g_{\gamma} = g_q \\ \beta < \varphi \text{ et } \alpha + \beta \leq 90 \text{ degrés} \end{array} \right\} \quad \text{II - 34}$$

L'expression de g_c n'est pas donnée.

Les coefficients adoptés par Brinch Hansen pour décrire l'effet de la forme de la fondation sont, pour les fondations rectangulaires ($B < L$) et carrées (côté B) sous charge verticale :

$$s_c^a = 0,2 \frac{B}{L} \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \sin \varphi \quad s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L} \quad (\text{II - 35})$$

et, pour les charges inclinées (dans le sens de B ou dans le sens de L) :

$$\begin{cases} s_{cB}^a = 0,2 i_{cB}^a \frac{B}{L} \\ s_{cL}^a = 0,2 i_{cL}^a \frac{L}{B} \end{cases} \begin{cases} s_{qB} = 1 + i_{qB} \frac{B}{L} \sin \varphi \\ s_{qL} = 1 + i_{qL} \frac{L}{B} \sin \varphi \end{cases} \begin{cases} s_{\gamma B} = 1 - 0,4 \frac{Bi_{\gamma B}}{Li_{\gamma L}} \\ s_{\gamma L} = 1 - 0,4 \frac{Li_{\gamma B}}{Bi_{\gamma B}} \end{cases} \quad (\text{II - 36})$$

Expressions dans lesquelles on utilise l'expression en B (première ligne) ou en L (seconde ligne) selon le sens de l'inclinaison de la charge. Pour $S_{\gamma B}$ ou $S_{\gamma L}$, Brinch Hansen indique qu'il faut prendre la valeur supérieure à 0,6.

Enfin, pour l'effet de la profondeur, Brinch Hansen suggère les formules approchées suivantes :

$$d_\gamma = 1 \quad d_c^a = 0,4 \frac{D}{B} \quad d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B} \quad \text{pour } D \leq B \quad (\text{II - 37})$$

Et

$$d_\gamma = 1 \quad d_c^a = 0,4 \arctan \frac{D}{B} \quad d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \arctan \frac{D}{B} \quad \text{pour } D \geq B \quad (\text{II - 38})$$

Notons que l'angle de frottement interne à utiliser pour les problèmes de déformations planes est l'angle φ_p , déduit de l'angle de frottement interne φ_t déterminé à l'appareil triaxial par la formule :

$$\varphi_p = 1,1 \varphi_t \quad (\text{II - 39})$$

II.4.1 Capacité portante pour une charge verticale et horizontale

Pour calculer la Capacité portante pour une charge verticale et horizontale, le concept de (Meyerhof,1956) ; sur un facteur empirique d'inclinaison a été retenu par Brinch Hansen et Vesic. Pour une charge inclinée, centrée sur une semelle filante, Hansen propose l'équation 2-21:

$$\frac{V}{V_0} = 1 - 0,5 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{H}{H_0}} \right), H \leq H_0 = A s_u \quad (\text{II - 40})$$

A noter que le point de transition de la rupture de portance à la rupture par glissement de l'enveloppe de rupture se trouve en $V = V_0/2$.

Bolton et Hansen pensent que la transition a lieu pour une faible charge verticale, $V = V_0/2$.

On a l'expression suivante pour la charge horizontale maximale :

$$H_0 = A s_u = \left(\frac{1}{\pi+2} \right) V_0 \quad (\text{II-41})$$

Sans simplification l'équation proposée par Hansen est :

$$\frac{V}{V_0} = \frac{\pi+1 + \sqrt{1 - \left(\frac{H}{H_0}\right)^2} - \arcsin\left(\frac{H}{H_0}\right)}{\pi+2} \quad (\text{II-42})$$

II.4.2 Evaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes

Pour les sols homogènes, Brinch Hansen propose les équations II-31 et II-32 pour l'évaluation de la capacité portante ultime.

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma B s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (\text{II-43})$$

$$q_{ult} = 5,14 s_u (1 + s'_c + d'_c - i'_c - g'_c - b'_c) + q \quad (\text{II-44})$$

Où c est la cohésion, f est l'angle de frottement, N_i sont les facteurs de capacités portantes, q est l'effort effectif vertical au niveau de la base de la semelle, γ est la masse volumique du sol de surcharge, s est le facteur de forme, d le facteur de profondeur, i le facteur d'inclinaison, g le facteur de pente et b le facteur de pente de fond de fouille.

II .5 Méthode de Vesic

Vesic présente un panorama complémentaire du développement de l'analyse de la capacité portante des fondations superficielles. Il rappelle que l'histoire des premiers travaux sur le sujet, commençant à ([Rankine en 1857](#)) ; a été décrite dans le premier traité de mécanique des sols de Terzaghi. Il donne les références des états des connaissances publiés pendant la même période :. Vesic décrit le mode de calcul par superposition de la capacité portante avec les facteurs N_c et N_q de ([Prandtl , 1921](#)) et ([Reissner ,1924](#)); pour N_γ , il indique que la solution tabulée de ([Caquot et Kérisel ,1953](#)) ; peut être représentée avec moins de 10% d'erreur sur l'intervalle $15 < \varphi < 45$ degrés (moins de 5% d'erreur entre 20 et 40 degrés) par l'expression :

$$N_\gamma = 2(+1)\tan(\varphi) \quad (\text{II-45})$$

La superposition des trois termes de capacité portante donne une estimation approchée par défaut (de 17 à 10% au plus pour $\varphi = 30$ à 40 degrés) mais exacte pour $\varphi = 0$ degré. L'auteur indique que le choix d'un angle de frottement en déformations planes n'est pas nécessairement la meilleure solution pour rapprocher les résultats des calculs des portances observées. La prise en compte de la rupture progressive du sol sous des niveaux de contraintes variés semble une voie plus prometteuse. Pour les coefficients correcteurs appliqués à chacun des termes de la formule (II.43) Vesic donne les expressions suivantes :

- coefficients de forme

$$s_c = 1 + \frac{B N_q}{L N_c} = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c - 1} \tan \varphi$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi \quad (\text{II-46})$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$$

- coefficients de profondeur (pour D/B , d'après ([Brinch Hansen, 1970](#)) ;

$$\begin{cases} d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \\ d_\gamma = 1 \end{cases} \quad (\text{II-47})$$

L'effet de la compressibilité du sol et de la dimension de la fondation est ensuite longuement discuté. La diminution de la résistance du sol lorsque la taille de la fondation augmente semble

provenir de trois causes :

- l'enveloppe des cercles de Mohr n'est pas une droite ;
- la rupture se développe progressivement sur la surface de rupture ;
- il existe des zones de plus faible résistance dans tous les sols naturels.

Cette diminution provient principalement du terme N_y . Des équations sont proposées pour en tenir compte.

II. 5.1 Capacité portante pour une charge verticale et horizontale

Pour calculer la capacité portante pour une charge verticale et horizontale, la formule de (Vesic ,1973) ; pour les semelles filantes prend la forme donnée en équation (II-48) :

$$\frac{V}{V_0} = 1 - \frac{2H}{(\pi+2)H_0}, H \leq H_0 = A s_u \quad (\text{II-48})$$

La méthode de Vesic donne une enveloppe de rupture plus conservatrice que les trois autres (Hansen, Meyerhof, Terzaghi).

II.5.2 Capacité portante pour une charge verticale, horizontale et un moment

Pour une semelle filante de surface sur de l'argile, la méthode de Vesic peut être employée pour définir l'enveloppe de rupture suivante :

$$\frac{V}{V_0} = \left(1 - \frac{2H}{(\pi+2)A' s_u} \right) \frac{A'}{A}, H \leq A' s_u \quad (\text{II-49})$$

Cette équation inclut la réduction la surface de la semelle A/A' (due au moment).

II.5.3 Évaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes

Pour les sols homogènes, Vesic propose l'équation suivante pour l'évaluation de la capacité portante ultime.

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (\text{II-50})$$

Où c est la force de cohésion, N_i sont les facteurs de capacités portantes, q est l'effort effectif vertical au niveau de la base de la semelle, γ est la masse volumique du sol de surcharge, s est le facteur de forme, d le facteur de profondeur, i le facteur d'inclinaison, g le facteur de pente et b le facteur de pente de fond de fouille.

Le Tableau-II-2 présente une comparaison des facteurs de capacité définis selon les trois auteurs présentés dans les sections précédentes .:

ϕ (°)	Terzaghi			Hansen ,Meyerhoff et Vesic		Hansen (1970)	Meyerhoff (1963)	Vesic (1975)
	N_c	N_q	N_γ	N_c	N_q	N_γ	N_γ	N_γ
0	5,7	1,0	0,0	5,14	1,0	0,0	0,0	0,0
5	7,3	1,605	6,49	1,6	0,1	0,1	0,1	0,4
10	9,6	2,7	1,2	8,34	2,5	0,1	0,1	0,4
15	12,9	4,4	2,5	11,0	3,9	1,2	1,1	2,6
20	17,7	7,4	5,0	14,8	6,4	2,9	2,9	5,4
25	25,1	12,7	9,7	20,1	10,7	6,8	6,8	12,5
30	37,2	22,5	19,7	30,1	18,4	15,1	15,7	22,4
35	57,8	41,4	42,4	46,4	33,5	34,4	37,6	48,1
40	95,7	81,3	100	75,3	64,1	79,4	93,6	109,3
45	172,0	173,0	298	134	135	201	262,3	271,3

Tableau II.2- Facteurs de capacité portante, Chowdhury et Dasgupta (2009).

II.6 Méthode de Normes Françaises (DTU 13-12)

Les pratiques recommandées pour le calcul des fondations superficielles sont peu différentes. Dans les textes français actuels (DTU 13.12, 1988) ; la formule de calcul de la capacité portante a toujours trois termes (termes de cohésion, de profondeur et de gravité ou surface) :

$$q_{ult} = \frac{1}{2} B \gamma_1 N_\gamma(\phi) + (q + \gamma_2 D) N_q(\phi) + c N_c(\phi) \quad (\text{II-51})$$

en distinguant les poids volumiques du sol au-dessus (γ_2) et au-dessous (γ_1) de la base de la semelle. Les coefficients N_c et N_q sont toujours ceux de Prandl et Reissner . Les valeurs de N_γ sont celles de Meyerhof (1955) ; pour une fondation à base rugueuse. Pour les semelles filantes sur sols mous ou lâches, il est rappelé que Terzaghi et Peck (1967) ; recommandent d'utiliser les deux tiers de c et dans les calculs, au lieu de c et .

L'influence de la forme de la semelle est décrite comme proposé par (Terzaghi ,1943) ;

L'influence de l'inclinaison est décrite selon les formules de (Meyerhof ,1956) ; Celle de l'excentrement est aussi représentée, selon la proposition initiale de Meyerhof, par une réduction des dimensions de la semelle de deux fois l'excentrement. Néanmoins, ces ressemblances sont trompeuses : les méthodes utilisées pour calculer la capacité portante diffèrent actuellement, dans les recommandations et les normes, mais aussi dans les manuels utilisés pour l'enseignement, en fonction des approximations retenues pour les (nombreux) éléments du calcul dont les solutions exactes ne sont pas connues.

II.7 Méthode de Lancellotta

(Lancellotta , 1995) ; donne pour le facteur de gravité N_γ l'expression proposée par Vesi pour la solution de Caquot et Kérisel (1953) :

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi \tag{II-52}$$

et utilise les coefficients de forme de (Meyerhof ,1963) ; indiqués ci-dessus, mais des coefficients d'effet de l'encastrement dus à (Brinch Hansen ,1970) ; et (Vesi ,1973):

$$\begin{cases} d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B} & \text{si } D \leq B \\ d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B} & \text{si } D > B \\ d_c = d_q - \frac{1-d_q}{N_c \tan \varphi} \end{cases} \tag{II-53}$$

Pour tenir compte de l'inclinaison α de la base de la fondation, il donne les formules suivantes :

$$\begin{cases} b_q = (1 - \alpha \tan \varphi) (\text{solution exacte de Brinch Hansen ,1970}) \\ b_c = b_q - \frac{1-b_q}{N_c \tan \varphi} \\ b_\gamma = b_q \end{cases} \tag{II-54}$$

Pour l'inclinaison β de la surface du sol, il donne une autre série de coefficients réducteurs, proposée par (Brinch Hansen ,1970) :

$$\begin{aligned} g_q &= (1 - \beta)^2 (\text{solution exacte de Brinch Hansen ,1970}),6- \\ g_c &= g_q - \frac{1-g_q}{N_c \tan \varphi} \\ g_\gamma &= g_q \end{aligned} \tag{II-55}$$

Pour les charges excentrées, il utilise la méthode de réduction de largeur de Meyerhof pour les semelles rectangulaires et donne une construction graphique pour traiter le cas des semelles circulaires.

Le cas d'une charge inclinée (force normale N, force horizontale H) mais centrée est traité au moyen de coefficients empiriques dus à (Vesi ,1975) :

$$\begin{cases} i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N + BLc \cot \varphi}\right)^{m+1} \\ i_q = \left(1 - \frac{H}{N + BLc \cot \varphi}\right)^m \\ i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_c \tan \varphi} \\ m = \frac{2+B/L}{1+B/L} \end{cases} \tag{II-56}$$

II.8 Méthode de normes allemandes

Les nouvelles normes allemandes (DIN V 4017-100) tiennent compte des choix faits pour la rédaction de l'Eurocode 7. Les expressions des facteurs de capacité portante N_q , N_c et N_y sont celles de Meyerhof pour les deux premières et une expression spécifique pour le troisième, issue du projet d'Eurocode 7 :

$$N_y = 2(N_q - 1)\tan(\varphi) \quad (\text{II-57})$$

(la norme précédente utilisait l'expression de Brinch Hansen :

$$N_y = 1,5 (N_q - 1)\tan(\varphi) \quad (\text{II-58})$$

qui donne des portances plus faibles). Les coefficients de forme :

$$\begin{cases} s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B'}{L'} \\ s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \varphi' \\ s_c = 1 + \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1} \end{cases} \quad (\text{II-59})$$

remplacent des expressions antérieures déduites des travaux de Brinch Hansen et donnant des valeurs plus faibles de la portance :

$$\begin{cases} s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B'}{L'} \\ s_q = 1 + \frac{0,3 B'}{L'} \\ s_c = 1 + \frac{0,3 B'}{L'} \end{cases} \quad (\text{II-60})$$

Enfin, pour les coefficients d'inclinaison de la charge, il est passé du système de Meyerhof etSchultze à celui de Brinch Hansen, qui est utilisé dans l'Eurocode 7.

II.9 Méthode de Chen

Chen,(1975) ; présente un panorama des possibilités offertes au début des années 1970 par l'analyse limite pour le calcul des fondations superficielles. Il présente notamment une chronologie des travaux qui ont permis son développement, Les techniques proprement dites de la méthode des caractéristiques ou des lignes de glissement, commencent à (Kötter ,1903) ; qui a écrit les équations pour le cas des déformations planes. (Prandl ,1920) a donné la première solution analytique pour un matériau non pesant, qui a été appliquée par (Reissner ,1924) et (Novotortsev ,1938) et (Sokolovskij ,1965) ; a développé une méthode de résolution par la méthode des différences finies et l'appliquée à la capacité portante de semelles et de pentes.

L'auteur commente l'effet des conditions de contact entre le sol et la semelle sur la capacité portante : la borne supérieure de Hill pour le cas d'une semelle lisse, qui a pour expression :

$$N_{\gamma} = \frac{1}{4} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \left[\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\frac{3\pi}{2} \tan \varphi} - 1 \right] + \frac{3 \sin \varphi}{1 + 8 \sin \varphi} \left\{ \left[\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{\cot \varphi}{3} \right] e^{\frac{3\pi}{2} \tan \varphi} + \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \frac{\cot \varphi}{3} + 1 \right\} \quad (\text{II-61})$$

est identique à l'expression de (Terzaghi ,1943) et proche de celle de (Sokolovskij (1965) ; mais un peu différente, sans doute parce que Sokolovskij a trop simplifié son champ de contraintes. (Prandl ,1920) ; qui a traité le cas d'un contact rugueux, a trouvé des valeurs beaucoup plus fortes, preuve de l'influence du frottement de contact. La capacité portante d'une semelle filante sur sol cohérent et frottant a été étudiée dans le cas général par une méthode de résolution numérique, qui a fourni les valeurs présentées dans différents tableaux et figures donnant la capacité portante réduite q_0/c en fonction de l'angle de frottement interne φ , du rapport D/B et du paramètre adimensionnel $G=0,5\gamma B/c$.

Chen indique que la borne supérieure pour le facteur N_{γ} selon le mécanisme de Prandtl, peut être approchée par la formule :

$$N_{\gamma} = 2 \left[1 + e^{\pi \tan \varphi} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \right] \tan \varphi \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{II-62})$$

Avec une erreur inférieure à 8% de 15 à 45 degrés et à 6% de 20 à 40 degrés. La modification du mécanisme de Prandtl améliore la solution pour les faibles valeurs de (jusqu'à 25 degrés).

La meilleure borne supérieure du facteur de capacité portante N_{γ} est donnée pour chaque valeur de

ϕ dans le tableau (II.3), pour le cas de la semelle rugueuse et pour celui de la semelle lisse. Les solutions de l'analyse limite (bornes supérieures) sont comparées aux solutions établies numériquement par (Hansen et Christensen ,1969) ; qui ont appliqué la démarche de (Lundgren et Mortensen ,1953) ; Ces solutions ne sont pas des bornes supérieures et doivent être étendues à l'ensemble du massif pour être des bornes inférieures, mais elles semblent à l'auteur être les meilleures solutions disponibles.

ϕ (degrés)	Semelle filante rugueuse		Semelle filante lisse	
	Analyse limite	Hansen - Christensen	Analyse limite	Hansen - Christensen
15	2.1	1.2	1.2	0.7
20	4.6	2.9	2.7	1.6
25	10.9	7	5.9	3.5
30	25	15	12.7	7.5
35	57	35	28.6	18
40	141	85	71.6	42

Tableau II.3- Facteur de capacité portante N (Chen ,1991)

Chen traite aussi du cas des « semelles profondes » rugueuses et lisses, pour $D/B = 1$ à 10 .
 Finalement, pour le calcul de la capacité portante des semelles filantes, Chen recommande d'utiliser les valeurs déduites des expressions :

$$\begin{cases} N_c = (N_q - 1) \tan \phi \\ N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \\ N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan(1,4 \phi) \end{cases} \quad \text{(II-63)}$$

II.10 Méthode Eurocode 7

La formule de calcul de la capacité portante des fondations superficielles donnée comme exemple dans le projet d'Eurocode 7 a la même structure générale que celles décrites jusqu'ici, avec trois termes comportant chacun un facteur de capacité portante et des coefficients correcteurs.

Pour les calculs en conditions non drainées, la formule suggérée est :

$$q_{\max} = \frac{V}{A} = (\pi + 2)c_u s_c i_c b_c + q \quad \text{(II-64)}$$

(ce qui correspond à la valeur minimale de N_c pour $\phi = 0$, soit $N_c = 5,14$), avec des coefficients

correcteurs égaux à :

- pour la forme de la fondation :

$$s_c = 1 + \frac{0,2 B'}{L'}; \text{ Pour une semelle rectangulaire de dimension réduite } B' \text{ et } L' \quad (\text{II- 65})$$

$s_c = 1,2$; Pour une semelle circulaire ;

- pour l'inclinaison de la charge (composantes horizontale H et verticale V) :

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A' c_u}} \right); \quad (\text{II-66})$$

- pour l'inclinaison de la base de la fondation :

$$b_c = 1 - \frac{2\alpha}{\pi+2} \quad (\text{II-67})$$

$A_r (B, L')$ est l'aire de la surface de contact de la semelle avec le sol après réduction de deux fois l'excentrement dans chaque direction, selon la méthode de Meyerhof.

Pour les calculs en contraintes effectives (c' , γ'), la formule de calcul de base est :

$$q'_{\max} = c' N_c s_c i_c b_c + q' N_q s_q i_q b_q + \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma \quad (\text{II-68})$$

q' est la pression effective maximale sous la semelle,

γ' est le poids volumique déjaugé du sol sous le niveau de la fondation,

B' est la largeur réduite de la fondation,

c' est la cohésion du sol,

N_c , N_q et N_γ sont les facteurs de capacité

portante, s_c , s_q et s_γ sont les facteurs de forme,

i_c , i_q et i_γ sont les facteurs d'inclinaison de la charge,

b_c , b_q et b_γ sont les facteurs d'inclinaison de la base de la fondation.

Le tableau (II.4) rassemble les valeurs de ces facteurs et les expressions des coefficients correcteurs correspondants.

	Terme de surface ou de gravité N_y	Terme de profondeur N_q	Terme de cohésion N_c
DTU 13.12 [
	$N_y = 1,85(N_q - 1) \tan(\varphi)$	$e^{\tan \varphi} \tan^2 \cdot \frac{H}{4} / \frac{\varphi}{2}$	$(N_q - 1) \tan \varphi$
DIN 1054			
	$N_y = 2(N_q - 1) \tan(\varphi)$	$N_q = e^{\tan \varphi} \tan^2 \cdot \frac{H}{4} / \frac{\varphi}{2}$	$N_c = (N_q - 1) \tan \varphi$
Eurocode 7			
	$N_y = 2(N_q - 1) \tan(\varphi)$	$N_q = e^{\tan \varphi} \tan^2 \cdot \frac{H}{4} / \frac{\varphi}{2}$	$N_c = (N_q - 1) \tan \varphi$
Forme e', φ'	$s_y = 1 - 0,3 \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \varphi'$	$s_c = 1 + \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$
Profondeur	(pas de formule)	(pas de formule)	(pas de formule)
Inclinaison de la charge	$i_y = (1 - \frac{H}{V + A'c' \cot \varphi'})^{m+1}$	$i_q = (1 - \frac{H}{V + A'c' \cot \varphi'})^m$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c} \tan \varphi'$
Inclinaison de la semelle	$b_y = (1 - \alpha \tan \varphi)^2$	$b_q = (1 - \alpha \tan \varphi)^2$	$b_c = b_q \frac{1 - i_q}{N_c} \tan \varphi$
Taux	(pas de formule)	— (pas de formule)	— (pas de formule)
Excentrement	Réduction de B de $2 e_B$ Réduction de L de $2 e_L$	Réduction de B de $2 e_B$ Réduction de L de $2 e_L$	Réduction de B de $2 e_B$ Réduction de L de $2 e_L$
<p>Notes</p> <p>(1) Les formules sont données pour une semelle rectangulaire de cotés $L > B$. Pour un carré ou un cercle, on fait $L=B$ dans les formules.</p> <p>(2) La valeur du paramètre m dépend du sens de l'inclinaison de la charge. Il vaut :</p> <p>$m = m_B = \frac{2 + H/L}{1 + H^2/L^2}$ lorsque H est dirigée dans le sens de B</p> <p>$m = m_B = \frac{2 + L/H}{1 + L^2/H^2}$ lorsque H est dirigée dans le sens de L</p> <p>Lorsque la force est dirigée dans une direction quelconque, le paramètre m vaut : $M = m_B = m_L$</p> <p>$\cos \theta^2 + m_B \sin \theta^2$</p>			

Tableau II.4- Facteurs de capacité portante et coefficient correcteurs (Eurocode 7,2004)

II.11 Conclusion

Notez que l'équation de Chen suppose une base rugueuse avec frottement à l'interface $\geq 0,5$ fois l'angle de résistance au cisaillement de sol. Les valeurs de ces facteurs de capacité portante pour les différents angles de résistance au cisaillement.

Les courbes de Meyerhof de et de Brunch-Hansen de N_y sont virtuellement coïncident pour $\varphi < 30^\circ$ et diverge à peine que φ approche à 60° . La formulation de Chen pour N_y est légèrement plus pertinente que de Vesic mais nettement plus optimistes que Brinch- Hansen, particulièrement pour les grands angles de résistance au cisaillement.

Chapitre III
Présentation du Code-PLAXIS utilisé et
lois de comportement des sols

III .1 Introduction

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes d'éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettant le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien.

III .2 Méthodes de calcul basées sur les éléments finis (logiciel Plaxis 2D)

III .2.1 Présentation de la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est largement utilisée dans la pratique de l'ingénierie depuis de 30 ans , et maintenant il a été largement utilisé pour l'analyse de problèmes géotechniques donc l'ingénieur à réaliser des projets géotechniques de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères.

L'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques. Une bonne analyse qui simule le vrai comportement du sol permet aux ingénieurs de mieux comprendre ces problèmes.

La MEF est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : génie civil, construction navale, mécanique, technique off-shore, etc. La MEF consiste à remplacer la structure physique étudiée par un nombre limité d'éléments ou de composants discrets qui représentent la grille On considère le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité du déplacement réel de la structure.

La méthode des éléments finis est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, etc.

L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, etc.

L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels Il existe une grande analogie entre le développement de la résistance des matériaux au 19ème siècle et celui de la méthode des éléments finis aujourd'hui choisi d'utiliser un logiciel par la méthode des éléments finis : le code PLAXIS 2D ([Saïd ,2006](#)).

Les principales étapes de construction d'un modèle éléments finis, qui sont détaillées par la suite, sont les suivantes :

- discrétisation du milieu continu en sous domaines.
- construction de l'approximation nodale par sous domaine
- calcul des matrices élémentaires
- Assemblage et application des
- conditions aux limites
- Résolution du système global

III.2.2 Concepts de base

La méthode des éléments finis consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu. La méthode de l'élément fini est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique ([Bendali, 2013](#) ; [Bouafia, 2017](#)).

III.2.3 Les sorties fournies pour les ouvrages sont

- ⌋ Les déplacements des ouvrages.
- ⌋ Les sollicitations internes des ouvrages.
- ⌋ Les efforts dans les butons ou tirants.

III.2.4 les sorties fournies pour le sol

- ⌋ Les déplacements du sol.
- ⌋ Les déformations du sol.
- ⌋ Les contraintes totales et effectives dans le sol ;
- ⌋ Les pressions interstitielles.
- ⌋ De calculer un coefficient de sécurité.

III.2.5 Calculs par la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est théoriquement la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes ([Bassem, 2012](#)).

III.2.6 la nécessité des éléments finis

)] La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influence pas sur les résultats ;

)] Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr Coulomb, Duncan, Cam Clay ... etc ;

)] Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol structures et les conditions hydrauliques ,

)] Les caractéristiques des bétons ou des tirants d'ancrage.

)] L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

III. 2.7 Rôle de la méthode des éléments finis

)] Effectuer les calculs d'écoulement.

)] Simuler toutes les phases de travaux.

)] Prendre en compte les variations des caractéristiques des ouvrages, des couches de terrain et des lits de butons ou de tirants.

)] Calculer un coefficient de sécurité.

III.3 Généralité sur la modélisation des structures axisymétriques sous chargement non axisymétriques

III.3.1 Modélisation des structures par le logiciel PLAXIS

)] La définition des lignes de construction de la structure suivant les trois directions ;]

)] La définition des sections des éléments qui constituent la structure (éléments barres ou Panneaux) ;

)] La représentation et le dessin de la structure graphiquement par les éléments définis ;

)] La définition des appuis dans la structure ;

)] La définition des cas de charge et des combinaisons et application des charges sur la structure ([Bouafia, 2017](#)) .

III .3.2 Modélisation numérique axisymétrique

La méthode des éléments finis a été largement utilisée, avec différents types d'éléments, pour modéliser et analyser la réponse des structures axisymétrique sous chargement axisymétrique ou non axisymétrique il existe de nombreuses questions complexes spécifiquement pour l'ingénierie géotechnique, et les réponses à ces questions n'ont été découvertes que récemment.

III.3.2.1 Le modèle axisymétrique 2D

Un modèle axisymétrique bidimensionnel représente une structure axisymétrique, il s'agit de caractéristiques suivantes :

⌋ toute la géométrie incluse doit se trouver dans le plan XY du repère cartésien sélectionné comme repère de référence du modèle.

⌋ Si le travail est avec des assemblages, toutes les géométries incluses appartenant aux composants de l'assemblage doivent se trouver à la même profondeur Z (Lakshmi, 2016).

⌋ Toute la géométrie doit se trouver dans la partie $X \geq 0$ du plan XY (BOULON, 2008).

⌋ Les charges et les déplacements doivent être dans le plan XY.

⌋ Avec un modèle 2D axisymétrique, vous pouvez définir des charges, des restrictions et d'autres attributs de modèle dans trois degrés de liberté (Jadhav, 2012).

⌋ translation en X et Y (ou équivalents cylindriques et sphériques).

⌋ rotation en Z (ou équivalent cylindrique et sphérique) (XIAO, 2015).

III. 3.3 Notion interaction sol-structure

L'interaction sol-structure est un passage obligé. Cette communication s'attache à présenter quelques éléments d'ordre pratique pour mettre en œuvre une démarche d'interaction sol-structure éprouvée. Tout simplement ce terme signifie que la réponse du sol est modifiée par la présence de la structure qu'il supporte (El-Hakim, 2013).

III.3.3.1 Modélisation de l'interaction sol-structure

Cette méthode tire sa puissance de son adaptation facile aux problèmes de géométries complexes et de fortes hétérogénéités. A cause de la nature infinie du sol, pour l'application de la méthode pour ce type de problème on doit utiliser des frontières appropriées, avec les conditions aux limites correspondantes. , Elle a la capacité de modéliser des interactions sol-structure sous des cas de charge quelconques (Henia ; Kerner, 2017).

III.3.3.2 Le sol

Le modèle du sol parfait capable de décrire et de prédire tous les aspects du sol (isotrope, anisotrope) sous différents types de chargement. Le comportement du sol est très complexe et sa réponse est généralement non linéaire.

Les modèles ont été développés dont l'objectif de leurs intégrations dans les codes de calcul. Un nombre croissant de relations contraintes-déformations a été élaboré pour modéliser le comportement des sols (El-Hakim, 2013;Byrne).

III.4 Présentation de logiciel PLAXIS

Les ingénieurs expérimentés dans ce domaine savent que le poids des hypothèses de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il savait que la terminologie des éléments finis était parfois offensante – il ne voulait pas interférer avec la numérotation des nœuds, des éléments et certains choix réservés aux nombres, le code de calcul éléments finis PLAXIS est un outil pratique d'analyse d'ouvrage et d'essais géotechniques. Aujourd'hui à une large gamme de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élastoplastiques, élastoviscoplastiques en 2D ou 3D (Bendali, 2013). Ce programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçues pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

III.4.1 L'interface du programme PLAXIS

- a)-Plaxis-Input : le sous-programme Input.
- b)-Plaxis-Calculations.
- C)- Plaxis-Output.
- d)- Plaxis-Curves.

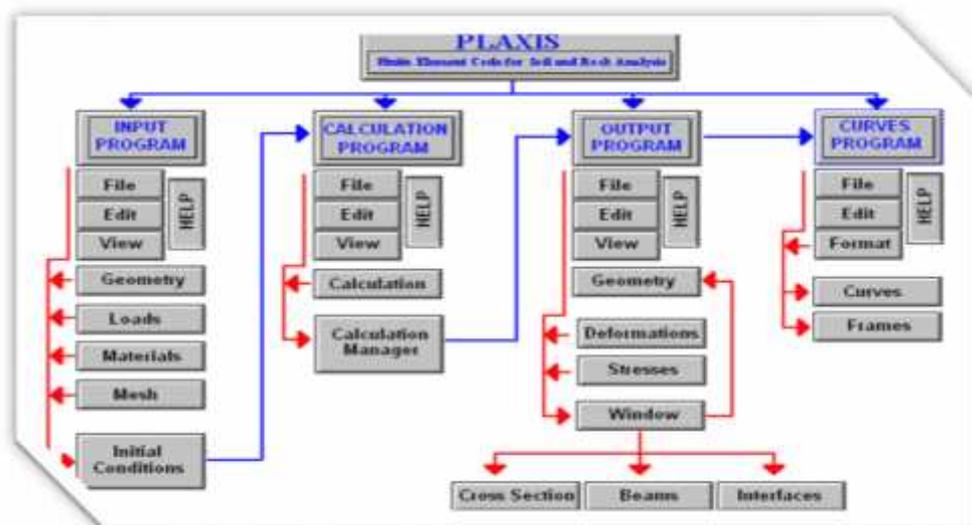


Figure III.1 - Organigramme de la structure du code PLAXIS (Bassem, 2012).

III.4.2 Options par défaut

III.4.2.1 Génération automatique du maillage

Une génération entièrement automatique de maillages non structures d'éléments finis, avec des options pour raffiner le maillage, globalement ou localement. L'émaillage peut contenir des milliers d'éléments.

III.4.2.2 Conditions aux limites

Les "fixistes" sont des déplacements nuls imposés. Ces conditions peuvent être appliquées aux lignes comme aux points définissant la géométrie du modèle, dans les directions x ou y . Une option permet d'appliquer les conditions d'appui standard valables dans la majorité des cas.

III.4.2.3 Chargement.

Les valeurs des chargements peuvent être modifiées dans le mode "Construction par étapes" et/ou par l'utilisation des multiplicateurs. Alors il fait deux systèmes de chargement indépendants sont proposés pour appliquer des forces à n'importe quel point de la géométrie, les charges réparties à n'importe quelle ligne de la géométrie, sans se limiter à la seule frontière extérieure

III.4.3 Le comportement du sol

III.4.3.1 Lois de comportement

Dans ce paragraphe, nous allons présenter les différentes lois rhéologiques que nous avons adoptées pour la modélisation du comportement du sol. Dans un premier temps nous rappelons brièvement les expressions du cas de l'élasticité linéaire isotrope puis orthotrope. Ensuite nous posons les bases de la formulation d'une loi élastoplastique. Nous nous intéressons ensuite à une loi élastique parfaitement plastique adoptant comme critère de rupture celui de Mohr-coulomb.

III.4.3.2 Modèle élastique

III.4.3.2.1 Modèle élastique linéaire isotrope (loi de Hooke)

Les lois de comportement relient les sollicitations appliquées σ_{ij} à la réponse en déformations des matériaux. Dans le cas de l'élasticité linéaire signifie que le tenseur des déformations est relié au tenseur des contraintes au cours du chargement.

Un matériau est dit isotrope si toutes ses propriétés ne varient pas avec la direction des sollicitations. Par conséquent, les matériaux isotropes sont caractérisés par deux grandeurs caractéristiques, soit le module de Young E et le coefficient de Poisson ν ou le module de

cisaillement G et le module volumique K . par la relation de Hooke qui adopte les formes établies dans l'équation 3.1.

$$\varepsilon_{ij} = \frac{(1+\nu)}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (3.1)$$

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{(1+\nu)} \varepsilon_{ij} - \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (3.2)$$

D'après Hooke, la relation contrainte-déformation est linéaire, caractérisée par deux paramètres : un module d'élasticité axial de Young E dans le cas d'un essai de compression ou traction simple, ou par le module de cisaillement G pour un essai de cisaillement simple.

Où E et ν sont le module d'Young et le coefficient de Poisson et est l'indice de Kronecker. Le modèle rhéologique relatif à l'élasticité linéaire peut être représenté par un ressort de raideur E .

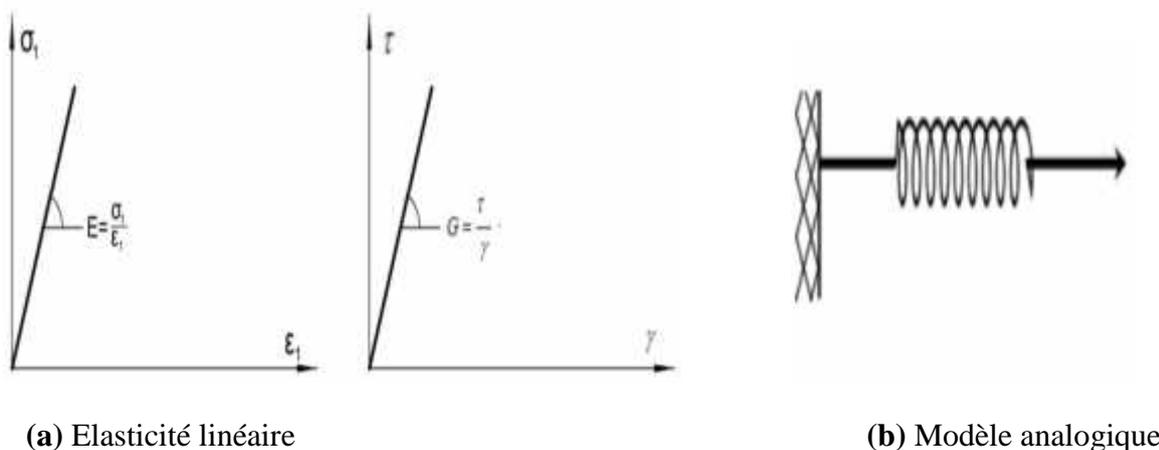


Figure III.2- loi de comportement élastique

Le cas de l'élasticité linéaire correspond à la situation dans laquelle il existe une relation linéaire entre le tenseur des contraintes et le tenseur des déformations élastiques. Ce n'est généralement pas le cas des sols qui, même pour de faibles déformations, ont un comportement élastique non linéaire.

Dans le code de calcul Flac, l'écriture des relations de comportement utilise les modules, volumique K et de cisaillement G , plutôt que le module d'Young E et le coefficient de poisson ν . Les relations entre ces divers paramètres sont résumées dans le tableau 3.1 ci-dessus.

contrainte-déformation dans les axes locaux

Expression des paramètres				
Couple de paramètres utilisés	Module de cisaillement G	Module d'Young E	Module volumique K	Coefficient de Poisson \Rightarrow
G, E	G	E	$\frac{G \cdot E}{9G - 3E}$	$\frac{E - 2G}{2G}$
G, K	G	$\frac{9GK}{3K + G}$	K	$\frac{3K - 2G}{2(3K + G)}$
G, \Rightarrow	G	$2G(1+\nu)$	$\frac{3G(1+\nu)}{3(1-2\nu)}$	\Rightarrow
K, E	$\frac{3KE}{9K - E}$	E	K	$\frac{3k - E}{6k}$
E, \Rightarrow	$\frac{E}{2(1+\nu)}$	E	$\frac{E}{3(1-2\nu)}$	\Rightarrow
K, \Rightarrow	$\frac{3k(1-2\nu)}{2(1+\nu)}$	$3k(1-2\nu)$	K	\Rightarrow

Tableau III.1- Relations entre constantes élastiques d'après Leipholz (1974).

III.4.4 Lois de comportement élastoplastiques

III.4.4.1 Modèle élastique orthotrope

Un modèle orthotrope prend en compte trois plans orthogonaux d'élasticité symétriques. Les axes principaux d'élasticité nommés 1, 2, 3 sont définis dans les directions normales à ces plans. La relation incrémentale équations de comportement peuvent prendre des formes très diverses, mais le comportement élastoplastiques est plus simple. L'existence d'un palier d'écoulement sur la courbe contrainte-déformation et de déformations irréversibles a suggéré d'appliquer ce schéma de comportement aux sols. Cette application s'est révélée très fructueuse, elle a permis une description relativement satisfaisante des principaux aspects du comportement mécanique des sols saturés soumis à des sollicitations monotones. Par ailleurs, ce schéma se prête bien à la programmation dans les logiciels de calcul par différences finies.

On distingue trois catégories de modèles élastoplastiques :

- les modèles sans écrouissage (critère de plasticité, potentiel plastique associé ou non) et une élasticité linéaire ou non.
- les modèles à un mécanisme plastique et une élasticité isotrope (linéaire ou non linéaire) ou une élasticité linéaire orthotrope ;
- les modèles à plusieurs mécanismes plastiques et une élasticité non linéaire.

Les modèles élastoplastiques sont basés sur quatre notions fondamentales :

- la partition des déformations ; qui décompose le tenseur des déformations totales (ϵ_{ij}) en la somme du tenseur des déformations élastiques (ϵ_{ij}^e) et de celui des déformations plastiques

(σ_{ij} p).

- la surface de charge, qui définit le seuil de contrainte au-delà duquel le comportement d'un matériau est irréversible (plastique).
- le domaine d'élasticité, qui correspond à l'intérieur de la surface de charge et dans lequel les déformations sont réversible.
- la règle d'écrouissage.
- la règle d'écoulement plastique, qui décrit la manière dont évoluent les déformations plastiques.
- l'écrouissage, qui permet de faire estimer la surface de charge dans l'espace des contraintes en fonction de l'intensité des sollicitations.
- le critère de rupture ou de rupture, qui caractérise la rupture du matériau (les déformations tendant vers l'infini). Lorsque le seuil de contrainte n'évolue pas.

III.4.4.2 Notion de surface de charge

La surface de charge divise l'espace des contraintes en deux parties :

- L'intérieur de la surface de charge correspond à un état de déformations réversibles (élastiques).
- La surface de charge en elle-même correspond à un état de déformations pouvant se décomposer de la manière suivante : une partie réversible comme précédemment et une partie de déformations irréversibles (plastiques).

La frontière entre ces deux domaines est caractérisée par une fonction scalaire F appelée fonction de charge :

$$F(\sigma_{ij}, R) = 0$$

III.4.4.3 Notion d'écrouissage et domaine d'élasticité

Pour les matériaux écrouissables, le domaine d'élasticité actuel dépend de l'état d'écrouissage, que l'on représente par une variable K introduite dans l'expression de la surface de charge, notée désormais $F(\sigma_{ij}, K)$. L'état d'écrouissage K n'évolue que lorsqu'il y a évolution de la déformation plastique. L'équation $F(\sigma_{ij}, K) = 0$ définit la surface de charge. Afin de mieux comprendre la notion d'écrouissage, nous allons nous placer dans le cas d'un essai de traction ou de compression uniaxiale (Figure 3.4)

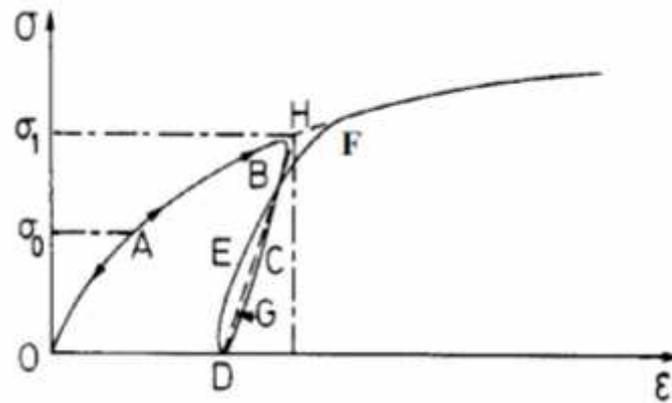


Figure III.3- Essai de compression uni axiale.

- Ecouissage isotrope
- Ecouissage cinématique
- Ecouissage mixte
- Ecouissage anisotrope

III.4.4.4 Notions de loi d'écoulement

L'incrément de déformation plastique est caractérisé par sa direction et son amplitude, la direction de l'incrément de déformation plastique est perpendiculaire à la surface définissant le potentiel plastique $G(\Xi_{ij})=0$. La forme générale de l'incrément de déformation plastique. La loi d'écoulement est dite soit associée, soit non associée.

III.4.4.4.1 Lois d'écoulement associées

La loi d'écoulement est dite associée à la surface de charge quand cette dernière est confondue avec la surface représentative du potentiel plastique, ce qui revient naturellement à considérer .

$$F = G.$$

La direction de vecteur déformation plastique dans l'espace des déformations principales (confondu avec celui des contraintes principale) est ainsi perpendiculaire à la surface de charge, $F=0$, c'est-à-dire au vecteur gradient, normal à cette surface. Cela conduit à une loi d'écoulement de la forme.

$$\varepsilon = \gamma \frac{\delta F}{\sigma_{11}} \quad (3.2)$$

Où γ est le multiplicateur plastique (scalaire positif)

Les matériaux pour lesquels la loi d'écoulement est dite associée, sont dits standards.

C'est le cas des métaux ou des sols purement cohérents.

problème Aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du Sol. Deux difficultés.

III.4.4.4.2 Lois d'écoulement non associées

Dans le cas des sols frottants, les lois d'écoulement sont non associées. Dans ce cas, la direction de vecteur déformation plastique est perpendiculaire à la surface représentative du potentiel plastique, $G(\varepsilon_{ij})=0$ qui est distincte de celle représentative de la fonction de charge plastique $F(\varepsilon_{ij})=0$

III.4.5 Modèle élastique linéaire parfaitement plastique Mohr Coulomb

Coulomb a proposé le premier critère de plasticité en mécanique des sols. Ce critère est utilisé pour les sols pulvérulents (par exemple les sables) et pour les sols cohérents à long terme (par exemple les argiles et limons). Le critère de Trasca qui est un cas particulier du critère de Mohr-coulomb, est utilisé pour les sols cohérents à court terme.

C'est le modèle utilisé dans cette thèse pour représenter la rupture par cisaillement du sol de fondation. Cette loi de comportement se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke (E, ν), une surface de charge $F(\varepsilon_{ij})$ et un potentiel plastique $G(\varepsilon_{ij})$. C'est un modèle à 5 paramètres, dont 2 paramètres élastiques : E et ν et 3 paramètres de rupture (c, α et β) tels que :

| E : Module d'Young;

| ν : Coefficient de Poisson;

| c : Cohésion;

| α : Angle de frottement;

| β : Angle de dilatance.

Dans le plan de Mohr, la forme de la courbe enveloppe de ce critère est une droite appelée droite de Coulomb d'équation:

$$\sigma = c + \sigma' \tan(\alpha) \quad (3.1)$$

Où: σ' et σ correspondent respectivement à la contrainte normale et à la contrainte de cisaillement sur une facette donnée.

III.4.6 Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS

La modélisation par élément finis permet de résoudre les problèmes les plus complexes. La réalisation complète d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La

seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels

III.4.7 Modélisation bidimensionnelle

Beaucoup d'auteurs ont modélisé numériquement, par la méthode des éléments finis, le comportement des pieux sous chargement latéral en tenant compte de l'interface au contact sol-structure. En pratique il n'est malheureusement pas possible de décrire avec précision le mécanisme qui caractérise l'élément interface. L'interface n'est ni parfaitement lisse, ni parfaitement rugueuse mais elle est dans une situation intermédiaire. Il est donc nécessaire de considérer successivement ces deux cas extrêmes ou bien en faisant varier dans une plage raisonnable les caractéristiques de l'interface (BOULON, 2008).

Le PLAXIS version 8.2 réalise des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique

III.4.8 Modélisation tridimensionnelle

Dans la majorité des cas on utilise les modèles bidimensionnels.

Cette approche requiert des moyens importants pour la réalisation du maillage autour des pieux.

La modélisation de l'interface entre la structure et le sol par des éléments adéquats augmente également le nombre des nœuds du maillage. Le calcul est relativement long et d'une durée parfois excessive. Les utilisateurs de cette approche cherchent assez souvent à réduire leur maillage, mais cette réduction risque d'être effectuée au détriment de la précision des résultats.

Pour éviter de telles modélisations grossières, la section de la structure est fréquemment remplacée par une section polygonale pleine équivalente. (Bendali, 2013)

III.5 Conclusion

Le chapitre présente la modélisation des comportements sol caractérisée par l'application des charges verticale sur une fondation superficielle et la relation entre le sol et la structure.

Ce chapitre présentation de la méthode des éléments fini intégrés dans le code PLAXIS .en cette partie nous a permis par la suite de bien comprendre la modélisation des structures axisymétrique sous chargement vertical.

Chapitre IV
Calcul de la capacité portante par différentes approches : Etude paramétrique et étude de cas réel

IV.1 Introduction

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a eu recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnées par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie.

Dans cette chapitre en parliez pratiquement sur la méthode de tarzaghi, la méthode de tarzaghi et peck et méthode de mayref , et bien sur la différence entre les méthodes d'études.

IV.2 Etude paramétrique de méthode de terzaghi

La méthode de terzaghi s'est la méthode de base en calcule la capacité portante, pour l'étude paramétrique de cette méthode en fais un exemple de fondation circulaire et

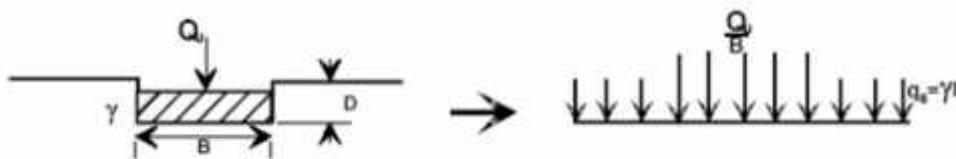


Figure IV.1- Schéma de principe de la théorie de Terzaghi.

) La loi de calcule

$$q_d = 0.6\gamma + \frac{B}{2} N\gamma + \gamma DN_{q1} + 1.3CN_c \dots \dots \dots (01)$$

IV.2.1 Calcule paramétrique avec une profondeur D constante et un diamètre B variable

en cette parte se garde la loi de Tarzaghi en à fixe la profondeur sur un nombre par exemple D= 0.5m et change le diamètre B (0 à 10m) puis change le D a un notre profondeur (1, 2, 3) et varié sur la change B

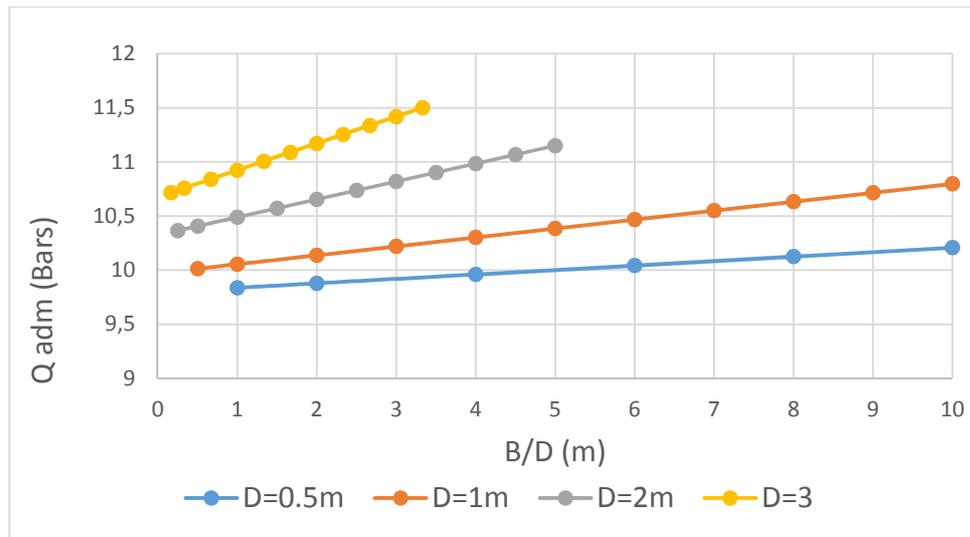


Figure IV.2 - Etude paramétrique de méthode de terzaghi en fixe la profondeur D.

IV.2.1.1 Analyse et interprétation de Figure IV-2

Figure IV.2 - exprimé la variation de B/D (m) en fonction de la Q_{adm} (Bars) dene une fonction de fixe la profondeur D et variation la diamètre B.

Les quatre courbes des croissances.

D=0,5 Q_{adm} (Bars) croissance progressive de 9.75 à 10.75 avec B/D (m) croissance de 1 à 10.

D=1m Q_{adm} (Bars) croissance progressive de 10 à 10.75 avec croissance de B/D de 0.5 à 10

D=2m Q_{adm} (Bars) croissance progressive de 10.25 à 11.25 avec la augmentation de B/D de 0.25 à 5

D= 3m Q_{adm} (Bars) croissance progressivement de 10.75 à 11.75 avec l'augmentation de B/D de 0.25 à 3.5

IV.2.2 Calcule paramétrique de B (Diamètre) et varié en D (profondeur)

En changé l'aide et en cette aissé en fixe le diamètre B (1. 2. 3 et 4m) et changé la profondeur a une chaque diamètre

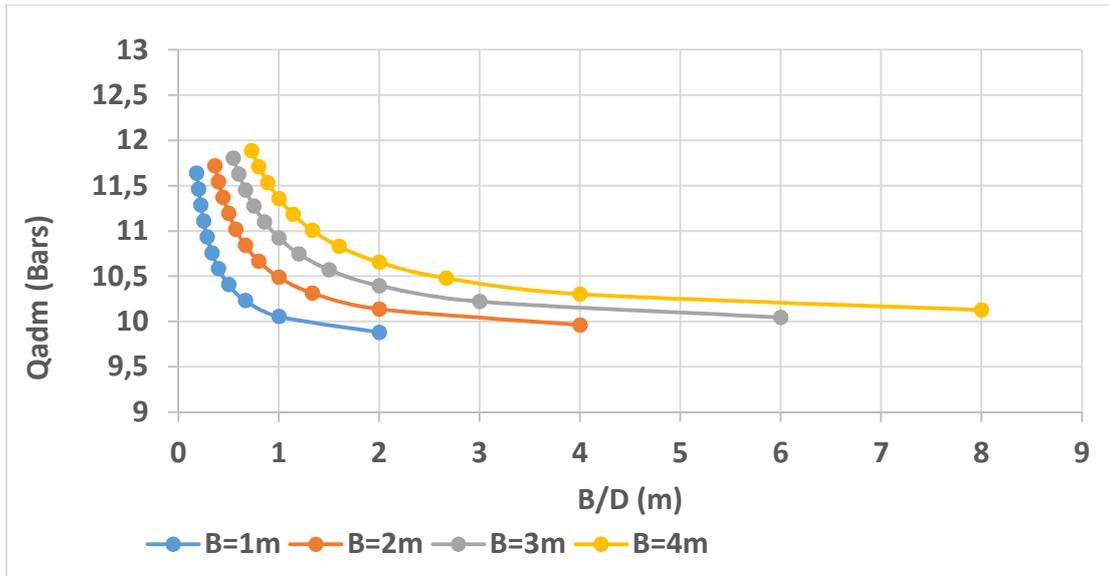


Figure IV.3 - Etude paramétrique de méthode de terzaghi en varié sur la profondeur D.

$$q_d = \left(1 - 0.2 \frac{B}{L}\right) \gamma \frac{B}{2} N \gamma + \gamma D N_q + \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) C N_c \dots \dots \dots (2)$$

IV.2.2.1 Analyse et interprétation de Figure IV-3:

La Figure IV-3 - exprimé la variation de \$Q_{adm}\$ (Bars) en fonction de B/D dane une fonction de fixe le diamètre B et variation en profondeur D.

Les quatre courbes des diminuant.

B = 1m \$Q_{adm}\$ (Bars) diminuant de 11.75 à 9.75 avec B/D (m) croissance de 0,25 à 2.

B = 2m \$Q_{adm}\$ (Bars) diminuant progressivement de 11.75 à 10 avec la augmentation de B/D de 0.5 à 4.

B = 3m \$Q_{adm}\$ (Bars) diminuant progressivement de 11.75 à 10 avec l'augmentation de B/D de 0.75 à 6

B = 4m \$Q_{adm}\$ (Bars) diminuant progressivement de 11.90 à 10 avec l'augmentation de B/D de 0.75 à 8.

IV.3 Etude paramétrique de méthode de terzaghi et peck

) La loi de calcule

On remarque que \$Q_{adm}\$ est croissant en fonction B\D

IV-3.1 Etude paramétrique de méthode de terzaghi et peck en fixe la Figure profondeur D

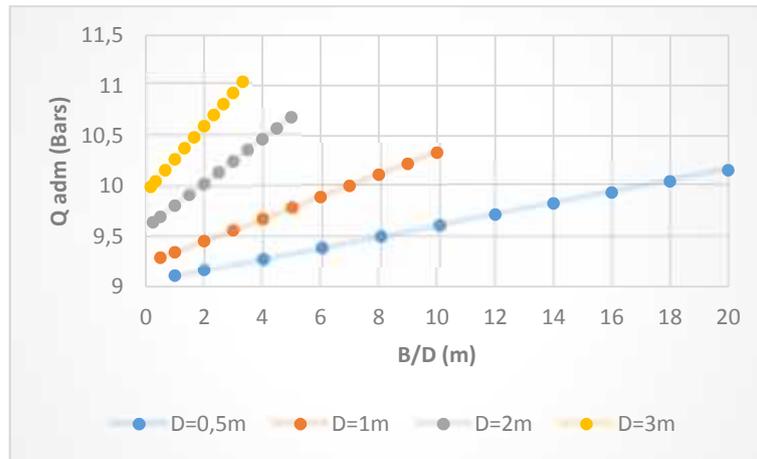


Figure IV.4 - exprimé la variation de Q_{ai} (Bars) en fonction de B/D(m) dans une fonction de fixe le profondeur D et variation en diamètre B de méthode un Peck.

IV.3 .1.1 Analyse et interprétation de Figure IV.4-

Les quatre courbes des croissances.

D=0,5 m Q_{ai} (Bars) croissances de 10 à 11 ; 10 avec B/D (m) croissance de 0 à 3.

D=1m Q_{ai} (Bars) croissances progressivement de 11,75 à 10 avec la augmentation de B/D de 0,5 à 5.

D=2m Q_{ai} (Bars) croissances progressivement de 9,25 à 10,25 avec l'augmentation de B/D de 0,75 à 10

B=3m Q_{ai} (Bars) croissance de 9,25 à 10,25 avec B/D l'augmentation de 1 à 20.

IV.3.2 Calcule paramétrique de B (Diamètre) et varié en D (profondeur)

Nous voyons que lorsque B est une constante et D est une variable, Q_{ai} est décroissante.

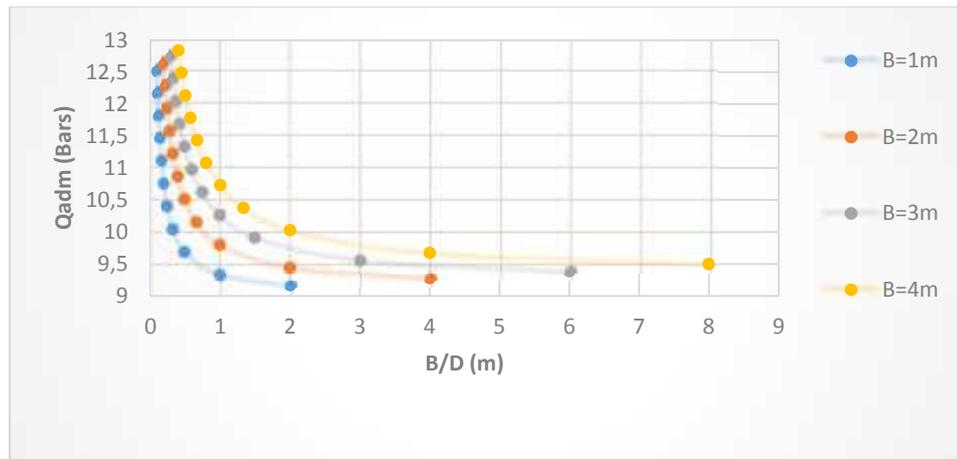


Figure IV.5 - Etude paramétrique de méthode de terzaghi et peck en varie sur la profondeur D

IV.3.2.1 Analyse et interprétation de Figure IV-5:

Figure IV.5 - exprimé la variation de Q_{adm} (Bars) en fonction de la B/D (m) dans un fonction de fixe le (diamètre) B et variation en (profondeur) D dans méthode un peck.

Les quatre courbes des diminues.

B = 1m Q_{adm} (Bars) diminuant de 12.5 à 9.25 avec B/D (m) croissance de 0 à 2.

B = 2m Q_{adm} (Bars) diminuant de 12.60 à 9.30 avec B/D la augmentation de 0.25 à 4.

B = 3m Q_{adm} (Bars) diminuant de 11.75 à 9.5 avec B/D l'augmentation de 0.30 à 6

B = 4m Q_{adm} (Bars) diminuant de 12.75 à 9 avec B/D l'augmentation de 0.5 à 8.

IV.4 La différence entre la méthode de terzaghi et la méthode terzaghi et peck

IV.4.1 La différence en premier cas .En Calcule paramétrique de profondeur D et varié en diamètre B

Dans cette étude en ensemble le résultat de méthode de terzaghi et le méthode de terzaghi et peck en va voir en Figure IV. 6- .

On note que les courbes de tarzaghi et tarzaghi et peck sont croissantes

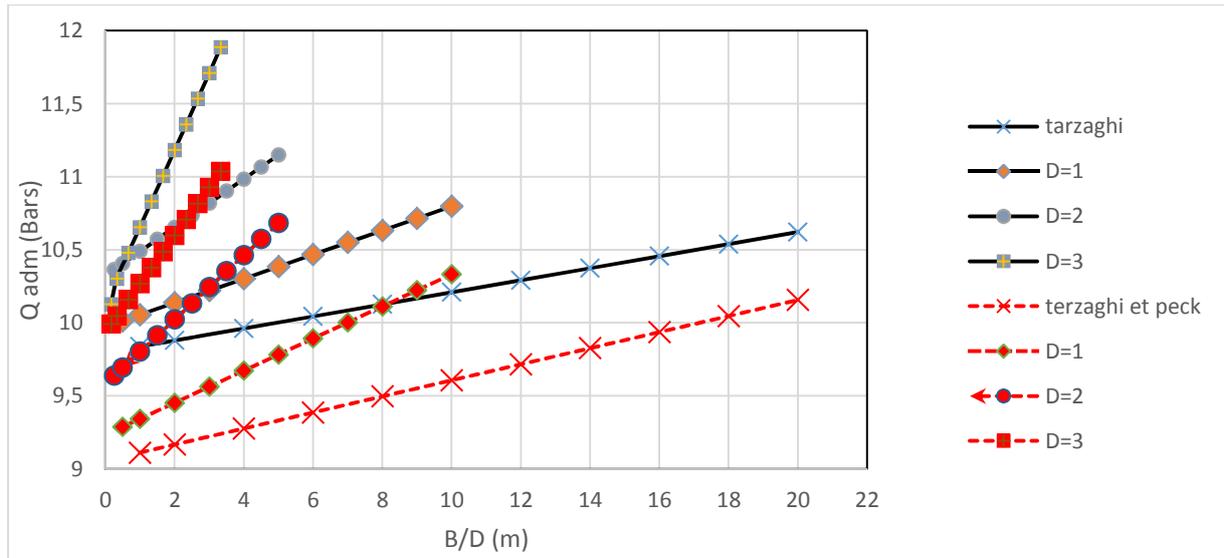


Figure IV.6 - Etude paramétrique de méthode de terzaghi et de méthode de terzaghi et peck en fixe la profondeur D.

IV.4.1 .1 Analyse et interprétation de Figure IV.6-

Figure IV-6 exprimé la variation de Q_{adm} (Bars) en fonction de B/D (m) dans une fonction de fixe le (profondeur) D et variation en (diamètre) B dans deux méthodes de Terzaghi et Terzaghi et Peck.

Les huit courbes des croissances.

D=0.5 m Q_{adm} (Bars) de Terzaghi croissances de 9.75 à 10.75 avec B/D (m) croissances de 1 à 20.

Par rature de Q_{adm} (Bars) de Terzaghi et Peck croissances de 9.25 à 10.25 avec B/D (m) croissances de 1 à 20.

D=1m Q_{adm} (Bars) Terzaghi croissances de 10 à 10.75 avec la augmentation de B/D de 0.5 à 10.

Par ratures de Q_{adm} (Bars) Terzaghi et Peck croissances de 9.25 à 10.75 avec la augmentation de B/D de 0.75 à 10.

D=2m Q_{adm} (Bars) Terzaghi croissances progressivement de 10.75 à 11.25 avec l'augmentation de B/D de 0 à 5

Par ratures de Q_{adm} (Bars) Terzaghi et Peck croissances de 9.75 à 10.75 avec la augmentation de B/D de 0 à 5.

D= 3m Q_{ai} (Bars) tarzaghe croissance de 10.25 à 11.75 avec B/D l'augmentation de 0.25 à 3.

Par râpures de Q_{ai} (Bars) tarzeghi et peck croissances de 10.25 à 11 avec la augmentation de B/D de 0.25 à 3.

D	Méthode de tarzaghi et peck		Méthode de tarzeghi	
	Q_{ai}	B/D	Q_{ai}	B/D
D= 0.5m	9.25 à 10 ; 25	1 à 20	9.75 à 10 ; 75	1 à 20.
D= 1m	9.25 à 10	0.75 à 10	10 à 10.75	0.5 à 10
D= 2m	9.75 à 10.75	0 à 5	10.75 à 11.25	0 à 5
D= 3m	10.25 à 11.75	0.25 à 3	10.25 à 11.75	0.25 à 3.

Tableaux IV.1- il représente la différence entre la méthode tarzaghe et la méthode de tarzeghi et peck en fixe la profondeur D et varié en diamètre B.

D'anc. La différence entre la méthode de tarzeghi et méthode tarzeghi et Peck il est Q_{ai} (Bars)

IV.4.2 La déference en premier cas .En Calcule paramétrique de B (Diamètre) et varié en D (profondeur)

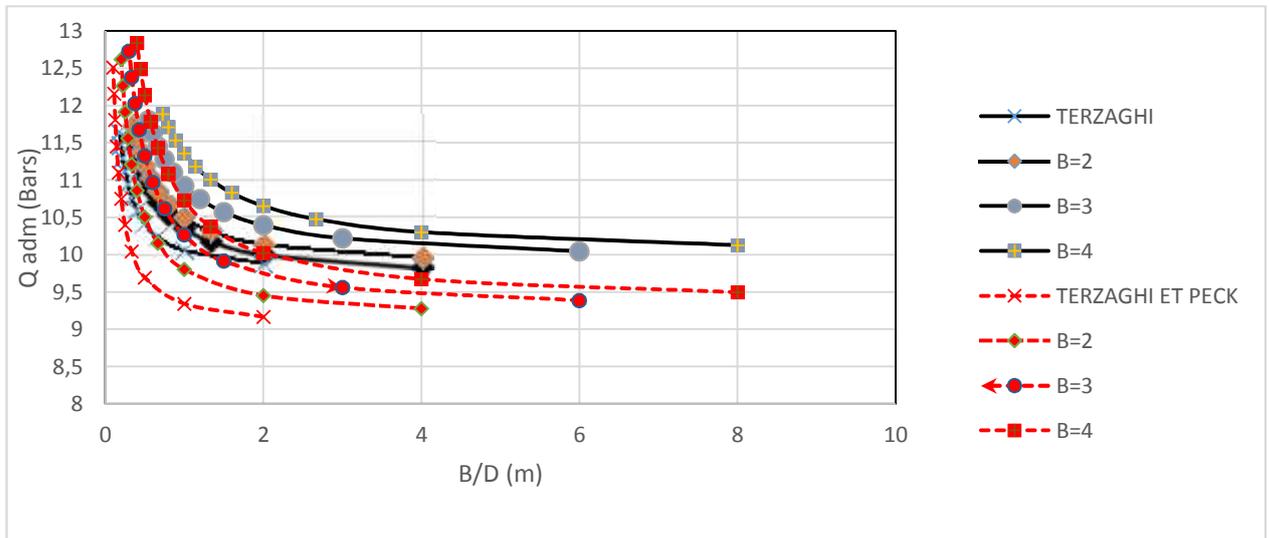


Figure IV.7- Etude paramétrique de méthode de terzaghi et de méthode de terzaghi et Peck en fixe la profondeur D.

IV.4.2.1 Analyse et interprétation de Figure IV.7-

Figure IV.7- exprimé la variation de Q_{ai} (Bars) en fonction de B/D (m) dans un fonction de fixe la déference en premier cas en fixe le B (diamètre)et varie en D (profondeurs) entre la méthode de tarzaghie et méthode de tarzaghie et pack .

Les huit courbes des diminues.

B = 1 m Q_{ai} (Bars) de tarzaghie diminues de 11.5 à 10 avec B/D (m) croissance de 0.25 à 2.

Par râpure de Q_{ai} (Bars) de tarzaghie et peck croissances de 12.50 à 9 ; 25 avec B/D (m) croissance de 0.25 à 2.

B = 2 m Q_{ai} (Bars) tarzaghie diminues de 11.75 à 9.75 avec la augmentation de B/D de 0.3 à 4 .

Par râpures de Q_{ai} (Bars) tarzaghi et peck diminues de 12.75 à 9.25 avec la augmentation de B/D de 0.25 à 4 .

B = 3 m Q_{ai} (Bars) tarzaghie diminues de 11.75 à 10 avec l'augmentation de B/D de 0.5 à 6

Par râpures de Q_{ai} (Bars) tarzaghie et peck diminues de 12.75 à 9.75 avec la

augmentation de B/D de 0.5 à 6 .

B= 4m Q_{au} (Bars) tarzagediminesde12à1à.25 avec B/D l'augmentation de 1à8.

Par râpures de Q_{au} (Bars) tarzegie et peck diminues de 12.75 à 9.5 avec la augmentation de B/D de 1 à 8.

La déférence entre la méthode tarzeghi et méthode de tarzeghi et peck

B	Méthode de tarzeghi		Méthode de tarzeghi et peck	
B	Q_{au}	B/D	Q_{au}	B/D
B =1	11.5 à 10	0.25 à 2	12.5 à 9.25	0.25 à 2
B =2	11.75à 9.75	0.25à 4	12.75à 9.25	0.25 à 4
B =3	11.75à 10	0.5à 6	12.75 à 9.75	0.5 à 6
B =4	12.75 à 9.5	1 à 8	12.75à 9.5	1 à 8

Tableaux IV.2- il représente la différence entre la méthode tarzeghi et la méthode de tarzeghi et peck pour En Fixe le B (Diamètre) et varié en D (profondeur).

D'anc. La petite déférence entre la méthode de tarzeghi et méthane tarzeghi et peck dans Q_{au} (Bars).

IV.5 L'étude paramétrique la méthode de Meyerhof

La loi de calcule

$$Q = B \left[(1 - 2e)^2 \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + (1 - 2e) q N_q + (1 - 2e) c N_c \right]$$

IV.5.1 Calcule paramétrique de diamètre B et varie sur le E (c'est une valeur de sorte le force en mètre (m))

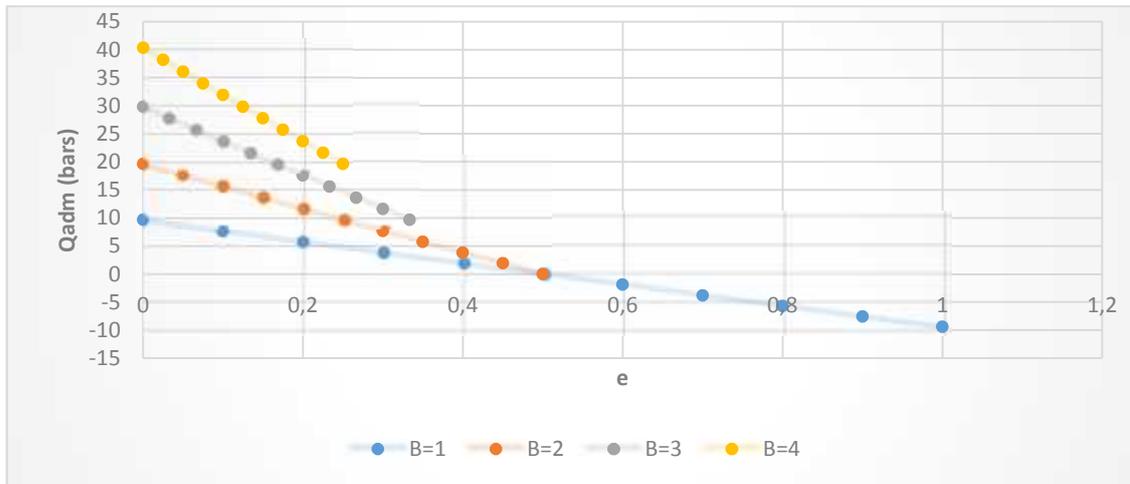


Figure IV.8 - Etude paramétrique de méthode de Meyerhof en varie sur le diamètre.

IV.5 .1 .1 Analyse et interprétation de figure IV.8-

La figure IV.8 - exprimé la variation de Q_{adm} (Bars) en fonction de la (E) dans un fonction de fixe le (diamètre) B et variaie sur le E (s'est une valeur de sorte le force en mètre (m))

Les quatre courbes des diminues.

$B = 1\text{m}$ Q_{adm} (Bars) diminuant de 10 à -10 avec E (m) croissance de 0 à 1

$B = 2\text{m}$ Q_{adm} (Bars) diminuant 20 à 0 avec E (m) l'augmentation de 0 à 0.5.

$B = 3\text{m}$ Q_{adm} (Bars) diminuant 30 à 10 avec E (m) l'augmentation de 0 à 3.75

$B = 4\text{m}$ Q_{adm} (Bars) diminuant de 40 à 19 avec E (m) l'augmentation de 0 à 0.50.

IV.5 .2 En varie le diamètre B et fixe le E

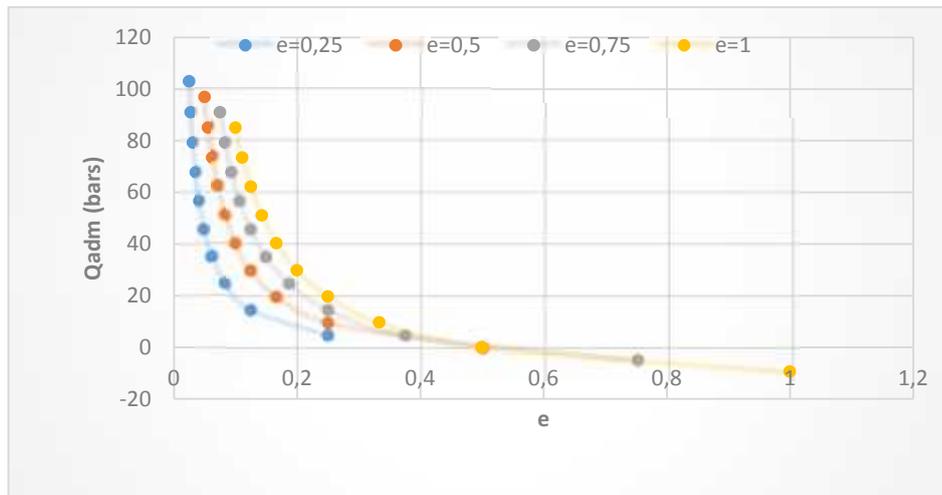


Figure IV.9- Etude paramétrique de méthode de mayrhof en varie sur le diamètre B.

IV.5 .2.1 Analyse et interprétation de figure IV.9-

la figure IV.9 - exprimé la variation de Q_{ai} (Bars) en fonction de la (E) dans un fonction de varie le (diamètre) B et fixe le E (c'est une valeur de sorte le force en mètre (m))

Les quatre courbes des diminues.

$e = 0,25$ m Q_{ai} (Bars) diminuant de 110 à 0,5 avec E (m) croissance de 0,025 à 0,25

$e = 0,5$ m Q_{ai} (Bars) diminuant 97 à 1,7 avec E(m) l'augmentation de 0,05 à 0,25.

$e = 0,75$ m Q_{ai} (Bars) diminuant 30 à 10 avec E(m) l'augmentation de 0,1 à 0,25

$e = 1$ m Q_{ai} (Bars) diminuant de 85 à -19 avec E(m) l'augmentation de 0,1 à 1.

IV.6 Etude du cas: Calcul de la capacité portante des argiles expansives de l'unité Géotechnique El Viso (Salamanca, Espagne)

IV.6.1 Situation Géographique

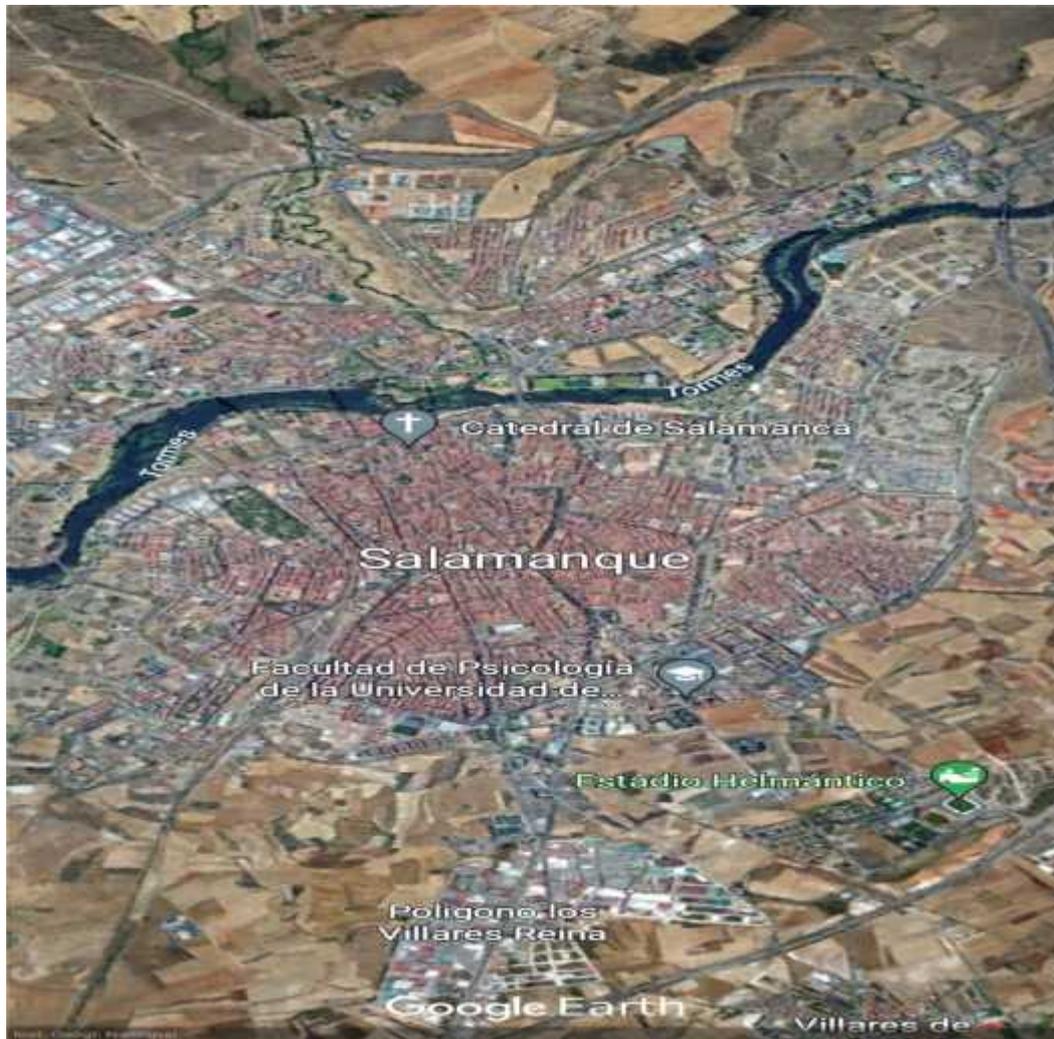


Figure IV.10 - Image par Google Earth représente la situation géographique de site la ville Salamanca Espagne.

IV.6.2 Cadre géologique

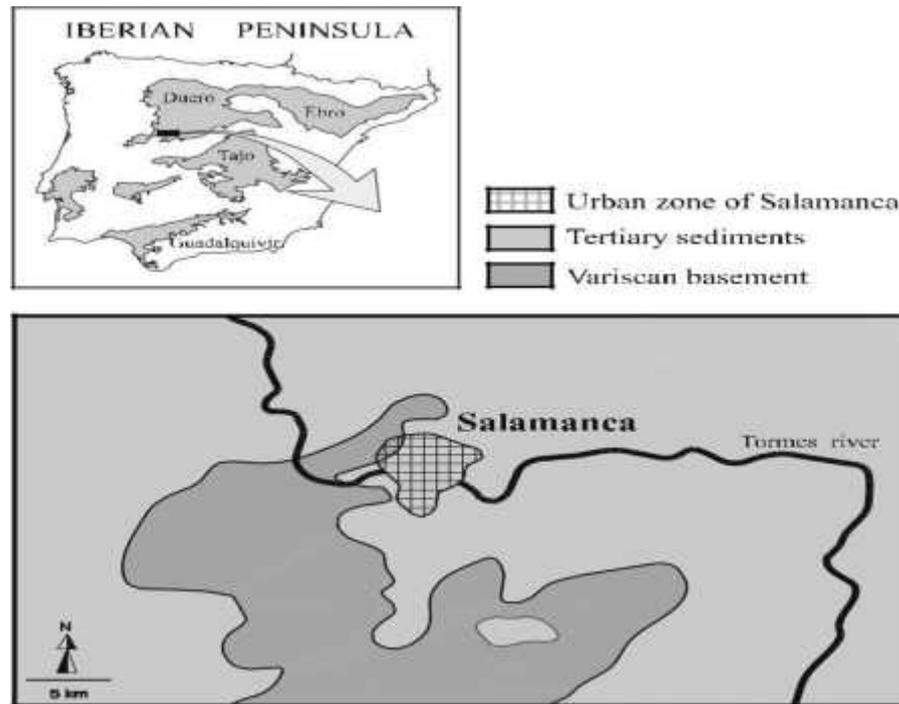


Figure IV.11 - La carte géologique représente le site de la ville Salamanca (L'Espagne) (NESPHEREIRA 2006).

La ville de Salamanca est située à l'extrémité sud-ouest du bassin tertiaire du Duero, dans la zone de contact entre les sédiments tertiaires du bassin et les métamorphiques roches du socle va risque.

Les matériaux les plus anciens de la zone comprennent l'armoricain.

Quartzite qui affleure au sud de la ville (le Mon- talvos quartzite) et est recouvert d'Ordo-gris et noir schistes viciens. Une caractéristique particulière du Varisque sous-sol est qu'il présente un degré important de érection ; cela remonte au Mésozoïque (Blanco et al. 1982 ; Nespereira et al. 2003) et a ensuite été fossilisé par la base unité des sédiments tertiaires.

Dans cette zone, les sédiments du bassin du Duero commencent par l'unité de grès de Salamanca du Crétacé supérieur-inférieur L'âge paléogène, constitué de graviers, conglomérats, grès et mudrocks en séquences d'affinage vers le haut cimenté par de la silice, du fer et de la kaolinite (Santisteban et al. 2000). L'unité des grès de Salamanca est en discordance recouverte par l'unité Teso Grande Arkoses (Nespereira 2006) et le Fm Cabrerizos Arkose-lithique. (Jimenez 1972 ; Alonso-Gavila n 1981 ; Santisteban et al. 2000) qui se compose de grès à grains grossiers à fins, disposés en corps tabulaires et lenticulaires

intercalés de limons sablo-argileux jaunes avec paléosols et carbonates Croûtes. Sur différents sites de la ville, l'Unité Rouge de L'âge miocène est présent, recouvrant en discordance Unités paléogènes.

Au sommet de la succession tertiaire, le Miocène la sédimentation se termine avec l'Unité El Viso, de Moyen et Miocène supérieur (Nespereira 2006), qui affleure à environ 845 m. à la périphérie nord de Salamanca Ces dépôts sont formés de sables grossiers et conglomérats verdâtres (sections granuleuses) avec fréquent intercalations de matériau argileux. Cette unité peut être trouvée au-dessus des Cabrerizos Formation Arkose-lithique et sur les schistes ordoviciens ; dans certains affleurements il passe progressivement des niveaux carbonatés de l'unité rouge sous-jacente avec des sections hautement carbonatées en alternance avec d'autres moins carbonatées.

Les phases minérales ont été identifiées par diffraction des rayons X analyse à l'aide d'un appareil SIEMENS D-500 avec un graphite monochromateur et rayonnement Cu Ka, travaillant à un balayage cadence de 2h/min. La semi-quantification (tableau 1) indique la présence de quartz, feldspath, plagioclase, smectite, illite, kaolinite et, à certains endroits, chlorite. Alors que dans les sections granulaires quartz et plagioclase sont les dominants minéraux, dans les sections cohésives il y a une prédominance d'argiles, principalement la smaltite et l'illite et, dans une bien moindre proportion, kaolinite. La présence occasionnelle de chlorite est liés à l'existence de fragments dispersés de roches méta- morphiques.

Goûter	Sections granulaires		Sections cohérentes		
	64	66	23	65	47
Quartz	44	26	13	25	12
Calcite	6	0	2	0	0
Feldspath	3	0	3	0	0
Plagioclase	11	30	3	8	7
Stéatite	16	22	41	37	37
Illite	12	18	33	25	34
Kaolinite	7	3	5	3	9
Chlorite	0	1	0	2	0

Tableau IV.3 - Semi-quantification, en pourcentage, de la minéralogie obtenue à partir de l'analyse par diffraction des rayons X.

IV.6.3 Etude minéralogique par diffraction des rayons X

Dans une large mesure, les différences de potentiel de gonflement des échantillons sont dues à leur composition minéralogique. L'étude minéralogique a été réalisée à la fois sur des échantillons de roche entière et sur la fraction ≤ 2 ml (agrégats orientés, OA, et échantillons solvatés à l'éthylène-glycol, EG). Un diffractomètre Siemens modèle D-500 a été utilisé, avec une anticathode Cu, un rayonnement $K\alpha$ et un monochromateur en graphite. Le travail a été effectué dans une série de conditions standard : intensité : 30 mA ; 40 kV ; vitesse de balayage $0,05^\circ$ de 2° /sec ; zone explorée : de 2° à 65° de 2h pour roche entière ; de 2° à 40° de 2h pour les granulats orientés, et de 2° à 15° de 2h pour les échantillons solvatés avec de l'éthylène-glycol. Comme on le voit sur la Fig. 10, dans les deux échantillons, il est possible de noter la présence de quartz et de phyllosilicates et, en V-1, des traces de feldspaths. Minéralogiquement les deux échantillons sont a priori très similaires, avec pour cent-vieilles près de 90% de phyllosilicates et 10% de quartz (**Tableau IV.5**).

Mineral	V-1	V-2
Quartz (%)	8.1	16.4
Phyllosilicates (%)	91.9	83.6

Tableau IV.4 - Semi-quantification des analyses de roche entière.

La diffraction sur la fraction ≤ 2 mm (Tableau 3.6) ont montré que les quantités de smectite dans les échantillons V-1 et V-2 étaient de 54 et 47% tandis que le pourcentage de kaolinite était 6,4 et 11 %, respectivement. En conséquence, V-1 a un plus grand potentiel d'expansion.

Mineral	V-1	V-2
Smectite (%)	54	47
Illite (%)	40	42

Kaolinite (%)	6.5	11
---------------	-----	----

Tableau IV.5 - Analyse semi-quantitative de la fraction $\leq 2\text{ ml}$.

➤ Trois méthodes pour déterminer le potentiel expansif de

a) Détermination de l'expansivité d'un sol dans un appareil Lambe" (AENOR 1999 : UNE 103600:1996),

(b) "Essai du gonflement libre d'un sol dans un oedomètre" (AENOR 1999 : UNE 103601 : 1996),

IV.6.3.1 Propriétés physiques

La densité apparente moyenne des sections cohésives était 1,96 Mg/m³, avec un maximum de 2,02 et un minimum de 1.71. L'indice moyen de pores était de 0,64 et le degré de saturation variait entre 100 et 77 %. Enfin, la densité relative moyenne des particules solides était de 2,63.

IV.6.3.2 Propriétés géotechniques

Des tests de classification ont été effectués pour les sections granulaires et cohésives. Les résultats montrent que les échantillons cohésifs prélevés à la base de l'unité ont une plasticité très élevée, avec une valeur LL supérieure à 100.

IV.6.3.3 Résistance au cisaillement

Les paramètres de résistance au cisaillement ont été déterminés à l'aide d'essais de cisaillement direct et triaxiaux. Pour le test de cisaillement direct, les contraintes normales appliquées étaient de 0,049, 0,098 et 0,29 MPa, et la vitesse de cisaillement était de 0,001 mm/min. Dans l'essai triaxial, le taux de déformation était de 0,0833 %/min, avec des pressions de confinement de 0,05, 0,15 et 0,3 MPa.

IV.6.3.4 Potentiel expansif

L'essai d'identification

Afin de déterminer le potentiel d'expansion des sections cohésives de l'unité géotechnique d'El Viso, trois échantillons représentatifs ont été prélevés. Leurs propriétés géotechniques sont présentées dans le tableau (3.7).

Une relation directe a été trouvée entre les propriétés géotechniques des sols et leur potentiel expansif. Dans la présente étude, deux des corrélations les plus couramment utilisées ont été utilisées. Dans les deux corrélations, on peut voir que deux des échantillons présentent des potentiels de gonflement très élevés (V-1 et V-3), tandis que l'autre a un potentiel de gonflement élevé (V-2).

Goûter	V-1	V-2	V-3
w (%)	27.92	22.24	35.85
q_{ap} (Mg/m ³)	1.89	1.92	1.71
LL	114.68	64.41	99.96
PL	44.1	31.05	33.36
SL	5.88	14.51	9.98
PI	70.57	33.36	64.35
% \setminus 0.002 mm	33.2	34.3	33.1
% \square 0.06 mm	12.7	4	10
Ac	2.13833.36	0.981	1.950
q_{dry} (Mg/m ³)	0.5634	1.60	1.28
E	1.48	0.4793	0.6652
USCS classification	CH	CH	CH

Tableau IV.6- Propriétés géotechniques des échantillons V-1, V-2 et V-3 Échantillon.

W (%) humidité naturelle, densité apparente (q_{ap}), limite de liquidité(LL), limite plastique(PL), limite de retrait (SL), indice de plasticité(PI), % \setminus 0,002 mm pourcentage de particules de tailles inférieures à 0,002 mm,

[Pourcentage %de 0,06 mm de particules de tailles supérieures à 0,06 mm, activité Ac,(q) densité sèche, taux de vide, groupes USCS du système unifié de classification des sols

IV.6.3.5 Capacité portante

Pour calculer la capacité portante des niveaux cohésifs de l'unité géotechnique El Viso, une dalle de fondation de 1 m carré (B (expansivité moyenne-élevée) selon Gonzales de Vallejo. (2002). La pression de gonflement obtenue pour l'échantillon V-1 (132,8 kPa) le classe également en grade III, mais l'échantillon V-3 avait une pression de gonflement de 83,4 kPa, ce qui le placerait en grade II (expansivité faible-moyenne).

A été placé à 1 m de profondeur (D) sur un niveau cohésif d'épaisseur indéfinie. Les paramètres géotechniques utilisés sont ceux obtenus à partir des échantillons cohésifs testés : $\gamma_s = 19,2 \text{ kN/m}^3$: $\varphi = 24^\circ$ et $C = 22 \text{ kPa}$.

De l'éq. il est possible de calculer la capacité portante en conditions saturées sans tenir compte de l'effet de la succion sur ces matériaux. Les résultats indiquent que pour ce type de fondation et les paramètres géotechniques évoqués ci-dessus, la capacité portante (q_h) est de 842,4 kPa.

Si l'on considère l'augmentation due à la succion. en utilisant la pression de gonflement obtenue pour l'échantillon V-1 (132,8 kPa)

Dans ce partie vas utiliser les méthodes de calcule la capacité portant en même cas

Ø	N	Nq	Nc	sat	C	B	D
24°	10.4	10.7	20.7	19.2kn/m ³	22kpa	1m	1m

Tableaux IV.7- Valeurs de N , Nq , Nc et valeurs de fondation.

Eu début en calcule sur la loi de terzaghi.

$$q_d = 0.6\gamma + \frac{B}{2} N\gamma + \gamma DN_q + 1.3CN_c \dots \dots \dots (1)$$

$$Q_d = 814.58 \text{ kpa}$$

Et pour la méthode de terzaghi et peck en vas voir :

$$q_d = \left(1 - 0.2 \frac{B}{L}\right) \gamma \frac{B}{2} N\gamma + \gamma DN_q + \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) CN_c \dots \dots \dots (2)$$

$$Q_d = 649.632 \text{ kpa}$$

IV.7 Calcul de la capacité portante par éléments finis

Le modèle sol-fondation utilisé dans cette étude est représenté dans la **Figure (IV-13)**. La fondation est en béton armé, de diamètre B et d'une épaisseur D.

IV.7.1 Calcul de la capacité portante par éléments finis (Plaxis 2D)

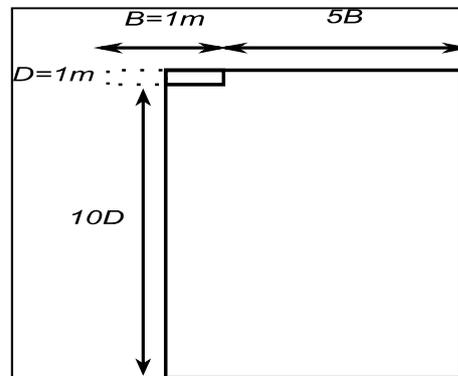
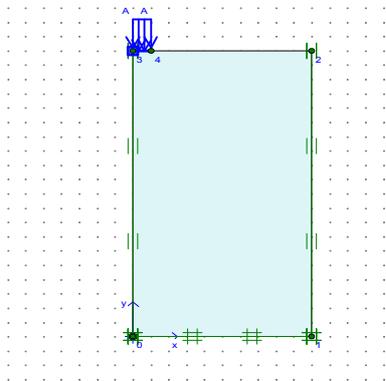
- Le modèle géométrique adopté

Le système sol-fondation sera simulé à l'aide du logiciel Plaxis 2D avec un modèle « axisymmetry ».

La fondation est implantée dans deux différents types de sol (sol sableux et sol argileux),

Le modèle de comportement affecté pour la structure (la fondation) et le sol est le modèle élastique linéaire vu qu'on envisage de calculer dans ce chapitre.

Le modèle géométrique après l'inclusion des paramètres de la fondation implantée dans le sol argileux avec l'application de la charge est représenté dans la **Figure IV-13**



$$\text{sat} = 19,2 \text{ kN/m}^3$$

$$N_c = 20.4$$

$$N_q = 10.7$$

$$N_\gamma = 20.4$$

Figure IV.12 - Modèle géométrique avec application des charges dans l'interface Plaxis.

Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux sur les faces verticales et en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux pour la limite inférieure.

Figure IV.14 - représente la déformation du maillage correspondant du modèle.

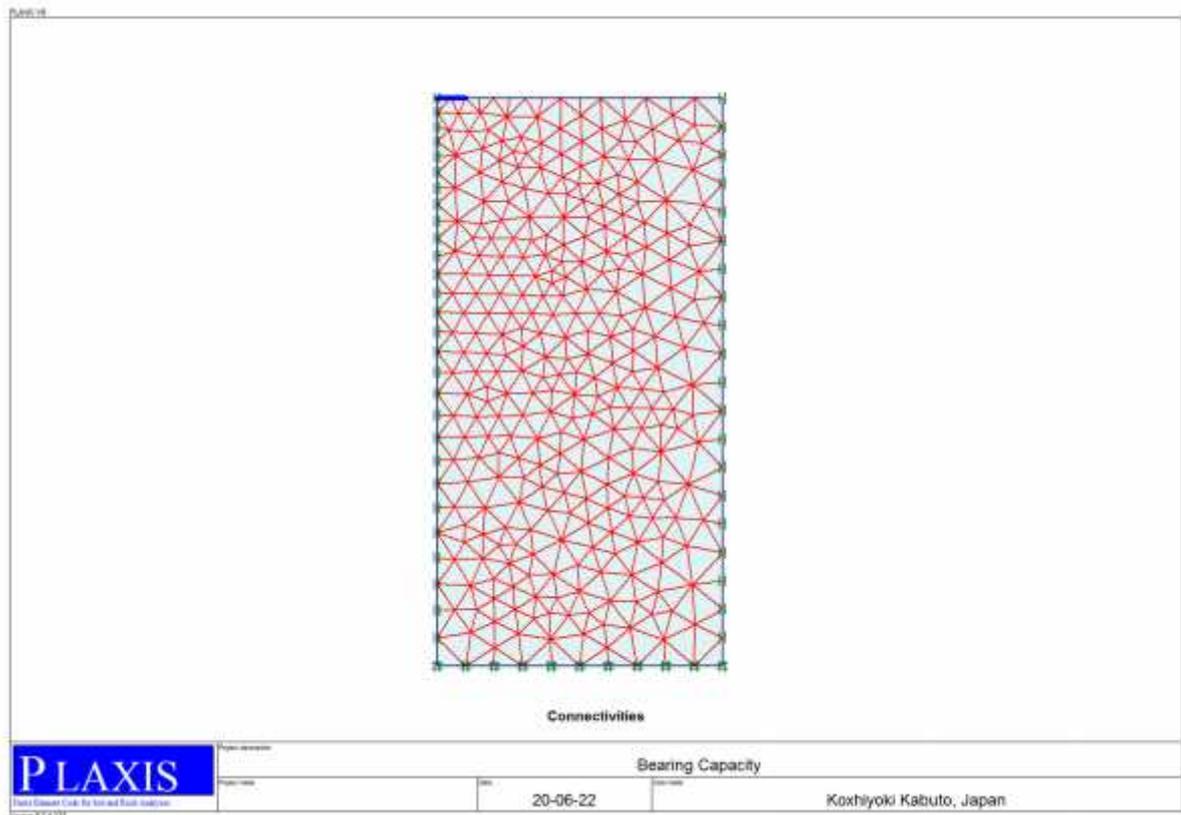


Figure IV.13 - Maillage du modèle par Plaxis.

Par «initial conditions» on accède au menu des conditions initiales

- Valider ou changer le poids volumique de l'eau proposé par défaut dans Plaxis.
- Laisser la nappe en profondeur (Admettant l'absence d'une nappe d'eau).
 - Cliquez sur le bouton gauche pour générer les contraintes initiales

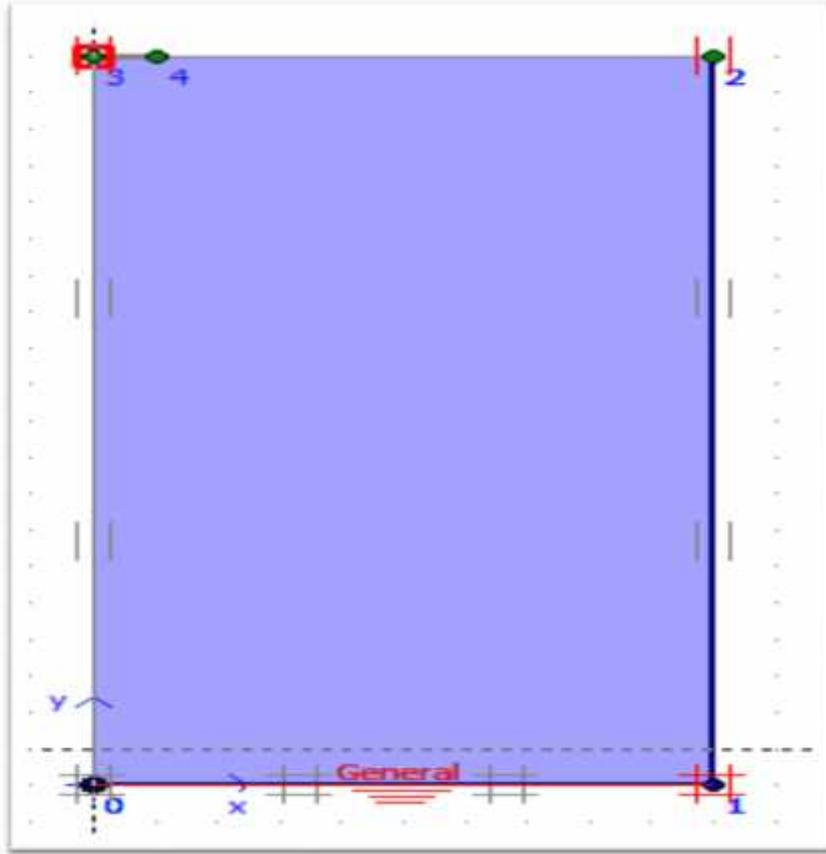


Figure IV.14 - Les conditions initiales et détermination du niveau d'eau.

IV.7.2 Les conditions initiales

➤ Une fois le maillage généré, le modèle d'éléments finis est complet. Au début du processus de calcul, les conditions initiales doivent être modélisées. Les conditions initiales nécessitent une pression interstitielle initiale et Contraintes initiales.

Methode de calcule la capacité portent	Capacité portant de salamanca	terzaghi	Terzaghi et peck	modelisation
Q _a	842.4	814.58	649.36	822.

Tableaux IV.8 - reprisant la défronce entre méthodes.

IV.8 Conclusion

L'objectif de ce travail est d'étudier la capacité portante de fondations superficielles et par un logiciel en éléments finis (**Plaxis 2D**), avec l'application de charge, pour de fondations superficielles circulaires. Les résultats numériques obtenus dans ce travail, ont permis de caractériser l'effet de plusieurs paramètres sur la capacité portante de fondations superficielles :

- ❖ La charge appliquée;
- ❖ La profondeur sous la fondation;
- ❖ La géométrie de fondation;
- ❖ La nature de sol. Les résultats montrent que:
- ❖ La valeur de capacité portante sous la fondation directement est la valeur maximale de capacité portante;
- ❖ Le auge capacité portante ente en fonction de la charge appliquée;
- ❖ Le capacité portante diminue en fonction la profondeur;
- ❖ Pour obtenir des valeurs de capacité portante proche de la réalité, il faut choisir les meilleures méthodes pour les calculer et éviter les méthodes qui donnent des résultats irréalistes. A travers ce qui précédé, il est clair que la méthode des éléments finis représente un excellent choix pour les concepteurs dans le calcul du capacité portante immédiat des sols. Cependant une attention particulière doit se faire dans la détermination des paramètres géo mécanique ainsi la définition des limites du modèle géométrique qui doit tenir compte des dimensions de la fondation.

**Conclusion générale
Recommandations et
Perspectives**

Ce travail s'inscrit dans le cadre de la recherche pour l'obtention d'un master de spécialité Géologie de l'ingénieur et géotechnique, et qui traite un problème très important dans le domaine de géotechnique qui est l'étude du comportement des fondations superficielles et particulièrement le calcul de la capacité portante des fondations superficielles sous chargement vertical.

- Dans le premier Chapitre, Les fondations sont construites en béton armé et enterrés pour réduire les effets du gel, du soulèvement de certains sols ou d'autres dommages provenant de la surface.
- Dans le deuxième Chapitre, Les courbes de Meyerhof de et de Brinch-Hansen de Ny sont virtuellement coïncident pour $\alpha < 30^\circ$ et diverge à peine que α approche à 60° . La formulation de Chen pour Ny est légèrement plus pertinente que de Vesic mais nettement plus optimistes que Brinch- Hansen, particulièrement pour les grands angles de résistance au cisaillement.
- Au troisième Chapitre, La méthode des éléments finis représente un excellent choix pour les concepteurs dans le calcul de la capacité portante parce qu'elle donne des résultats plus proches de la réalité. Les résultats numériques obtenus dans ce travail, ont permis de caractériser l'effet de plusieurs paramètres sur le capacité portante de fondations superficielles.
- Au quatrième Chapitre, les résultats numériques obtenus dans ce travail permettent de mettre en évidence l'influence de plusieurs paramètres sur la réponse de fondations superficielles.
- charge appliquée ;
- La profondeur sous la fondation ;
- La géométrie de fondation ;
- La nature de sol. Les résultats montrent que :
- La valeur de capacité portante sous la fondation directement est la valeur maximale de capacité portante.

Pour La finir, on espère que ce travail sera une base et un point de départ pour notre vie professionnelle ainsi que le prolongement des futurs étudiants travaillant dans ce domaine.

Listes des références

- A Bond and A Harris, 2008; Decoding Eurocode 7 first published, by Taylor & Francis.
- Adams, M. T. & Collin, J. G. (1997) Large model spread footing load tests on
- Andersen, K.H., Murff, J.D., Randolph, M.F, Clukey, E.C., Erbrich, C.T., Jostad, H.P., Jansen, B.,
- Applications”, ISFOG, Perth, 2005, Taylor & Francis, London pp. 3–30.
- Aubeny, C., Sharma, P. & Supachawarote, C., (2005) “Suction Anchors for Deepwater
- Azzouz, A.S., Baligh, M.M. (1983). Loaded areas on cohesive slopes. Journal of Geotechnical engineering 109 (5):724-729
- BAGUELIN F., JEZEQUEL J. et SHIELDS D.H., (1978) : The pressiometer and foundation engineering, Trans. Tech. Publications, Clausthal, R.F.A., 617p.
- Bakir, N.-E. (1993) Etude sur modèles centrifugés de la capacité portante de fondations superficielles.) Nantes.
- Bauer, G., Shields, D., Scott, J. & Gruspier, J. (1981a) Bearing capacity of footing
- Bendali, A. (2013). «Méthode des éléments finis». Département de génie mathématique. Orientation MMN. Toulouse - France .
- Benmeddour, D., Yahia-Cherif, H., Mabrouki, A., Mellas, M. (2014). Undrained bearing capacity of embedded strip footings under vertical and horizontal loads. 18, pp.21-25
- Berezantzev (1948). Levin (1955)
- Bouafia, A., Laouedj, A. (2017). «Pieux isolés sous charges latérales - Construction des courbes». EDP Geotech. 2017, 152, 4./10.51.
- Boulon, Luisa, N., Anguano, E. (2008) «Simulation numérique des ancrages à succion en deux- et trois Dimensions». France Laboratoire 3S-R, (Sols, Solides, Structures - Risques). - 38041 Grenoble cedex 9. domaine universitaire B.P No 53.
- Boygue Construction. (2000). Caisson en Projet de Beirut. 228275.
- Brinch Hansen J ; 1961. A general formula for bearing capacity. Danish Geotechnical Institute Bulletin, n°11, Copenhagen, et revue Ingeniøren, n° 5, 38-46.
- Brinch Hansen J. (1955). Simpel beregning af fundamenters bæreevne. Ingeniøren, vol. 64,

Listes des références

n°4, 95-100

Brinch-Hansen J., 1970. A revised and extended formula for bearing capacity. Danish Geotechnical Institute Bulletin, n° 28, 5-11.

Buisman A.S.K. (1935). De weerstand van paalpunten in zand. D'Ingenieur, vol. 50, Bt. 25-28, 31-35.

Caquot A. (1934). Équilibre des massifs à frottement interne. Stabilité des terres pulvérulentes et cohérentes. Gauthier-Villars, Paris, 191 pages.

Caquot A., Kérisel J. (1953). Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulvérulent. Comptes rendus, 3ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Zürich, vol. 1, 336-337.

Chen W.F. (1975). Limit analysis and soil plasticity. Elsevier, Amsterdam, 638 pages.

Chen W.F., McCarron W.O; 1991. Bearing capacity of shallow foundations. Chapter 4 in « Foundation Engineering Handbook », edited by H.Y.Fang. Van Nostrand Reinhold, New York, Eurocode 7 (2004). Norme XP 1997-1 : Calcul géotechnique. Juin 2004, AFNOR

Chen W.F., McCarron W.O; 1991. Bearing capacity of shallow foundations. Chapter 4 in « Chowdhury, I., et S. P. Dasgupta. 2009. Dynamics of Structure and Foundation A Unified Approach, 2. Applications. 605 p.

compacted approach fills, Final report, Carleton University, department of civil engineering, Ottawa, 28p.

Coulomb C.A., 1773. Essai sur une application des règles de maximis et de minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. Mémoire présenté à l'Académie Royale des Sciences. Académie des Sciences de Paris, R. Prés. Savants Étrangers, vol. 7, 343-382.

Cundall, P.A. (1976). Explicit finite difference methods in geomechanics. Numerical Methods in Engineering (Proceedings of the EF Conference on Numerical Methods in Geomechanics), Blacksburg, Virginia, Vol. 1, pp. 132–150.

DIN V 4017-100 (1995). Baugrund, Berechnung des Grundbruchwiderstands von DIN V 4017-100 (1995). Baugrund, Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachengründungen. Teil 100 : Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten. DIN-Deutsches Institut für Normung, Berlin.

Drucker D.C., Prager W. (1952). Soil mechanics and plastic analysis or limit design.

Listes des références

Édition du centenaire, Delporte, Mons, 1952.

Eurocode 7 (2004). Norme XP 1997-1 : Calcul géotechnique. Juin 2004, AFNOR

F.Schlosser (1998) -éléments de mécanique des sols, cours de l'école

geosynthetic reinforced soil foundations. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering 123(1):66-72.

Géotechnique, vol. 22, n° 1, pp. 79-93

Hansen B., 1969). Bearing capacity of shallow strip footings in clay. Proceedings, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico.

Hencky H., 1923. Über einige statisch nbestimmte Falle des Gleichgewichts in plastischen Körpern. Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik, Basel Schweiz, vol. 3, pp. 241- 246.

in granular slope. In Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.) Balkema Rotterdam, vol. 2, pp. 33-36.

Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 82, n° SM3, 1028-15-9

Journal, vol. 1, n°1, 16-26

Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNG

Karl Terzaghi , 1943, Theoretical Soil Mechanics. John Wiley et Sons.

Kötter F. (1903). Die Bestimmung des Druckes an gekrümmten Gleitflächen, eine Aufgabe aus der Lehre vom Erddruck. Monatsberichte der Akademie Wissenschaften, Berlin, pp. 229-233.

Lancellotta R. (1995). Geotechnical engineering. A.A. Balkema, Rotterdam, 436 pages.

Leipholz, H.(1974). Theory of elasticity. Noordhoff International Publishing

Lundgren H., Mortensen K.; 1953). Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footing on sand. Proceedings, 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zürich, vol. 1, 409-412.

Magnan J.P., Droniuc N., Mestat Ph., Canepa Y. (2001). Comparaison des calculs de portance des fondations superficielles. Comptes rendus, 15^{ème} Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Istanbul, Turquie.

Magnan, 2004, Les méthodes de calcul de la portance des fondations Superficielles,

Listes des références

FONDSUP 2003 Vol. 2. Presses de l'enpc/LCPC, Paris.

Mandel J., Salençon J. ; 1969. Force portante d'un sol sur assise rigide. Comptes rendus, 7ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Mexico, vol. 2, 157- 164.

Mandel J., Salençon J. ; 1972 Force portante d'un sol sur assise rigide (étude théorique). Géotechnique, vol. 22, n° 1, pp. 79-93

Massau J. (1899). Mémoire sur l'intégration des équations aux dérivées partielles. Chapitre VI: Équilibre des terres sans cohésion. Annales de l'Association des Ingénieurs de l'École de Gand. Réédition Édition du centenaire, Delporte, Mons, 1952.

Meyerhof G.G. (1955). Influence of roughness of base and ground-water conditions on the ultimate bearing capacity of foundations. Géotechnique, vol. 5, n° 3, 227-242 .

Meyerhof G.G. (1961). Discussion on « Foundations other than piled foundations ». Proceedings, 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Vol. 3, p. 193.

Meyerhof G.G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. Revue Canadienne de Géotechnique/Canadian Geotechnical

Meyerhof G.G.; 1956). Discussion on "Rupture surface in sand under oblique loads". ASCE, nationale des ponts et chaussées. Paris

Novotortsev V.I. ; 1938. Application de la théorie de la plasticité au problème de la détermination de la capacité portante des fondations de bâtiments (en russe). Izvestiya.

Prandl L. (1920). Über die Harte plastischer Körper. Nachrichten der Königlich-Gesellschaft für Wissenschaften, Göttingen, Math.-Phys. Kl., p. 74

Prandl L. (1921). Über die Eindringungsfestigkeit plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden. Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik, Basel, Schweiz, vol. 1, n°1, 15-20

Quarterly Journal of Applied Mechanics, vol. 10, 157-165.

Rankine W.J.M., 1857. On the stability of loose earth. Philosophical Transactions of the Royal Society, London, vol. 147, n°9

Reissner H. (1924). Zum Erddruckproblem. Proceedings, 1st International Congress of Applied Mechanics, Delft, 295-311.

Listes des références

Richards, R. Jr., D. G. Elms et M. Budhu. 1993. « Seismic Bearing Capacity and Settlements of Foundations ». *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 119, no 4, p. 662-674.

Roger FRANK(1999)- Fondations superficielles, Techniques de l'Ingénieur C246,page31

Salençon J. (1996). Introduction à l'élasto-plasticité et au calcul à la rupture. École Polytechnique, Département de mécanique.

Salençon J. ,1974. Théorie de la plasticité pour les applications à la mécanique des sols. Eyrolles, Paris.

Salençon.J & Matar.M (1982) “ Capacité portante des fondations superficielles circulaires”, *Journal de Mécanique théorique et appliquée*, vol.1, N°2, 1982, pp: 237-267.

Schultze E ; 1952). Der Widerstand des Baugrundes gegen schräge Sohlpressungen. *Bautechnik*, vol. 29, p. 129.

Skempton A.W. (1951) .The bearing capacity of clays. *Proceedings, Building Research Congress*, London, 180-189.

Sokolovskij V.V. (1960). Statics of soil media. Translated from the second Russian edition(1954) by D.H. Jones and A.N. Schofield, Butterworth's, London, 237pages.

Sokolovskij V.V. ; 1965. Statics of granular media. Pergamon Press, Oxford.

Terzaghi K., Peck R.B. (1967). Soil mechanics in engineering practice. Second édition. John Wiley and Sons, New York, 1967, 729 pages.

Terzaghi K., Peck R.B. (1967). Soil mechanics in engineering practice. Second édition. John Wiley and Sons, New York, 1967, 729 pages.

Vesic A.S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 99, n° SM1 , 45-73