

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

677



Mémoire de Mastère

Présenté à l'Université du 8 Mai 1945 Guelma

Faculté des Sciences et de la technologie

Département de : Génie Civil et hydraulique

Spécialité : "Génie Civil", Option : "conception et calcul des constructions"

Présenté par : Sahour Chams eddine

Trad Mahmoud

**Thème : calcul de la capacité portante des fondations
superficielles**

Sous la direction de : Pr. Nouaouria Mohamed salah

Junin 2011

Remerciement

Nous remercions le bon dieu pour le courage qu'il nous a donné pour surmonter toutes les difficultés durant nos années d'études.

Ce travail est le fruit de la collaboration de plusieurs personnes qui méritent notre gratitude.

Nous remercions vivement notre encadreur Pr. Nouaouria ,vous nous avez fait le grand honneur de diriger ce travail ,votre compréhension,votre collaboration et vos précieuses directives qui nous ont été d'un grand secours afin de mener a bien notre memoir,veuillez accepter l'expression de notre grande admiration et de notre profonde reconnaissance. Nous saluons chaleureusement votre ardeur a travailler.

Nous voudrions exprimer nos plus vifs remerciements à tous nos professeurs qui ont contribué à nous transmettre l'inestimable trésor qu'est le savoir.

Que tous ceux que nous n'avons pas cités, et qui nous ont aidé de près ou de loin reçoivent nos sincères remerciements.

Chamsou et Mahmoud.

Résumé

Le sol a été utilisé depuis longtemps pour supporter des fondations ou réaliser des constructions.

Vu la grande importance que représentent les fondations des ouvrages dans le domaine du Génie Civil, l'étude de la capacité portante de ces fondations s'impose comme une nécessité sous l'influence de différents types de charges auxquelles sont exposées. Les fondations ont pour rôle de transmettre les surcharges provenant de la superstructure au sol de manière uniforme. Elles sont classées en trois catégories : Fondations superficielles (semelles filantes ou isolées, radiers généraux), fondations semi profondes (puits) et fondations profondes (pieux).

L'objectif de ce travail est de calculer la capacité portante des fondations superficielles par le code de calcul Plaxis, et par les méthodes analytiques dans le but de comparer et interpréter les résultats obtenus.

Mots clés : Capacité portante, fondations superficielles, Plaxis

Abstract

The ground was used strong a long time ago to support foundations or to carry out constructions. The foundations have as a role to transmit the overloads coming from the superstructure to the ground uniform of manner. The bearing capacity of the ground of base plays a paramount role in the choice of the type of foundations whose determination of the bearing force is one of the most important problemes of the soil mechanics. The knowledge of the failure mechanisms constitutes a very decisive preliminary stage in the study of this kind of problems.

Key words : bearnig capacite, shallow foundations, Plaxis

ملخص

منذ فترة طويلة و الأرض تستخدم لحمل الأساسات وتشييد البنايات ،ونظرا للأهمية الكبيرة التي تمثلها أساسات الهياكل في مجال الهندسة المدنية فان دراسة قدرة تحمل هذه الأساسات تعرض كأهمية تحت تأثير أنواع عديدة من الحمولات المعرضة لها. الأساسات لها دور إحالة الأحمال من البنية الفوقية إلى الأرض بصفة وحدوية. وهي مصنفة في ثلاث فئات هي :الأسس السطحية (أساسات معزولة ،مستمرة) الأسس شبه العميقة و الأسس العميقة. والهدف من هذا العمل هو حساب قدرة تحمل الأسس السطحية ببرنامج الحساب Plaxis، والأساليب التحليلية من أجل مقارنة النتائج وتفسيرها.

كلمات البحث : قدرة التحمل، الأسس السطحية، Plaxis

LISTES DES FIGURES	PAGE
Figure 1.1 un puits	2
Figure 1.2 massif	2
Figure 1.3 une fondation superficielle	3
Figure 1.4 Semelle isolée, placée sous un poteau	4
Figure 1.5 semelle filante	4
Figure 1.6 radier simple	5
Figure 1.7 radier plan épais	5
Figure 1.8 radier voûte	6
Figure 1.9 radier champignon	6
Figure 1.10 radier plan nervuré	7
Figure 2.1 Schéma de rupture d'une fondation superficielle	10
Figure 2.2 Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (Méthode « $c - \phi$ »)	11
Figure 2.3 Valeur de $N_c(\phi')$, $N_\gamma(\phi')$ et $N_q(\phi')$ recommandées par Terzaghi et Peck. Les valeurs de N_γ sont dues à Meyerhof.	14
Figure 2.4 Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B	16
Figure 2.5 Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge inclinée	17
Figure 2.6 Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge excentrée	19
Figure 2.7 Méthode de la semelle fictive	20
Figure 2.8 Définition de l'encastrement équivalent d'une fondation superficielle	22
Figure 2.10 Définition de la résistance de pointe (ou de cône) équivalente pour les fondations superficielles et profondes (fascicule 62-V, 1993)	24
Figure 2.11 Variation de la capacité portante en fonction de la profondeur D dans un sol homogène	24
Figure 2.13 Facteur de portance pressiométrique pour les semelles carrées ou circulaires	29
Figure 2.14 Facteur de portance pressiométrique pour les semelles Filantes.	29
Figure 2.15 Coefficient minorateur pour une charge inclinée sur sol horizontal (fascicule 62-V, 1993)	31
Figure 2.16 Fondation en crête de talus. Notations (fascicule 62-V, 1993)	31
Figure 2.17 Coefficient minorateur pour une charge verticale centrée à proximité de la crête de talus, dans le cas d'un encastrement nul (Fascicule 62-V, 1993)	32

Figure 2.18 Angle β pour le calcul du coefficient minorateur dans le cas d'une fondation encastrée et située près de la crête de talus (Fascicule 62-V, 1993)	33
Figure 2.19 Charge inclinée dirigée vers l'extérieur ou l'intérieur d'un talus (fascicule 62-V, 1993)	33
Figure 2.20 Définition de la contrainte de référence pour un excentrement e (Fascicule 62-V, 1993)	36
Figure 2.21 Surface réduite dans le cas d'un excentrement dans les deux directions (modèle de Meyerhof) (fascicule 62-V, 1993)	37
Figure 3.1 Valeur analytique (selon Meyerhof) et numérique de la capacité portante limite	41
Figure 3.2 Valeur analytique (selon Hansen) et numérique de la capacité portante limite	42
Figure 3.3 Valeur analytique (selon Vesic) et numérique de la capacité portante limite	43
Figure 3.4 Valeur analytique (selon l'Eurocode 7) et numérique de la capacité portante limite	44
Figure 3.5 Valeur analytique (selon Meyerhof) et numérique de la capacité portante limite	45
Figure 3.6 Valeur analytique (selon Hansen) et numérique de la capacité portante limite	46
Figure 3.7 Valeur analytique (selon Vesic) et numérique de la capacité portante limite	47
Figure 3.8 Valeur analytique (selon l'Eurocode 7) et numérique de la capacité portante limite	48
Figure 3.9 Valeur analytique (selon Meyerhof) et numérique de la capacité portante limite	49
Figure 3.10 Valeur analytique (selon Hansen) et numérique de la capacité portante limite	50
Figure 3.11 Valeur analytique (selon Vesic) et numérique de la capacité portante limite	51
Figure 3.12 Valeur analytique (selon l'Eurocode 7) et numérique de la capacité portante limite	52
Figure 3.13 Valeur analytique (selon Meyerhof) et numérique de la capacité portante limite	53

Figure 3.14 Valeur analytique (selon Hansen) et numérique de la capacité portante limite	54
Figure 3.15 Valeur analytique (selon Vesic) et numérique de la capacité portante limite	55
Figure 3.16 Valeur analytique (selon l'Eurocod 7) et numérique de la capacité portante limite	56
Figure 3.17 Valeur analytique (selon Meyerhof) et numérique de la capacité portante limite	57
Figure 3.18 Valeur analytique (selon Hansen) et numérique de la capacité portante limite	58
Figure 3.19 Valeur analytique (selon Vesic) et numérique de la capacité portante limite	59
Figure 3.20 Valeur analytique (selon l'Eurocode 7) et numérique de la capacité portante limite	60
Figure 3.21 Valeur analytique (selon Meyerhof) et numérique de la capacité portante limite	61
Figure 3.22 Valeur analytique (selon Hansen) et numérique de la capacité portante limite	62
Figure 3.23 Valeur analytique (selon Vesic) et numérique de la capacité portante limite	63
Figure 3.24 Valeur analytique (selon l'Eurocode 7) et numérique de la capacité portante limite	64
Figure 3.25 Valeur analytique (selon Meyerhof) et numérique de la capacité portante limite	65
Figure 3.26 Valeur analytique (selon Hansen) et numérique de la capacité portante limite	66
Figure 3.27 Valeur analytique (selon Vesic) et numérique de la capacité portante limite	67
Figure 3.28 Valeur analytique (selon l'Eurocode 7) et numérique de la capacité portante limite	68
Figure 3.29 Valeur analytique (selon Meyerhof) et numérique de la capacité portante limite	69
Figure 3.30 Valeur analytique (selon Hansen) et numérique de la capacité portante limite	70

Figure 3.31 Valeur analytique (selon Vesic) et numérique de la capacité portante limite	71
Figure 3.32 Valeur analytique (selon l’Eurocode 7) et numérique de la capacité portante limite	72

LISTES DES TABLAUX	PAGE
Tableau 2.1 valeurs de $N_c(\phi')$, $N_\gamma(\phi')$ $N_q(\phi')$ (DTU 13.12, 1988)	14
Tableau 2.2 Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi. (Conditions non drainées et drainées)	15
Tableau 2.3 Coefficients de forme. Projet d'Eurocode 7-1 (1994)	16
Tableau 2.4 Ordre de grandeur des valeurs des coefficients réducteurs sur N_{cq} (argiles) et $N_{\gamma q}$ (sables) (D'après Meyerhof)	18
Tableau 2.5 Définition des catégories conventionnelles des sols (Fascicule 62-V, 1993)	27
Tableau 2.6 Facteur de portance pressiométrique (fascicule 62-V, 1993)	28
Tableau 2.7 Facteur de portance pénétrométrique (fascicule 62-V, 1993)	37
Tableau 2.8 facteurs de forme, profondeur, et d'inclinaison d'après Meyerhof, Hansen et Vesic	38
Tableau 2.9 les facteurs de portance selon Meyerhof, Hansen, Vesic et l'Eurocode 7	39
Tableau 3.10 caractéristiques physico-mécaniques des trois matériaux	40
Tableau 3.11 résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Meyerhof	41
Tableau 3.12 résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Hansen	42
Tableau 3.13 résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Vesic	42
Tableau 3.14 résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon l'Eurocode 7	43
Tableau 3.15 résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Meyerhof	44
Tableau 3.16 résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Hansen	45
Tableau 3.17 résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Vesic	46
Tableau 3.18 résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon l'Eurocode 7	47

Tableau 3.19 résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Meyerhof	48
Tableau 3.20 résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Hansen	49
Tableau 3.21 résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Vesic	50
Tableau 3.22 résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon l'Eurocode 7	51
Tableau 3.23 résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Meyerhof	52
Tableau 3.24 résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Hansen	53
Tableau 3.25 résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Vesic	54
Tableau 3.26 résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon l'Eurocod 7	55
Tableau 3.27 résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Meyerhof	56
Tableau 3.28 résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Hansen	57
Tableau 3.29 résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Vesic	58
Tableau 3.30 résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon l'Eurocode 7	59
Tableau 3.31 résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Meyerhof	60
Tableau 3.32 résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Hansen	61
Tableau 3.33 résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Vesic	62
Tableau 3.34 résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon l'Eurocode 7	63
Tableau 3.35 résultats des facteurs de forme, de portance et de	

la capacité portante selon Meyerhof	64
Tableau 3.36 résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Hansen	65
Tableau 3.37 résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Vesic	66
Tableau 3.38 résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon l'Eurocode 7	67
Tableau 3.39 résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Meyerhof	68
Tableau 3.40 résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Hansen	69
Tableau 3.41 résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Vesic	70
Tableau 3.42 résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon l'Eurocode 7	71

Symboles	Désignation
A	aire d'une fondation
B'	largeur ou diamètre réduit (ou effectif) dans le cas de L'excentrement
L'	longueur réduite (ou effective) dans le cas de L'excentrement.
D	encastrement d'une fondation
N_γ, N_c, N_q	facteur de capacité portante
i_γ, i_q, i_c	coefficients minorateurs
W	représente le poids du coin
Q	la charge de rupture de la fondation
S_γ, S_c, S_q	coefficients de forme
e	excentrement d'une fondation
ϕ	l'angle de frottement interne
c, c, c_u	cohésion du sol
γ	poids volumique totale du sol
γ_w	poids volumique de l'eau
q_0	contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation
$p_{\ell e}^*$	pression limite nette équivalente
p_{ℓ}	pression limite mesurée
k_p	facteur de portance pressiométrique
q	contrainte de rupture
q_{ce}	résistance de pointe équivalente
k_c	facteur de portance pénétrométrique

TABLE DES MATIERES

Dédicaces	
Remerciement	
Résumé	
Abstract	
ملخص	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des symboles	
Table des matières	

CHAPITRE 1 : INTRODUCTION

1.1 Définition	1
1.2 Types des fondations.....	2
1.2.1 Les fondations profondes.....	2
1.2.2 Les fondations superficielles.....	3
1.2.2.1 Définition d'une fondation superficielle.....	3
1.2.2.2 Type de fondations superficielles.....	3
1.2.2.2.1 Les semelles isolées.....	3
1.2.2.2.2 les semelles filantes.....	4
1.2.2 Les radiers.....	4
1.2.2.1 Types de radiers.....	5
1.2.2.1.1 Le radier simple.....	5
1.2.2.1.2 Le radier plan épais.....	5
1.2.2.1.3 Le radier voûte.....	5
1.2.2.1.4 Le radier général.....	6
1.2.2.1.5 Le radier plan nervuré.....	6
1.3 Pathologies des fondations.....	7

CHAPITRE 2 : CAPACITÉ PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

2.1 Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire.....	10
2.1.1 Semelle filante. Charge verticale et centrée.....	10
2.1.2 Effet de l'eau sur la capacité portante d'une fondation superficielle.....	12
2.1.2.1 Calcul en conditions non drainées.....	12
2.1.2.2 Calcul en conditions drainées.....	12
2.1.3 Influence de la forme de la fondation. Charge verticale et centrée.....	15
2.1.4 Influence de l'inclinaison et de l'excentrement de la charge.....	16
2.1.4.1 Influence de l'inclinaison.....	16
2.1.4.2 Influence de l'excentrement de la charge.....	18
2.1.5 Fondations sur sols hétérogènes.....	19
2.1.6 Fondations sur pente ou à proximité de la crête d'un talus.....	20
2.2 Méthodes pressiométrique et pénétrométrique : définitions.....	21
2.2.1 Hauteur d'encastrement équivalent D_e	21
2.2.2 Pression limite nette équivalente P_{le}^* au pressiomètre Ménard	22
2.2.3 Résistance de pointe équivalente q_{ce} au pénétromètre statique (CPT).....	23
2.2.4 Profondeur critique.....	24
2.3 Calcul de la capacité portante à partir de l'essai au pressiomètre Ménard.....	25

2.3.1 Classification des sols.....	25
2.3.2 Charge verticale centrée.....	27
2.3.3 Influence de l'inclinaison de la charge et de la proximité d'un talus.....	30
2.3.3.1 Charge centrée inclinée sur sol horizontal.....	30
2.3.3.2 Charge verticale centrée à proximité d'un talus.....	31
2.3.3.3 Charge centrée inclinée à proximité d'un talus.....	33
2.3.4 Influence de l'excentrement.....	34
2.4 Calcul de la capacité portante à partir de l'essai de pénétration statique.....	35
2.5 Évaluation des facteurs de forme, profondeur, et'inclinaison.....	38

CHAPITRE 3 : MÉTHODES DE CALCUL DE LA CAPACITÉ PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

3.1 Introduction.....	40
3.2 Caractéristiques des sols.....	40
3.3 Calcul numérique et analytique de la capacité portante d'une fondation superficielle	41
3.3.1 Fondation rectangulaire($B=2, L=4$).....	41
3.3.1.1 Cas I : sable en conditions drainées.....	41
3.3.1.2 Cas II : Argile en conditions drainées.....	44
3.3.1.3 Cas III : Argile en conditions non drainées.....	48
3.3.1.4 Cas IV : sable argileux en conditions drainées.....	52
3.3.2 Fondation circulaire ($D=2$).....	56
3.3.2.1 Cas I : sable en conditions drainées.....	56
3.3.2.2 Cas II : Argile en conditions drainées.....	60
3.3.2.3 Cas III : Argile en conditions non drainées.....	64
3.3.2.4 Cas IV : sable argileux en conditions drainées.....	68

CHAPITRE 4 : CONCLUSION

4 Conclusion.....	73
-------------------	----

CHAPITRE 1 :

INTRODUCTION

1.1 Définition

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple). Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure ;

Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le report et la répartition des charges à un niveau convenable du sol, en égard à sa nature et à ses caractéristiques mécaniques, posent à l'étude des fondations trois préoccupations essentielles.

L'implantation des fondations liée aux notions de nature des sols, de constructions voisines, d'affouillements et d'érosion dus à l'eau, de défauts cachés du terrain, d'ouvrages existants en Sous-sol, mais aussi d'un point de vue générale, liée au type de construction et à la disposition des éléments qui servent de point d'appui;

La résistance du sol sur lequel sont reportées les charges mettant les fondations à l'abri des ruptures ;

Le tassement et déformation du sol qui doivent rester dans les limites acceptables, évitant à la construction des désordres gênants à son exploitation et a fortiori des dommages compromettant sa stabilité.

Ces considérations doivent être indépendamment remplies et conduisent à des titres divers avant l'exécution des travaux, à prendre des précautions pour que les fondations aient les qualités requises. Selon la nature des sols et l'importance du problème à résoudre, l'étude nécessite la mise en œuvre de travaux préliminaires permettant de déterminer le type et les caractéristiques des fondations.

1.2 Types de fondations

Les deux types de fondations sont :

- les fondations profondes et spéciales.
- les fondations superficielles,

1.2.1 Les Fondations profondes

Les fondations profondes permettent d'aller chercher la couche résistante à une profondeur adéquate en traversant des couches de qualité moindre. Si la couche d'assise est à une trop grande profondeur pour être atteinte, le frottement de la fondation avec les différentes couches de sol rencontrées peut suffire à la résistance.

Les fondations profondes peuvent être :

- un puits, sorte de semelle de très grandes hauteur (fondation demi profonde), (figure1.1)

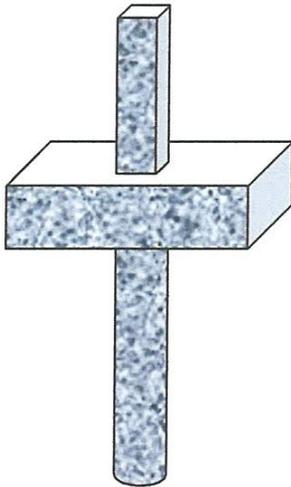


Figure 1.1 : puits

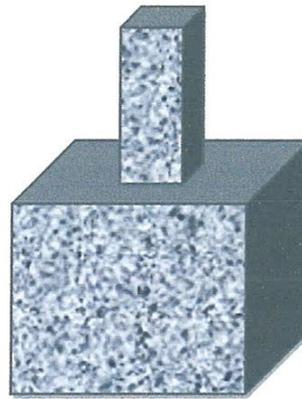


Figure 1.2 : massif

Il existe aussi d'autres sortes de fondations profondes qui sont spéciales telles que les micropieux (pieux de petits diamètres), les barrettes, les parois moulées, les parois berlinoises...

Ainsi, suivant la profondeur du bon sol, on procède à la mise en place des fondations suivantes :

- $[0,8 \div 1,5]m$: Fondations superficielles.
 $[1,5 \div 5]m$: Fondations profondes sur puits.
 $> 5]m$: Fondations profondes sur pieux.

1.2.2 Les fondations superficielles

Les fondations sont dites superficielles si une des deux Conditions suivantes est respectée :

$$H/L < 6 \text{ ou } H < 3 \text{ m}$$

Avec : (figure 3)

H : profondeur de la fondation.

L : largeur de la fondation.

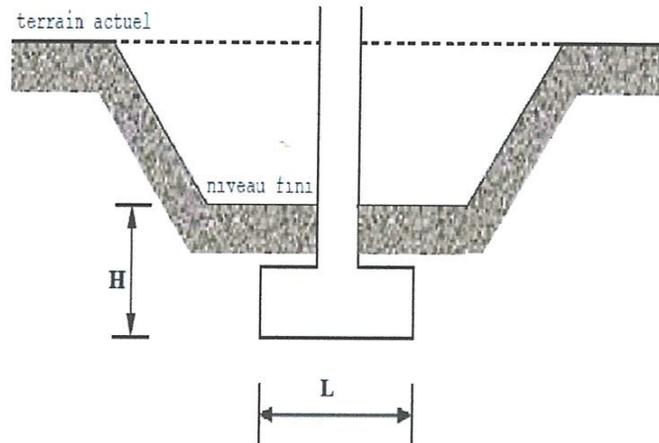


Figure 1.3 Une fondation superficielle

1.2.2.1 Définition d'une fondation superficielle

Les fondations superficielles (semelles) sont limitées en dimensions, au delà, les techniques de mise en œuvre sont relatives aux fondations profondes.

1.2.2.2 Type de fondations superficielles

1.2.2.2.1 Les semelles isolées

Les semelles isolées sont les fondations des poteaux. Leurs dimensions de surface sont homothétiques à celles du poteau que la fondation supporte.

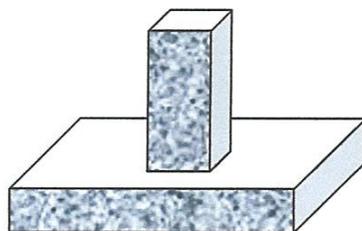


Figure 1.4 Semelle isolée, placée sous un poteau

1.2.2.2 Les semelles filantes

Les semelles filantes sont les fondations des voiles. La hauteur H est définie comme pour les semelles isolées (figure 1.5)

Semelle filante, placée sous un mur ou plusieurs poteaux rapprochés

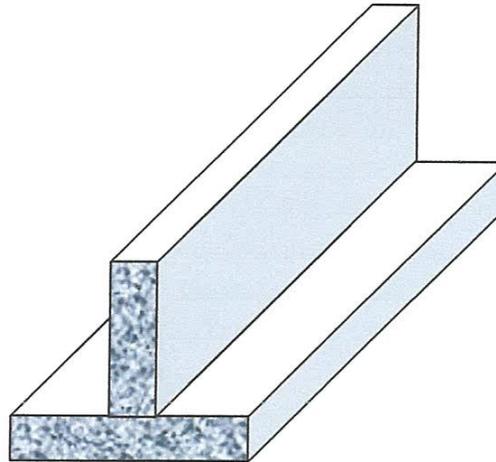


Figure 1.5 Semelle filante

1.2.2 Les radiers

Si la capacité du sol est faible, les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entraxe des poteaux ; on opte alors pour un radier général, qui est une fondation superficielle occupant la totalité de la surface de la construction. Dans certains cas, on a même été conduit à établir des radiers généraux débordant largement de l'emprise du bâtiment par consoles et dalles extérieures.

Le radier permet d'avoir une surface maximale de répartition des charges pour un espace donné, ce qui entraîne une pression de contact minimale et dans la plupart des cas un coefficient de sécurité maximal à la rupture.

Le radier peut être également utilisé pour enjamber des zones faibles et compressibles, qui auraient été dangereuses pour les semelles isolées. Un radier est utile quand il faut résister à une forte sous-pression (présence d'une nappe d'eau). D'abord, il permet d'opposer à la sous pression le poids des poteaux et par suite celui de la construction. Puis son propre poids contribue à l'équilibre. Enfin, on peut rendre plus facilement étanche une fondation continue qu'un ensemble de semelles isolées, réunies par la dalle constituant le sous-sol de l'ouvrage.

Il permet également des économies substantielles dans l'élaboration du projet de la construction. L'utilisation d'une structure continue à la phase d'une série de semelles isolées rend possible la réduction de l'épaisseur de la dalle et la densité des ferraillements. D'où une diminution importante dans le prix de la construction. La

solution du radier général permet de réduire certains désordres ultérieurs à craindre en raison des tassements éventuels.

1.2.2.1 Types de radiers

Il existe deux principaux types de radiers :

1.2.2.1.1 Le radier simple : qui sert à fonder deux murs ou deux files de poteaux ;

Il y a trois façons de réaliser un radier simple :

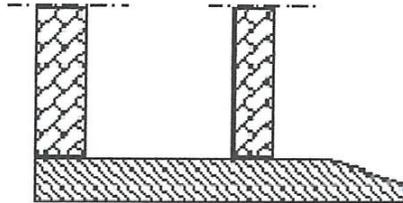


Figure 1.6 Radier simple

1.2.2.1.2 Le radier plan épais : Il comporte un hourdis, des nervures et des poutres transversales. L'espacement moyen des poutres transversales est de 2,5 mètres. La solution du radier plan nervuré est à prévoir lorsque la portée entre points d'appuis est supérieure à 4 mètres.

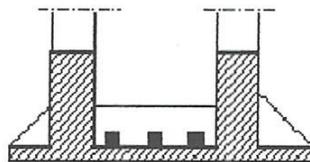


Figure 1.7 Radier plan épais

1.2.2.1.3 Le radier voûte : il est constitué d'un hourdis voûte de 12 à 20 cm d'épaisseur et d'un ensemble de tirants noyés espacés de 3 à 4 mètres.

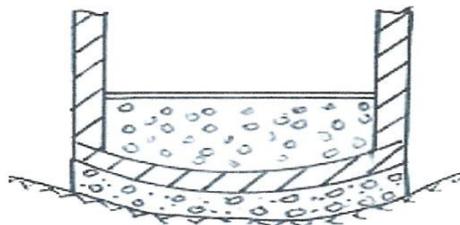


Figure 1.8 Radier voûte

1.2.2.1.4 Radier général : On distingue

Le radier épais : il comporte seulement une dalle épaisse sur laquelle les charges descendent par les murs et les poteaux, en l'absence de toute partie intermédiaire.

Le radier champignon : les charges sont transmises par les poteaux à une dalle épaisse (épaisseur jusqu'à 50 cm). La liaison poteau dalle se fait par l'intermédiaire d'un tronc de pyramide.

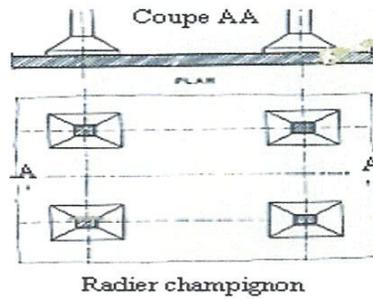


Figure 1.9 Radier champignon

1.2.2.1.5 Le radier plan nervuré : ce radier général est constitué par un plancher nervuré composé d'un réseau de poutres principales reliées par des goussets, de poutres secondaires, et, éventuellement de poutrelles. Le tout supporte la réaction du sol appliquée à une dalle inférieure en béton armé.

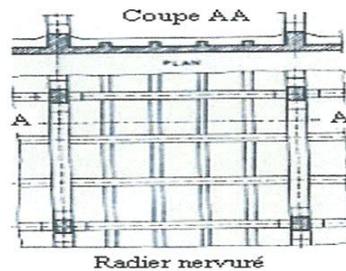


Figure 1.10 Radier plan nervuré

1.3 Pathologies des fondations

En général, les désordres dus à des problèmes de fondation entraînent des frais importants. Ils sont très variés et d'origines diverses. Leurs effets peuvent aller de la fissuration de la structure du bâtiment jusqu'à sa mise en péril, c'est à dire son abandon pur et simple, la construction devenant impropre à sa destination initiale.

Les désordres peuvent être dus à :

- une reconnaissance de sol incomplète et donc souvent un sol mal adapté :
 - profondeur insuffisante des sondages,
 - présence de cavités non détectées,
 - nappe d'eau insoupçonnée,
 - agressivité de l'eau,
 - point dur sous un radier,
 - terrain d'assise non homogène ou peu résistant et très compressible,
 - sol compressible d'épaisseur variable sous radier,
 - sols différents sous un même bâtiment,

- une erreur de calcul ou de conception :
 - fondations inadaptées ou mal calculées,
 - fondations différentes sous un même ouvrage,
 - radier chargé inégalement,
 - fondations sur un remblai récent non stabilisé,
 - chargement dissymétrique de l'ouvrage,

- une mauvaise exécution
 - fondation non mise hors gel car profondeur trop faible,
 - ferrailage de la fondation mal positionné,
 - bétonnage des pieux mal surveillé,
 - oubli du drainage,
 - présence de terre dans le béton des fondations,

- une cause extérieure :
 - vibrations importantes lors du battage des pieux d'une construction voisine,

- pieux pouvant être endommagés par les charges apportées par une fondation superficielle à proximité,

CHAPITRE 2 :

CAPACITÉ PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

Capacité portante des fondations superficielles

Un certain nombre de règles de l'art doivent être respectées lorsque l'on construit une fondation superficielle, mais, contrairement aux autres fondations (pieux, caissons, etc.), la méthode précise de construction ou d'installation n'est pas un paramètre qui influe sur sa portance ou son tassement. Le seul paramètre qui influe sur les contraintes d'interaction avec le sol est sa rigidité et, notamment pour le calcul du tassement, on doit distinguer entre fondation souple et fondation rigide.

Deux types de méthodes de calcul de la capacité portante sont développées dans ce qui suit : les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement (méthodes classiques, dites méthodes « $c-\varphi$ ») et les méthodes à partir des résultats des essais in situ, c'est-à-dire à partir de la pression limite p_ℓ du pressiomètre Ménard ou à partir de la résistance de pointe q_c du pénétromètre statique CPT.

Il existe bien d'autres méthodes de calcul à partir des résultats d'essais in situ. Citons la méthode à partir des résultats d'essais de pénétration au carottier (Standard Pénétration Test : SPT) (voir, par exemple, les recommandations du Transportation Research Board (TRB), 1991).

La méthode à partir de SPT, comme celles à partir du pressiomètre Ménard ou du CPT sont des méthodes empiriques directes (c'est-à-dire qu'elles relient directement, par corrélation, la portance de la fondation aux résultats de l'essai en place).

Il existe également des méthodes indirectes qui proposent d'abord de déterminer les paramètres de résistance du sol à partir des résultats de l'essai, puis, ensuite, d'appliquer la méthode « $c-\varphi$ » (§ 1). C'est le cas, par exemple, des méthodes basées sur les résultats d'essai au dilatomètre plat Marchetti DMT.

Dans certains cas, on peut envisager de baser l'estimation de la portance d'une fondation sur un essai de chargement statique. Pour les fondations superficielles, cet essai est peu répandu, notamment parce que le problème de la méthode d'exécution ne se pose pas comme dans le cas des fondations profondes.

2.1 Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire

méthode « c-φ »

Le calcul de la capacité portante des fondations superficielles à partir de c et φ est probablement le problème le plus connu de la mécanique des sols contemporaine et tous les manuels du domaine y font largement référence. Pour la définition des paramètres de résistance au cisaillement c et φ à court terme (en contraintes totales) et à long terme (en contraintes effectives), ainsi que pour les méthodes de détermination de ces paramètres en laboratoire.

2.1.1 Semelle filante. Charge verticale et centrée

Dans le cas d'une semelle filante, la contrainte de rupture sous charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante (méthode de superposition de Terzaghi, figures 2.1 et 2.2) :

$$q_{\ell} = 1/2 \gamma_1 B N_{\gamma}(\varphi) + c N_c(\varphi) + (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi) \quad (1)$$

Avec : q_{ℓ} : contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface),

γ_1 : poids volumique du sol sous la base de la fondation,

γ_2 : poids volumique du sol latéralement à la fondation,

q : surcharge verticale latérale à la fondation,

c : cohésion du sol sous la base de la fondation,

$N_{\gamma}(\varphi)$, $N_c(\varphi)$ et $N_q(\varphi)$: facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne φ du sol sous la base de la fondation.

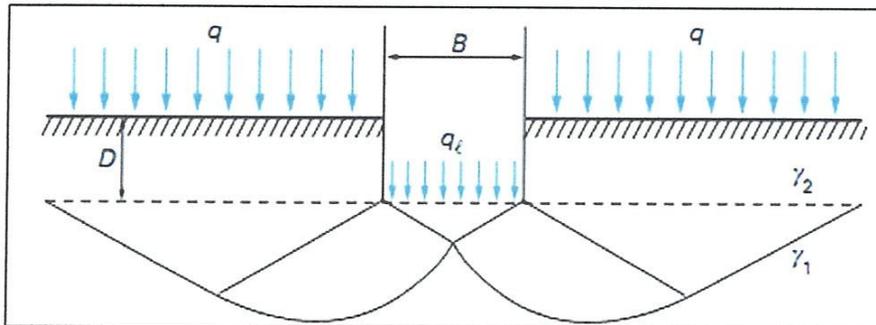
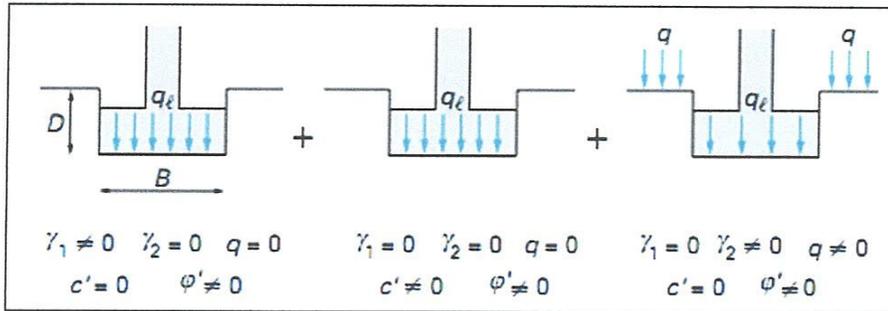


Figure 2.1 Schéma de rupture d'une fondation superficielle



**Figure 2.2 Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi
(Méthode « c-φ »)**

Les différents termes sont les suivants :

- le premier terme ($1/2 \gamma_1 B N_\gamma (\varphi)$) est le terme de surface (ou de pesanteur), car il est fonction de la largeur de la fondation B et du poids volumique γ_1 du sol sous la fondation. C'est la charge limite (théorie rigide-plastique) pour un massif pesant et frottant uniquement ;
- le deuxième terme ($c N_c (\varphi)$) est le terme de cohésion. C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant ;
- le troisième terme ($(q + \gamma_2 D) N_q (\varphi)$) est le terme de surcharge ou de profondeur. C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement (γ_2 est le poids volumique du sol au-dessus du niveau de la base).

La méthode de superposition de Terzaghi consiste donc simplement à additionner ces trois termes. On peut, en effet, montrer qu'elle donne une valeur par défaut de la charge limite et l'approximation faite est du côté de la sécurité.

Dans l'application pratique de cette méthode, on doit distinguer, selon la mécanique des sols classique, le calcul à court terme en conditions non drainées (en contraintes totales) et le calcul à long terme en conditions drainées (en contraintes effectives).

2.1.2 Effet de l'eau sur la capacité portante d'une fondation superficielle

Le niveau de la nappe phréatique est rarement au dessus de la base de la fondation, car cela poserait des problèmes de construction. Ainsi, la capacité portante d'une fondation superficielle sur un sol pulvérulent avec une nappe phréatique près de sa base est plus faible que celle de la même fondation posée sur un sable sec. Plus haute est la nappe phréatique, plus son influence est grande.

2.1.2.1 Calcul en conditions non drainées

Lorsque le sol porteur est un sol fin cohérent saturé, on doit faire un calcul à court terme, en contraintes totales. Le sol est caractérisé par sa cohésion non drainée c_u .

On prend :

$$c = c_u \quad \text{et} \quad \varphi = 0$$

Il en résulte $N_\gamma = 0$ et $N_q = 1$, donc pour une semelle filante :

$$q_\ell = c_u N_c(0) + q + \gamma_2 D \quad (2)$$

Avec : $N_c(0) = \pi + 2$ pour les fondations lisses,

$N_c(0) = 5,71$ pour les fondations rugueuses

γ_2 est le poids volumique total du sol latéral. Il n'y a pas lieu de tenir compte de la poussée d'Archimède dans F_w . En d'autres termes, on ne déjauge pas la fondation.

2.1.2.2 Calcul en conditions drainées

Le calcul à long terme pour les sols cohérents et le calcul dans les sols pulvérulents sont des calculs en conditions drainées, en contraintes effectives. Les paramètres de résistance drainés sont :

$$c = c' \quad \text{et} \quad \varphi = \varphi'$$

Dans ce cas, et toujours pour une semelle filante :

$$q_\ell = 1/2 \gamma'_1 B N_\gamma(\varphi') + c' N_c(\varphi') + (q + \gamma'_2 D) N_q(\varphi') \quad (3)$$

Avec : γ'_1 et γ'_2 poids volumiques effectifs.

Il y a lieu de déjauger les poids volumiques si les sols correspondants sont immergés (et on tient compte de la poussée d'Archimède sur la fondation dans F_w , c'est-à-dire que l'on déjauge également le poids de la fondation) :

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w$$

Avec : γ poids volumique total du sol,
 γ_w poids volumique de l'eau.

Ainsi pour la nappe affleurant à la surface (sol saturé) :

$$q_{\ell} = 1/2 (\gamma_1 - \gamma_w) B N_{\gamma} (\varphi') + c' N_c (\varphi') + [q + (\gamma_2 - \gamma_w) D] N_q (\varphi')$$

et pour une nappe à grande profondeur (sol sec) :

$$q_{\ell} = 1/2 \gamma_1 B N_{\gamma} (\varphi') + c' N_c (\varphi') + (q + \gamma_2 D) N_q (\varphi')$$

Pour les valeurs des facteurs de portance sans dimension $N_c (\varphi')$ et $N_q (\varphi')$, on utilise la solution classique de Prandtl (solution exacte) :

$$N_q = \exp (\pi \tan \varphi') \tan^2 (\pi / 4 + \varphi' / 2) \quad \text{et} \quad N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

Ces valeurs sont données sur la figure 2.3 et dans le tableau 2.1.

Il existe diverses recommandations concernant les valeurs du facteur de portance $N_{\gamma} (\varphi')$, pour lequel on ne dispose pas d'une solution exacte. Le projet d'Eurocode 7-1 (1994) préconise l'expression suivante :

$$N_{\gamma} = 2 (N_q - 1) \tan \varphi'$$

Lorsque la base est rugueuse (pour un angle de frottement fondation-sol supérieur à $\varphi'/2$).

Les valeurs de N_{γ} retenues par le DTU 13.12 (1988) sont données dans le tableau 2.1. Elles sont légèrement inférieures à celles du projet d'Eurocode 7-1 (1994)

φ'	N_c	N_γ	N_q
0	5.14	0	1.00
5	6.50	0.10	1.60
10	8.40	0.50	2.50
15	11.00	1.40	4.00
20	14.80	3.50	6.40
25	20.70	8.10	10.70
30	30.00	18.10	18.40
35	46.00	41.10	33.30
40	75.30	100.00	64.20
45	134.00	254.00	135.00

**Tableau 2.1 Valeurs de $N_c(\varphi')$, $N_\gamma(\varphi')$ $N_q(\varphi')$
(DTU 13.12, 1988)**

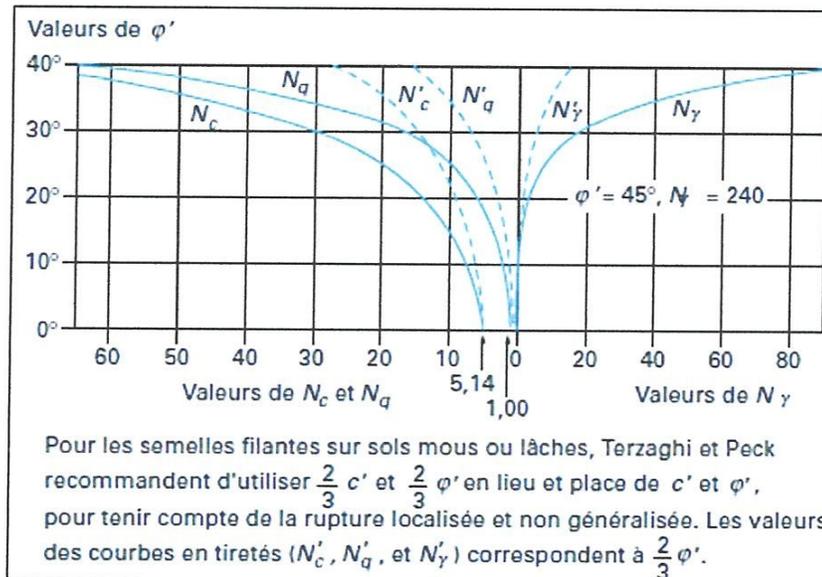


Figure 2.3 Valeur de $N_c(\varphi')$, $N_\gamma(\varphi')$ et $N_q(\varphi')$ recommandées par Terzaghi et Peck. Les valeurs de N_γ sont dues à Meyerhof.

2.1.3 Influence de la forme de la fondation. Charge verticale et centre

La relation (2) est modifiée par l'introduction des coefficients multiplicatifs s_γ , s_c et s_q pour tenir compte de la forme de la fondation :

$$q_{\ell} = 1/2 s_\gamma \gamma_1 B N_\gamma(\varphi) + s_c c N_c(\varphi) + s_q (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi) \quad (4)$$

Les valeurs de Terzaghi sont données dans le tableau 2.2. Pour les fondations rectangulaires ou carrées, le DTU 13.12 retient les mêmes valeurs.

Les propositions de l'Eurocode 7-1 (1994) sont très semblables pour les conditions non drainées. Elles sont sensiblement différentes pour les conditions drainées, en ce qui concerne s_c et s_q (tableau 2.3).

Quoi qu'il en soit, lorsque l'on passe d'une fondation carrée (ou circulaire) ($B/L = 1$) à une fondation rectangulaire ($B/L < 1$), on remarque que les différentes propositions reviennent à :

- accroître le terme de surface (ou de pesanteur), pour les conditions drainées ;
- laisser égal ou diminuer le terme de surcharge (ou de profondeur) ;
- diminuer le terme de cohésion.

Fondations	Rectangulaires ou carrées [$\frac{B}{L} = 1$]		Circulaires
s_γ (1)	$1 - 0,2 \frac{B}{L}$	0,8	0,6
s_c	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2	1,3
s_q	1	1	1
(1) Conditions drainées, seulement.			

Tableau 2.2 Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi. (Conditions non drainées et drainées)

Fondations	Conditions non drainées		Conditions drainées	
	rectangulaires	carrées ou circulaires ($B/L = 1$)	rectangulaires	carrées ou circulaires ($B/L = 1$)
s_γ			$1 - 0,3 \frac{B}{L}$	0,7
s_c	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2	$\frac{(1 + \frac{B}{L} \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{(1 + \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$
s_q	1	1	$1 + \frac{B}{L} \sin \varphi'$	$1 + \sin \varphi'$

Tableau 2.3 Coefficients de forme. Projet d'Eurocode 7-1 (1994)

2.1.4 Influence de l'inclinaison et de l'excentrement de la charge

2.1.4.1 Influence de l'inclinaison

Lorsque la charge appliquée à la fondation est inclinée par rapport à la verticale, il y a lieu d'appliquer la relation suivante :

$$q_\ell = 1/2 i_\gamma s_\gamma \gamma_1 B N_\gamma(\varphi) + i_c s_c c N_c(\varphi) + i_q s_q (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi) \quad (5)$$

avec : i_γ , i_c et i_q coefficients minorateurs (inférieurs à 1).

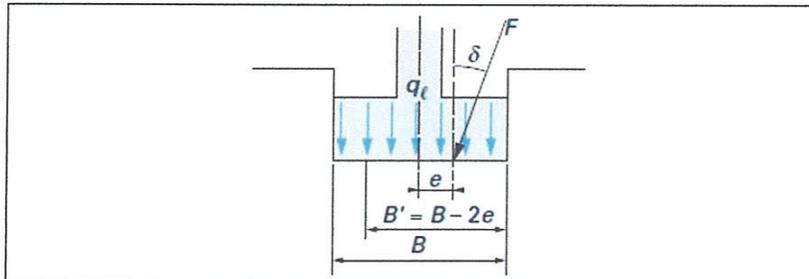


Figure 2.4 Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B

Dans le cas d'une inclinaison créée par une charge horizontale parallèle à B (figure 2.4) d'angle δ par rapport à la verticale, le DTU 13.12 propose les relations suivantes pour les coefficients i_γ , i_c et i_q dues à Meyerhof :

$$i_\gamma = (1 - \delta / \varphi')^2 \quad (6)$$

$$i_c = i_q = (1 - 2\delta / \pi)^2 \quad (7)$$

Dans le cas d'un sol purement cohérent (argile) et dans le cas d'un sol purement frottant (sable), Meyerhof a également donné des solutions pour les fondations filantes sous la forme de facteurs de portance N_{cq} (combinaisons de N_c et N_q) et $N_{\gamma q}$ (combinaisons de N_γ et N_q), dépendant de l'angle de frottement φ , de l'inclinaison δ et de l'encastrement D/B (**figure 2.5**). Ces solutions peuvent être résumées par les coefficients de réduction du tableau 2.4.

Le projet d'Eurocode 7-1 (1994) propose des relations plus compliquées, fonction de l'aire réduite A' de la surface de base de la fondation qui tient compte des excentrement de la charge dans les deux directions. (voir au § 1.4.2) :

— en conditions non drainées, pour une charge horizontale H

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H/A' C_u} \right)$$

— en conditions drainées, pour une charge horizontale H parallèle à L et une charge verticale V :

$$i_q = i_\gamma = 1 - H / (V + A' c' \cot \varphi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

— en conditions drainées, pour une charge horizontale H parallèle à B et une charge verticale V :

$$i_q = (1 - 0.7 H / (V + A' c' \cot \varphi'))^3$$

$$i_\gamma = (1 - H / (V + A' c' \cot \varphi'))^3$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Sol	D/B	Inclinaison de la charge δ						
		0°	10°	20°	30°	45°	60°	90°
Argiles $N_{cq}(\delta)/N_{cq}(0)$	0 à 1	1,0	0,8	0,6	0,4	0,25	0,15	0
Sables $N_{\gamma q}(\delta)/N_{\gamma q}(0)$	0	1,0	0,5	0,2	0 pour $\gamma=\phi$			0
	1	1,0	0,6	0,4	0,25	0,15	0,05	

Tableau 2.4 Ordre de grandeur des valeurs des coefficients réducteurs sur N_{cq} (argiles) et $N_{\gamma q}$ (sables) (D'après Meyerhof)

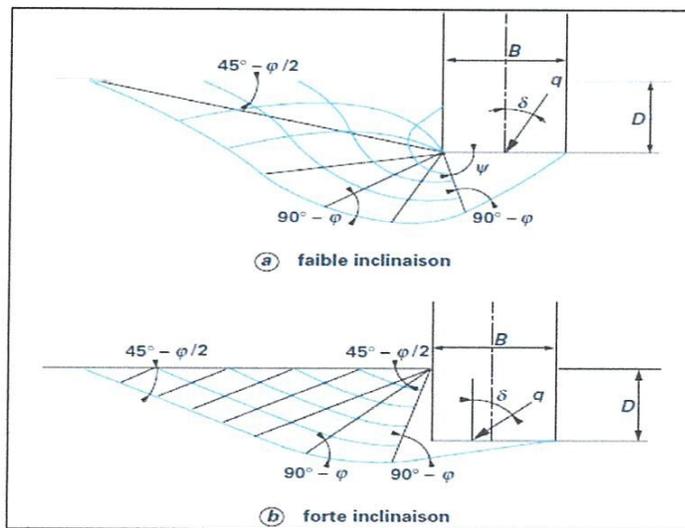


Figure 2.5 Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge inclinée

2.1.4.2 Influence de l'excentrement de la charge

Dans le cas d'une charge d'excentrement 'e' parallèle à B, on applique la méthode de Meyerhof qui consiste à remplacer, dans tout ce qui précède, la largeur B par la largeur réduite ou effective **figure 2.4 et 2.6**

$$B' = B - 2e$$

Ce qui revient à avoir une fondation centrée sous la charge.

Dans le cas d'un excentrement e' parallèle à la dimension L , on procède de même pour cette dimension :

$$L' = L - 2e'$$

La capacité portante totale Q_ℓ est alors obtenue par :

$$Q_\ell = q_\ell B' L' \quad \text{pour une fondation rectangulaire ou carrée}$$

$$Q_\ell = q_\ell \pi B' B/4 \quad \text{pour une fondation circulaire}$$

Avec q_ℓ contrainte de rupture définie ci-dessus, incluant tous les coefficients correctifs éventuels,
 B' largeur ou diamètre réduit (ou effectif) dans le cas de L' excentrement,
 L' longueur réduite (ou effective) dans le cas de L' excentrement.

2.1.5 Fondations sur sols hétérogènes

Les valeurs des facteurs $N_\gamma(\varphi)$, $N_c(\varphi)$ et $N_q(\varphi)$ mentionnées ci-dessus ne sont rigoureusement applicables que si la couche de fondation est homogène (elle peut être caractérisée par une valeur de la cohésion ou de l'angle de frottement interne unique) et si elle a une épaisseur suffisante pour que le mécanisme de rupture puisse entièrement s'y développer.

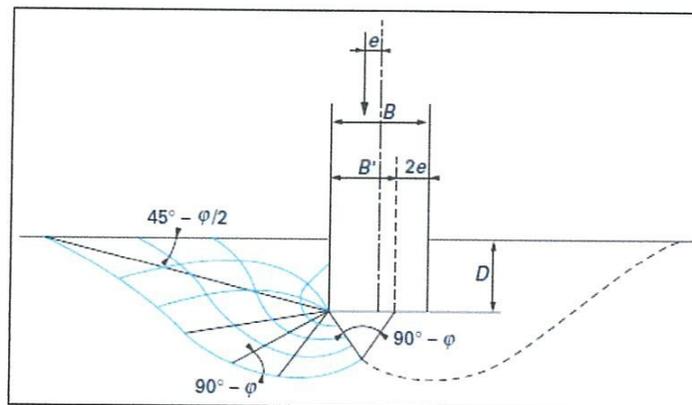


Figure 2.6 Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge excentrée

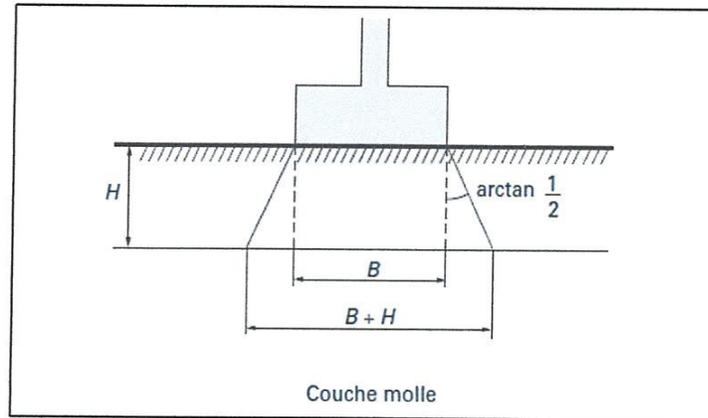


Figure 2.7 Méthode de la semelle fictive

Dans le cas de couches de sols hétérogènes ou ayant une épaisseur limitée, on dispose de solutions, du moins pour certains cas de figure. Certaines de ces solutions sont données par Giroud et al sous forme de tables d'un usage aisé. Citons les cas suivants (pour des fondations filantes) :

- couche d'épaisseur finie de sol homogène (solutions de Mandel et Salençon)
- sol composé de deux couches homogènes ou dont la cohésion croît avec la profondeur (dont les solutions de Button)

Citons également les solutions de Matar et Salençon pour le cas d'une couche d'épaisseur limitée dont la cohésion croît avec la profondeur.

On pourra s'assurer de la portance d'une couche molle sous-jacente (située au-dessous de la couche porteuse), en appliquant la méthode dite de la « semelle fictive» (**figure 2.7**). Cette méthode consiste à vérifier la portance d'une fondation posée sur le toit de la couche molle et ayant pour largeur celle qui est obtenue en supposant une diffusion avec la profondeur de la contrainte à 1 pour 2 ou avec un angle de 30° . Si la couche porteuse a une épaisseur H , la largeur de la semelle fictive est alors $B + H$ dans le cas de la diffusion à 1 pour 2.

2.1.6 Fondations sur pente ou à proximité de la crête d'un talus

Dans ces cas de figure, il existe également un certain nombre de solutions obtenues dans le cadre de la méthode « $c - \phi$ ». On pourra se servir des travaux de Meyerhof ou de Giroud et al. Par exemple. En ce qui concerne les fondations à proximité de la crête d'un talus, on donne ci-dessous (§ 3.3) la solution préconisée

par le fascicule 62, titre V (1993), dans le cadre de la méthode pressiométrique. Elle peut être également utilisée pour la méthode « c- ϕ », moyennant certains aménagements.

2.2 Méthodes pressiométrique et pénétrométrique

Les méthodes de calcul pressiométrique et pénétrométrique qui suivent sont celles incluses dans le fascicule 62, titre V, du CCTG (1993) : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, qui sont les règles actuellement en vigueur pour les marchés publics de travaux de génie civil en France. Elles sont issues des résultats de nombreux essais de chargement réalisés par les laboratoires des ponts et chaussées, ainsi que de l'exploitation de données expérimentales trouvées dans la littérature internationale.

En ce qui concerne les essais pressiométriques et pénétrométriques eux-mêmes, on se reportera à l'article spécialisé dans les techniques de l'ingénieur

2.2.1 Hauteur d'encastrement équivalente D_e

Elle est définie à partir des résultats des essais de sols en place : pressiomètre ou pénétromètre. Si l'on considère la courbe représentant, en fonction de la profondeur z (**figure 2.8**) :

— soit, dans le cas du pressiomètre, la pression limite nette :

$$P_{\ell}^* = p_{\ell} - p_0$$

Avec : p_{ℓ} pression limite mesurée,

p_0 contrainte totale horizontale au même niveau dans le sol avant essai ;

— soit, dans le cas du pénétromètre statique, la résistance de pointe (ou résistance de cône) q_c ,

La hauteur d'encastrement équivalente D_e est définie par :

— **cas du pressiomètre** :

$$D_e = 1 / P_{\ell e}^* \int_0^D P_{\ell}^*(z) dz$$

— cas du pénétromètre statique :

$$D_e = 1/q_{ce} \int_0^D P_c^*(z) dz$$

P_{te}^* et q_{ce} étant respectivement la pression limite nette et la résistance de pointe équivalentes définies ci-après.

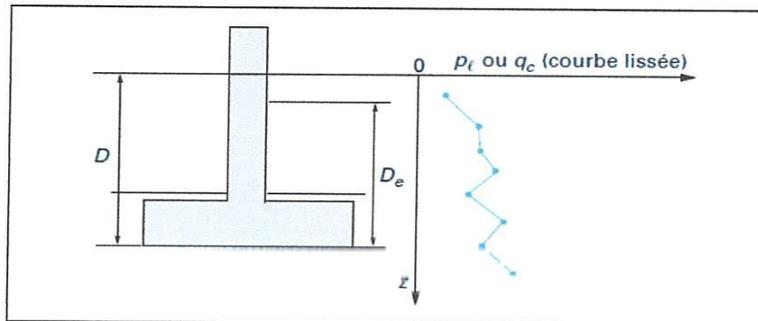


Figure 2.8 Définition de l'encastrement équivalent d'une fondation superficielle

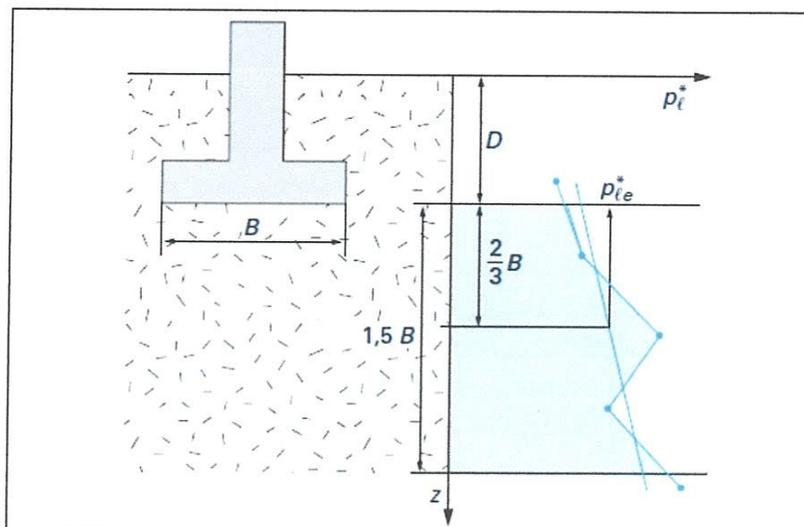


Figure 2.9 Définition de la pression limite nette équivalente P_{te}^* dans le cas d'une couche porteuse homogène (fascicule 62-V, 1993)

2.2.2 Pression limite nette équivalente P_{te}^* au pressiomètre Ménard

Dans le cas d'une couche porteuse homogène, d'épaisseur au moins égale à $1,5 B$ au-dessous de la base de la fondation (c'est-à-dire que le sol est de nature unique et les pressions limites p_l sont dans un rapport de 1 à 2, au plus, dans la

couche), on établit un profil linéaire de la pression limite nette $P_{\ell}^* = p_{\ell} - p_0$ et l'on prend pour pression limite nette équivalente $P_{\ell e}^*$ la valeur à la profondeur $D + 2/3 B$, comme indiqué sur la figure 2.9 :

$$P_{\ell e}^* = P_{\ell}^* (D + 2/3 B)$$

Dans le cas de sols de fondation non homogènes, ayant toutefois des valeurs de pression limite du même ordre de grandeur jusqu'à au moins $1,5 B$ au-dessous de la base de la fondation, on retient pour $P_{\ell e}^*$ la moyenne géométrique :

$$P_{\ell e}^* = \sqrt{P_{\ell 1}^* \cdot P_{\ell 2}^* \cdots \cdots P_{\ell n}^*}$$

$P_{\ell 1}^*$, $P_{\ell 2}^*$, et $P_{\ell n}^*$, étant les valeurs de la pression limite nette équivalente dans les couches situées de D à $D + 1,5 B$, après avoir écarté, si besoin est, des valeurs singulières.

2.2.3 Résistance de pointe équivalente q_{ce} au pénétromètre statique (CPT)

C'est une résistance de pointe moyenne autour de la base de la fondation définie, à partir d'une courbe $q_c(z)$ lissée, par (figure 2.10) :

$$q_{ce} = 1/3a + b \int_{D-d}^{D+3e} q_{cc}(z) dz$$

avec : q_{cc} résistance de pointe q_c écrêtée à $1.3 q_{cm}$:

$$q_{cm} = 1/3a + b \int_{D-d}^{D+3e} q_c(z) dz$$

avec $a = B/2$ si $B > 1$ m,
 $a = 0,5$ m si $B < 1$ m,
 $b = \min \{a, h\}$ où h est la hauteur de la fondation dans la couche porteuse.

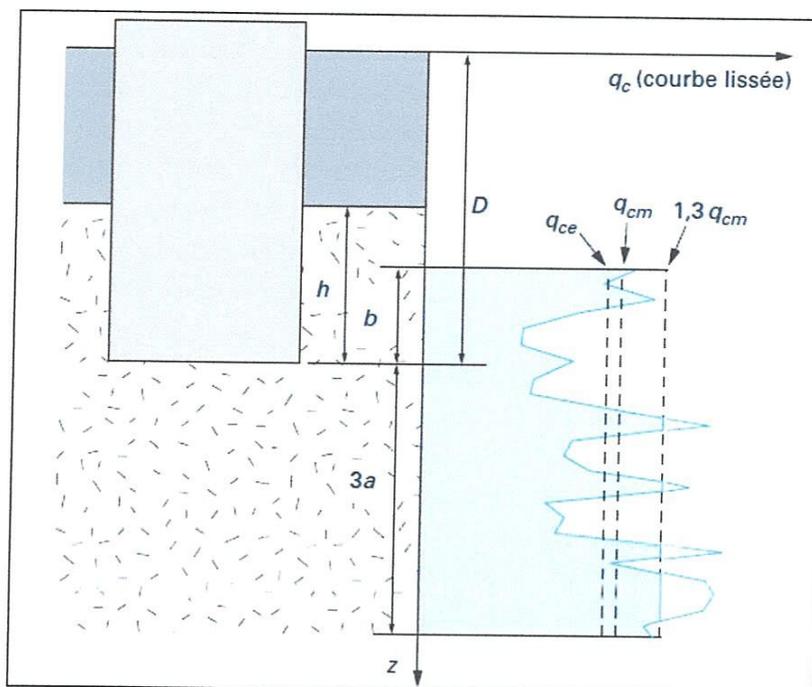


Figure 2.10 Définition de la résistance de pointe (ou de cône) équivalente pour les fondations superficielles et profondes (fascicule 62-V, 1993)

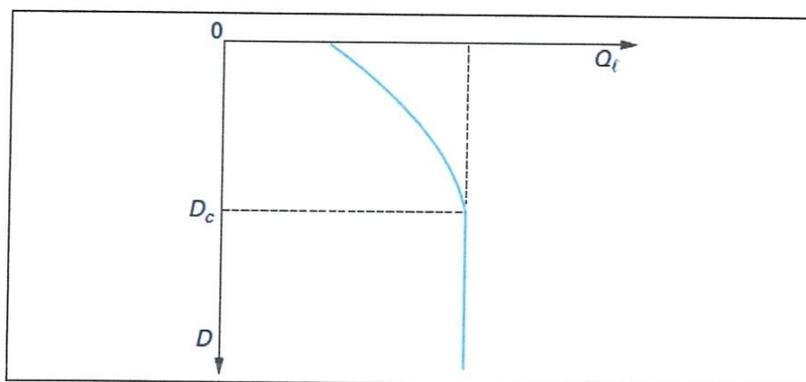


Figure 2.11 Variation de la capacité portante en fonction de la profondeur D dans un sol homogène

2.2.4 Profondeur critique

L'expérience montre que, dans un sol homogène, la capacité portante sous la base de la fondation Q_t augmente avec la profondeur D , jusqu'à une profondeur dite

profondeur critique D_c au-delà de laquelle elle reste constante (**figure 2.11**). Cette profondeur critique varie, en principe, avec :

- le type de sol ;
- la résistance du sol ;
- le diamètre du pieu.

En fonction du rapport D_e/B entre la hauteur d'encastrement équivalente et la largeur de la fondation, on pourra admettre les limites suivantes proposées par le fascicule 62-V (1993).

$D_e/B < 1,5$: il s'agit de fondations superficielles : les méthodes de calcul développées ci-après s'appliquent pleinement.

$D_e/B > 5$: il s'agit de fondations profondes dont la base est située au-delà de la profondeur critique : elles doivent être traitées par les méthodes propres à ce type de fondation.

$1,5 < D_e/B < 5$: il s'agit de fondations semi-profondes ou sous-critiques. Les méthodes de calcul des fondations superficielles ou profondes s'appliquent, moyennant des adaptations.

Dans les méthodes de calcul énoncées ci-après, pour le pressiomètre Ménard et pour le pénétromètre statique (CPT), le facteur de portance pour les fondations superficielles et semi-profondes préconisé par le fascicule 62-V (1993) croît ainsi linéairement avec la hauteur d'encastrement D_e , jusqu'à une valeur de palier atteinte pour $D_e/B = 2,5$.

2.3 Calcul de la capacité portante à partir de l'essai au pressiomètre Ménard

2.3.1 Classification des sols

Pour le calcul de la portance à partir du pressiomètre Ménard et du pénétromètre statique, on distingue les catégories de sols suivantes :

- argiles ;
- limons ;
- sables ;
- graves ;
- craies ;
- marnes ;
- marno-calcaires ;

— roches altérées ou fragmentées.

En ce qui concerne les argiles, limons, sables et graves, des critères de classification ont été établis. On pourra se reporter à la classification LCPC et à l'article Description, identification et classification des sols dans ce traité.

La craie est une formation sédimentaire, blanc-jaunâtre, poreuse et légère, constituée à 90 % de carbonate de calcium. Elle présente différents aspects allant de la pâte à la roche et peut comporter un pourcentage plus ou moins important de silex.

La marne comporte de 30 à 70 % de CaCO_3 , les marno-calcaires (ou calcaires marneux) de 70 à 90 %.

Pour les nombreuses formations intermédiaires (graves argileuses, argiles marneuses, sables limoneux) ainsi que pour les sols à structure complexe n'entrant pas dans les catégories ci-avant, on essaiera, au vu des essais d'identification, de les placer entre deux des catégories précédentes et l'on procédera par interpolation des paramètres de calcul.

L'appellation roches altérées ou fragmentées peut recouvrir des matériaux fort divers, à dominante calcaire, schisteuse, granitique, etc., à consistance plus ou moins meuble suivant le degré d'altération. On pourra, d'un point de vue pratique, réserver cette appellation aux matériaux à caractère rocheux dominant, pour lesquels il y a refus au pénétromètre statique et dont les modules pressiométriques sont supérieurs à 50 MPa. Pour les roches altérées plus meubles, on essaiera de les rattacher aux autres classes : argiles, marnes, sables, etc.

Pour le dimensionnement des fondations à partir du pressiomètre Ménard ou du pénétromètre statique, le fascicule 62, titre V (1993), définit les catégories conventionnelles de sols données par le tableau 5, en fonction de la pression limite P_ℓ mesurée par le pressiomètre Ménard ou de la résistance de pointe q_c mesurée par le pénétromètre statique.

En ce qui concerne les roches altérées, en plus des indications données ci-après concernant leur portance à partir du pressiomètre Ménard, il y a lieu d'appliquer pleinement toutes les règles propres à la mécanique des roches pour la justification des fondations.

Classe de sol		Pressiomètre	Pénétrömètre
Argiles, limons	A- Argiles et limons mous.....	< 0,7	< 3,0
	B- Argiles et limons fermes.....	1,2 à 2,0	3,0 à 6,0
	C- Argiles tares fermes à dures...	> 2,5	> 6,0
Sables, graves	A-Lâches.....	< 0,5	< 5
	B- Moyennement compacts.....	1,0 à 2,0	8,0 à 15,0
	C- compacts.....	> 2,5	> 20,0
Craie	A-Moiles.....	< 0,7	< 5 >
	B- Altérées.....	1,0 à 2,5	5,0
	C- compactes.....	> 3,0	
Marnes, Marno-calcaires	A-Tendres.....	1,5 à 4,0	
	B- compacts.....	> 4,5	
Roches (1)	A- Altérées.....	2,5 à 4,0	
	B- Fragmentées.....	>4,5	

(1) L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométriques supérieurs à 50 à 80 MPa.

Tableau 2.5 Définition des catégories conventionnelles des sols
(Fascicule 62-V, 1993)

2.3.2 Charge verticale centrée

Selon le fascicule 62, titre V (1993), la contrainte de rupture (capacité portante unitaire) sous charge verticale centrée est donnée par la formule :

$$q_{\ell} = q_0 + k_p P_{\ell e}^* \quad (8)$$

- avec :
- q_{ℓ} contrainte de rupture,
 - q_0 contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation
(après travaux,)
 - $P_{\ell e}^*$ pression limite nette équivalente (§2.2),
 - k_p facteur de portance pressiométrique.

La méthode pressiométrique est une approche en contraintes totales. Si la base de la fondation est immergée, il n'y a donc pas lieu de tenir compte de la poussée d'Archimède dans F_w ; en d'autres termes, on ne déjauge pas la fondation.

Pour les fondations superficielles et pour les fondations semi-profondes dont les méthodes d'exécution sont similaires à celles des fondations superficielles, les valeurs du facteur de portance k_p sont données par le tableau 2.6 et représentées sous forme graphique par les figures 2.13 et 2.14. On peut faire les commentaires suivants concernant ce facteur de portance :

- il dépend du type de sol (tableau 2.5, pour la définition des catégories conventionnelles) ;
- il dépend de la forme de la fondation ou, plus précisément, du rapport de ses dimensions en plan B/L (pour une semelle circulaire ou carrée : $B/L=1$ et pour une semelle filante : $B/L=0$). On remarque que, sauf pour les semelles posées en surface ($D_e/B=0$), la portance unitaire d'une fondation carrée ou circulaire est supérieure à celle d'une semelle filante ;
- il croît linéairement avec l'encastrement relatif de la fondation D_e/B , où D_e est la hauteur d'encastrement équivalente (§ 2.1) et B le diamètre ou la largeur de la fondation ; pour les fondations semi-profondes, il y a lieu de limiter sa valeur à $k_{p\max}$ qui est la valeur obtenue pour $D_e/B=2,5$ et qui est donnée dans les deux colonnes de droite du tableau (la valeur de $k_{p\max}$ pour $0 < B/L < 1$ est obtenue par interpolation linéaire entre la valeur pour la semelle filante $B/L=0$ et la valeur pour la semelle carrée ou circulaire $B/L=1$).

Type de sol	Expression de k_p	$k_{p\max}$ (semelle carrée)	$k_{p\max}$ (semelle filante)
Argiles et limons A, craies A	$0,8[1 + 0,25(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B}]$	1,30	1,10
Argiles et limons B	$0,8[1 + 0,35(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B}]$	1,50	1,22
Argiles C	$0,8[1 + 0,50(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B}]$	1,80	1,40
Sables A	$[1 + 0,35(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B}]$	1,88	1,53
Sables et graves B	$[1 + 0,50(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B}]$	2,25	1,75
Sables et graves C	$[1 + 0,80(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B}]$	3,00	2,20
Craies B et C	$1,3[1 + 0,27(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B}]$	2,18	1,83
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	$[1 + 0,27(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B}]$	1,68	1,41

Tableau 2.6 Facteur de portance pressiométrique (fascicule 62-V, 1993)

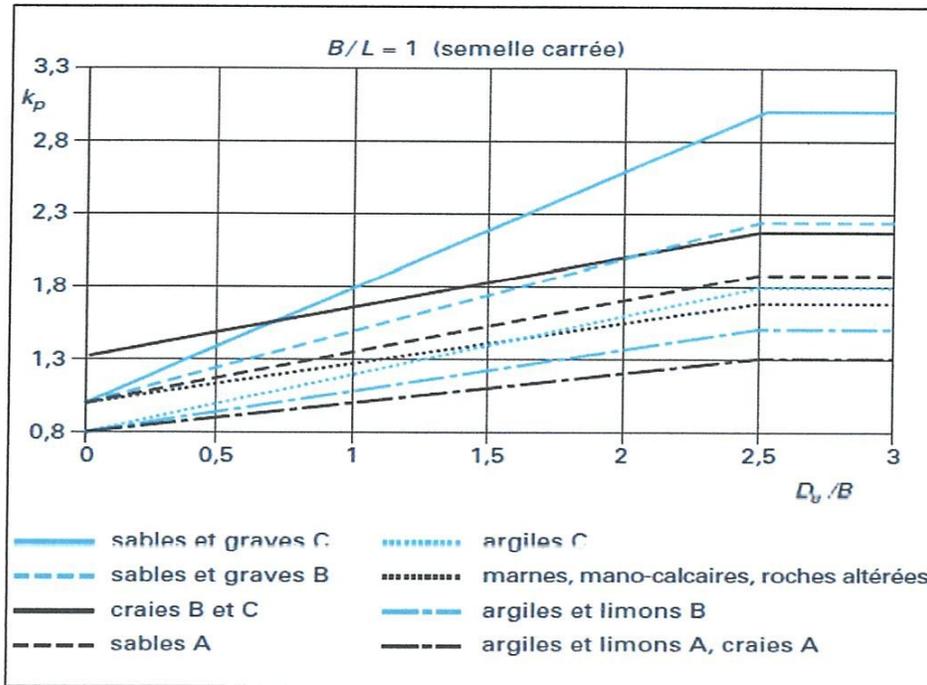


Figure 2.13 Facteur de portance pressiométrique pour les semelles carrées ou circulaires

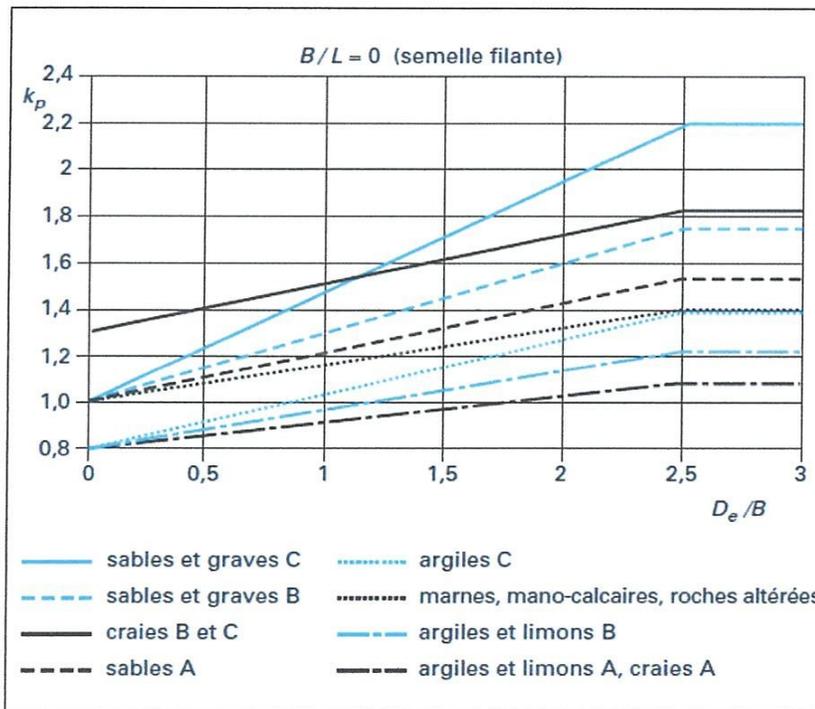


Figure 2.14 Facteur de portance pressiométrique pour les semelles Filantes.

Il faut noter que la méthode pressiométrique, comme d'autres méthodes à partir des résultats d'essais en place, ne distingue pas les notions de court terme et de long terme pour les sols cohérents, comme c'est le cas pour la méthode à partir des essais de laboratoire qui s'appuie sur des caractéristiques du comportement élémentaire ou intrinsèque des sols (voir §1). L'approche pressiométrique est de type empirique ou direct, en ce sens qu'elle lie directement le paramètre cherché (la portance) à la grandeur mesurée (la pression limite), en se basant sur les résultats d'essais de chargement ou d'observations de fondations en vraie grandeur. Elle tient donc compte implicitement des conditions de saturation et de drainage du sol. Ceci implique naturellement que l'essai pressiométrique soit exécuté sur le sol dans l'état où il sera sous l'ouvrage.

2.3.3 Influence de l'inclinaison de la charge et de la proximité d'un talus

La relation (9) est remplacée par la relation suivante :

$$q_{\ell} = q_0 + i_{\delta\beta} k_p P_{\ell c}^* \quad (9)$$

Le fascicule 62-V (1993), propose les coefficients minorateurs $i_{\delta\beta}$ suivants.

2.3.3.1 Charge centrée inclinée sur sol horizontal

Dans le cas d'une charge centrée inclinée de δ par rapport à la verticale (voir **figure 2.4**), on applique pour les sols cohérents (argiles, limons, marnes) et pour les craies, les marno-calcaires et les roches altérées :

$$i_{\delta\beta} = \Phi_1(\delta) \quad (10)$$

et pour les sols pulvérulents (sables et graves) :

$$i_{\delta\beta} = \Phi_2(\delta) \quad (11)$$

Les catégories de sol sont définies dans le **tableau 2.5** et les fonctions $\Phi_1(\delta)$ et $\Phi_2(\delta)$ sont représentées sur la **figure 2.15**. On peut noter que, pour les sols cohérents, la fonction $\Phi_1(\delta)$ est la même que pour i_c dans la méthode « c- φ »

[§ 1.4.1, relation (7)]. Pour les sols pulvérulents, la réduction est fonction de l'encastrement

équivalent relatif D_e/B . Pour les grands encastrements, on se rapproche de la valeur obtenue pour les sols cohérents.

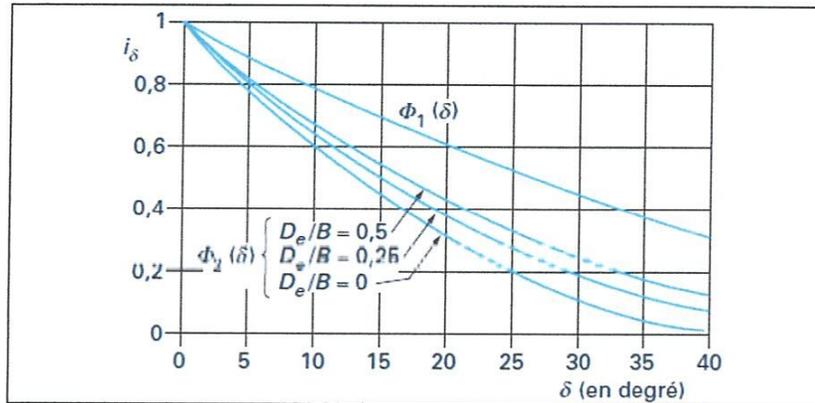


Figure 2.15 Coefficient minorateur pour une charge inclinée sur sol horizontal (fascicule 62-V, 1993)

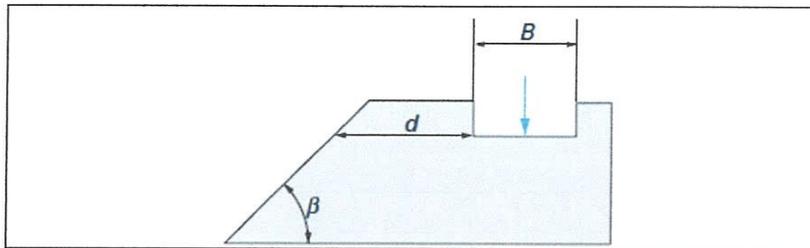


Figure 2.16 Fondation en crête de talus. Notations (fascicule 62-V, 1993)

2.3.3.2 Charge verticale centrée à proximité d'un talus

Lorsqu'une fondation superficielle est située près de la crête d'un talus (cas des fondations de culée de pont, par exemple), sa portance doit également être minorée pour tenir compte du fait que les lignes potentielles de rupture le long desquelles se développe la résistance au cisaillement du sol débouchent plus rapidement en surface que du côté où le sol est horizontal. Pour une fondation sous charge verticale centrée à proximité de la crête d'un talus (**figure 2.16**),

$$\text{on applique : } i_{\delta\beta} = \psi(\beta, d/B) \quad (12)$$

Les valeurs de la fonction ψ (β , d/B), pour un encastrement nul sont représentées sur la figure 2.17. β est l'angle de la pente du talus par rapport à l'horizontale et d est la distance au talus de la base de la fondation (figure 2.16).

Dans le cas d'un encastrement non nul, on remplace dans un premier temps β par l'angle β' qui donnerait, pour un encastrement nul, le même coefficient réducteur qu'une charge inclinée. β' est représenté graphiquement sur la figure 2.18. Puis on prend, pour la valeur réelle de l'encastrement D_e/B , la réduction pour une charge inclinée de β' en sol pulvérulent (figure 2.15) :

$$i_{\delta\beta} = \Phi_2(\beta') \quad (13)$$

D_e/B est la profondeur de l'arête de la fondation la plus proche du talus. Cette procédure revient en quelque sorte, en l'absence d'autres informations, à supposer que l'influence de l'encastrement sur la réduction de portance due à la proximité du talus est sensiblement la même que celle de l'encastrement sur la réduction due à l'inclinaison de la charge.

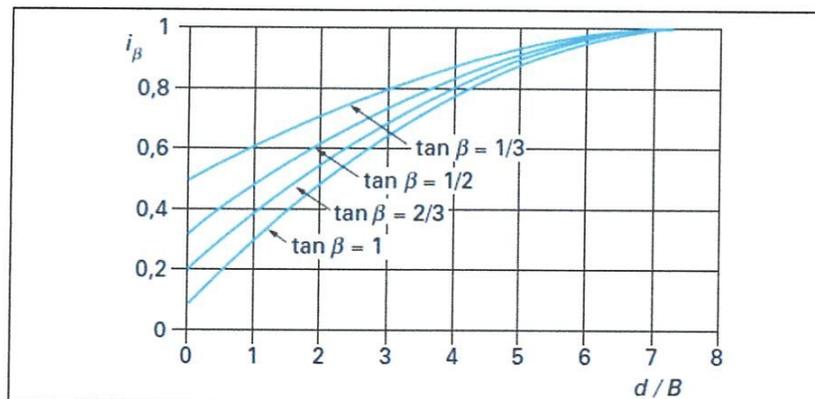


Figure 2.17 Coefficient minorateur pour une charge verticale centrée à proximité de la crête de talus, dans le cas d'un encastrement nul (Fascicule 62-V, 1993)

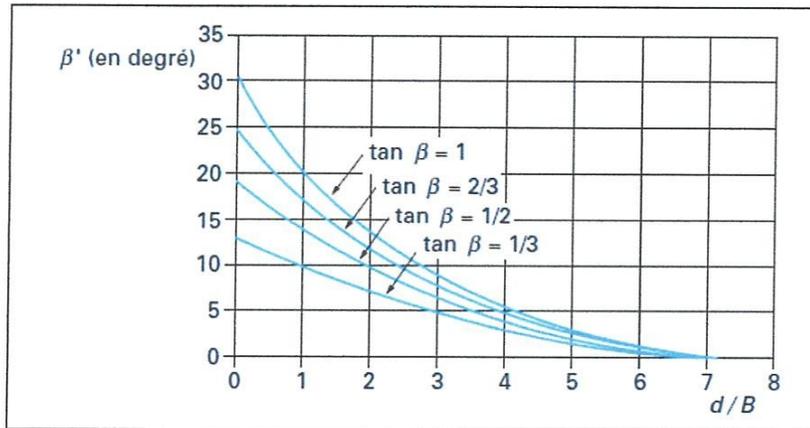


Figure 2.18 Angle β' pour le calcul du coefficient minorateur dans le cas d'une fondation encastrée et située près de la crête de talus (Fascicule 62-V, 1993)

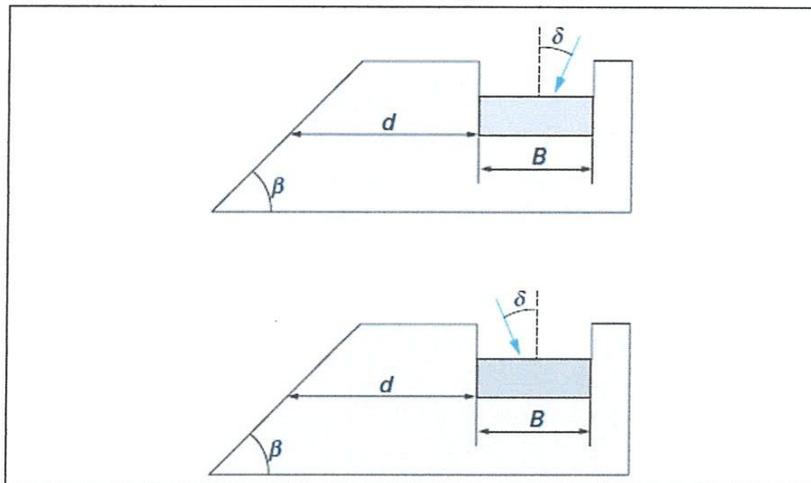


Figure 2.19 Charge inclinée dirigée vers l'extérieur ou l'intérieur d'un talus (fascicule 62-V, 1993)

2.3.3.3 Charge centrée inclinée à proximité d'un talus

Dans le cas où l'inclinaison est dans le plan de plus grande pente (**figure 2.19**), on peut utiliser la méthode suivante :

— si l'inclinaison est dirigée vers le talus :

$$i_{\delta\beta} = \Phi_2 (\delta + \beta') \quad (14)$$

$$i_{\delta\beta} = \inf \{ \Phi_1(\delta) \text{ ou } \Phi_2(\delta) ; \Phi_2(|\beta' - \delta|) \} \quad (15)$$

Où Φ est la réduction pour une charge inclinée (**figure 2.15**). En d'autres termes, les angles d'inclinaison de la charge et de la pente du talus sont additionnés ou soustraits, selon que les effets vont dans le même sens ou non, mais l'on ne peut avoir un facteur réducteur supérieur à ce qu'il serait pour un sol horizontal.

2.3.4 Influence de l'excentrement

L'influence de l'excentrement de la charge est prise en compte, dans les règles du fascicule 62-V, par l'intermédiaire de la contrainte de référence q_{ref} appliquée par la semelle au sol, contrainte qui sera comparée à la contrainte de rupture du sol (§ 5).

La contrainte q_{ref} est la contrainte située aux 3/4 de la largeur comprimée, le sol étant supposé ne pas réagir aux contraintes de traction sur la partie décomprimée (**figure 2.20**) :

$$q_{ref} = \frac{q_{max} + q_{min}}{4}$$

q_{max} et q_{min} sont calculés en supposant une répartition linéaire de la contrainte normale à la base de la fondation, de manière à équilibrer la force Q et le moment Qe par rapport au centre.

Pour les semelles rectangulaires, on peut se servir de la méthode de Meyerhof (§ 1.4.2), qui prend en compte une largeur réduite $B - 2e$, où e est l'excentrement des charges Q , c'est-à-dire la distance de son point d'application par rapport au centre. La contrainte q_{ref} est alors la contrainte uniforme (**figure 2.20**) :

$$q_{ref} = \frac{Q}{B - 2e}$$

Dans le cas où l'on a également un excentrement e' dans la direction parallèle à L , la contrainte uniforme appliquée q_{ref} est alors (**figure 2.21**) :

$$q_{réf} = \frac{Q}{(B-2e)(L-2e)}$$

On remarquera que les schémas des figures 2.20 et 2.21 supposent que les diagrammes de contraintes sont plans ou uniformes, ce qui n'est pas vérifié dans le cas de semelles et radiers rigides. Il s'agit, cependant, d'une hypothèse commode et souvent utilisée dans la pratique.

2.4 Calcul de la capacité portante à partir de l'essai de pénétration statique

Le fascicule 62, titre V (1993) propose pour le calcul de la contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface) sous charge verticale centrée à partir des résultats de l'essai de pénétration statique CP1, une formule analogue à celle indiquée pour le pressiomètre Ménard :

$$q_{\ell} = q_0 + k_c k_{ce}$$

- avec :
- q_{ℓ} contrainte de rupture,
 - q_0 contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux),
 - q_{ce} résistance de pointe équivalente (§2.3),
 - k_c facteur de portance pénétrométrique.

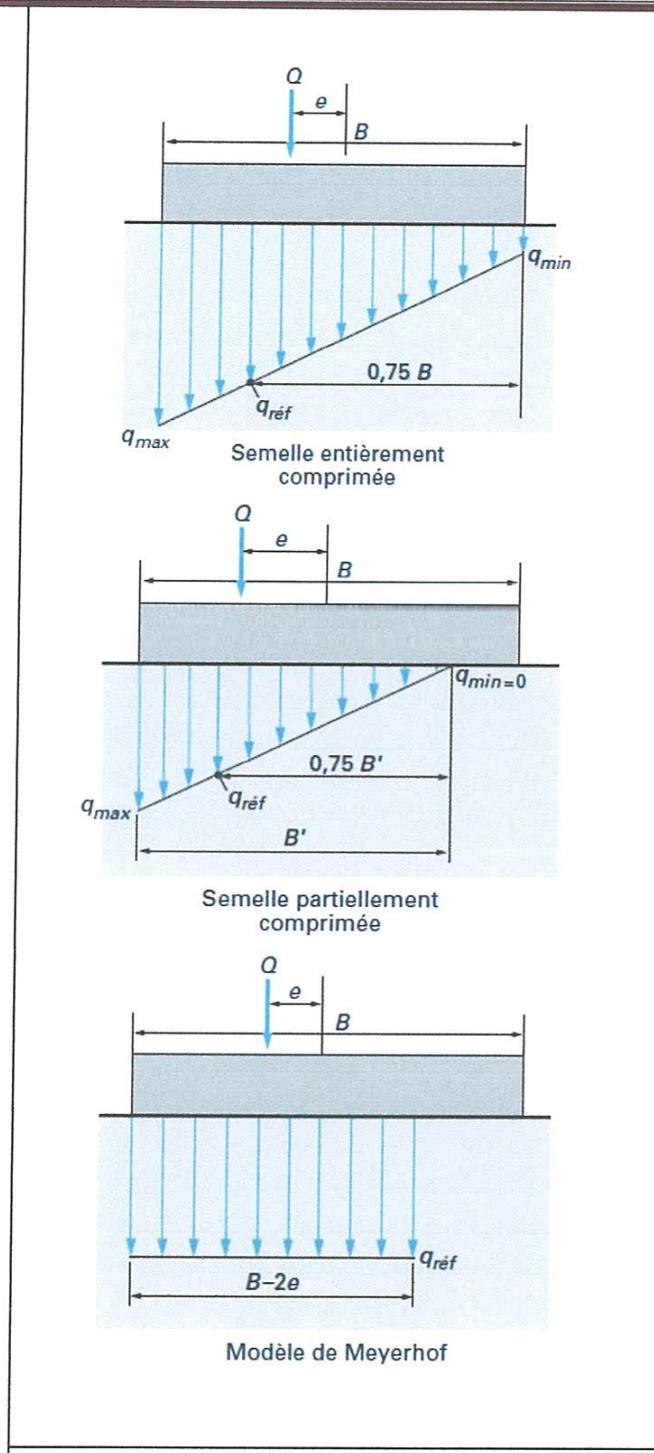


Figure 2.20 Définition de la contrainte de référence pour un excentrement e
(Fascicule 62-V, 1993)

La méthode pénétrométrique donnée ici correspond à un calcul en contraintes totales. Il n'y a pas lieu de tenir compte de la poussée d'Archimède dans F_w . En d'autres termes, on ne déjauge pas la fondation.

Pour les fondations superficielles et pour les fondations semi-profondes dont les méthodes d'exécution sont similaires à celles des fondations superficielles, les valeurs du facteur de portance k_c sont données par le tableau 2.7, les types de sol étant définis dans le Tableau 2.5 (§3.1). On peut faire les mêmes remarques concernant ce facteur de portance que pour le facteur de portance pressiométrique (§ 3.2).

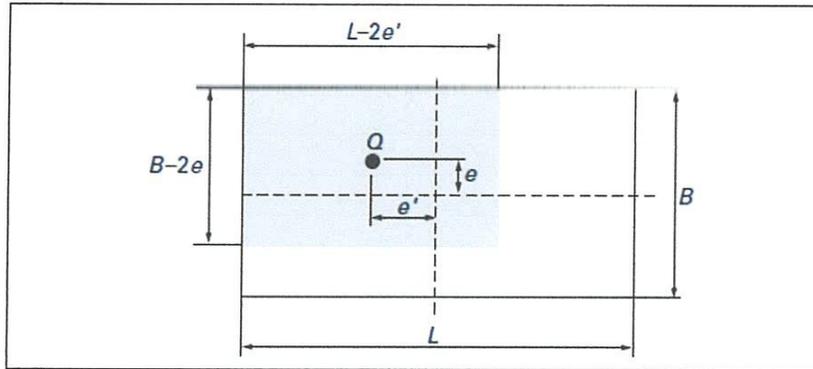


Figure 2.21 Surface réduite dans le cas d'un excentrement dans les deux directions (modèle de Meyerhof) (fascicule 62-V, 1993)

Type de sol	Expression de k_c	k_{cmax} (semelle carrée)	k_{cmax} (semelle filante)
Argiles et limons A et B, craies A	$0,32 [1 + 0,35(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_{\text{eq}}}{B}]$	0,60	0,49
Sables A	$0,14 [1 + 0,35(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_{\text{eq}}}{B}]$	0,26	0,21
Sables et graves B	$0,11 [1 + 0,50(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_{\text{eq}}}{B}]$	0,25	0,19
Sables et graves C	$0,08 [1 + 0,80(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_{\text{eq}}}{B}]$	0,24	0,18
Craies B	$0,17 [1 + 0,27(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_{\text{eq}}}{B}]$	0,29	0,24

Tableau 2.7 Facteur de portance pénétrométrique (fascicule 62-V, 1993)

En ce qui concerne l'influence de l'inclinaison de la charge, l'influence de la proximité d'un talus et l'influence de l'excentrement, leur prise en compte est identique à celle indiquée pour le pressiomètre Ménard (§3.3 et §3.4).

2.5 Evaluation des facteurs de forme, profondeur, et d'inclinaison

Les Facteurs	Meyerhof	Hansen	Vesic
S_c	$1+0,2 N_\varphi \frac{B}{L}$	$1+\frac{N_q B}{N_c L}$	Les facteurs de forme et de la profondeur de vesic sont les mêmes de Hansen
S_q	$1+0,1 N_\psi \frac{B}{L}$ pour $\varphi > 10^\circ$	$1+\frac{B}{L} \tan\varphi$	
S_γ	$S_\gamma = S_q$ pour $\varphi > 10^\circ$ $S_\gamma = S_q = 1$ pour $\varphi = 0$	$1-0,4 \frac{B}{L}$	
d_c	$1+0,2\sqrt{N_\varphi} \frac{D_f}{B}$	$1+0,4 \frac{D_f}{B}$	
d_q	$1+0,1\sqrt{N_\varphi} \frac{D_f}{B}$ pour $\varphi > 10$	$1+2 \tan\varphi (1-\sin\varphi) 2 \frac{D_f}{B}$	
d_γ	$d_\gamma = d_q$ pour $\varphi > 10^\circ$ $d_\gamma = d_q = 1$ pour $\varphi = 0$	1 pour tous φ Note : s et d de Vesic = s et d de Hansen	
i_c	$1 - \frac{\alpha^2}{90}$ quelque sois φ	$i_q - \frac{1-i_q}{N_q-1}$ pour $\varphi > 0$ $0,51 - \frac{Q_h}{A_f C_a}^{1/2}$ pour $\varphi = 0$	Même que hansen pour $\varphi = 0$ $1 - \frac{m Q_h}{A_f C_a N_c}$
i_q	$i_q = i_c$ quelque sois φ	$1 - \frac{0.5 Q_h}{Q_u + A_f C_a \cot\varphi}^5$	$1 - \frac{Q_h}{Q_u + A_f C_a \cot\varphi}^m$
i_γ	$1 - \frac{\alpha^2}{\varphi^2}$ pour $\varphi > 0$ $i_\gamma = 0$ pour $\varphi = 0$	$1 - \frac{0.7 Q_h}{Q_u + A_f C_a \cot\varphi}^5$	$1 - \frac{Q_h}{Q_u + A_f C_a \cot\varphi}^{m+1}$

Tableau 2.8 facteurs de forme, profondeur, et d'inclinaison d'après Meyerhof, Hansen et Vesic

2.6 Evaluation des facteurs N_c , N_q et N_γ selon : Hansen(H), Vesic(V), Meyerhof(M) et Eurocod7(EC7)

ϕ (°)	N_c	N_q	$N_\gamma(H)$	$N_\gamma(M)$	$N_\gamma(V)$	$N_\gamma(EC7)$
0	5.14	1.0	0.0	0.0	0.0	0.00
5	6.49	1.6	0.1	0.1	0.4	0.10
10	8.34	2.5	0.4	0.4	1.2	0.52
15	10.97	3.9	1.2	1.1	2.6	1.58
20	14.83	6.4	2.9	2.9	5.4	3.93
25	20.71	10.7	6.8	6.8	10.9	9.01
26	22.25	11.8	7.9	8.0	12.5	10.59
28	25.79	14.7	10.9	11.2	16.7	14.59
30	30.13	18.4	15.1	15.7	22.4	20.09
32	35.47	23.2	20.8	22.0	30.2	27.72
34	42.14	29.4	28.7	31.1	41.0	38.37
36	50.55	37.7	40.0	44.4	56.2	53.40
38	61.31	48.9	56.1	64.0	77.9	74.90
40	72.25	64.1	79.4	93.6	109.4	106.05
45	133.73	134.7	200.5	262.3	271.3	267.75
50	266.50	318.50	567.4	871.7	762.84	758.09

Tableau 2.9 Les facteurs de portance selon Meyerhof, Hansen, Vesic et l’Eurocode 7

CHAPITRE 3 :

MÉTHODES DE CALCULE DE CAPACITÉ PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

3.1 Introduction

Plaxis est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformations et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le logiciel Plaxis permet de modéliser de manière détaillée le type de problème, en spécifiant les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Bien entendu, les principaux résultats d'un calcul d'élément finis sont les déplacements aux nœuds et les contraintes aux points de Gauss. Plaxis offre une vaste gamme d'outils pour afficher les résultats.

Dans ce chapitre, nous avons utilisé un modèle numérique dit "de référence" en utilisant le logiciel Plaxis version 8.2. Les résultats de ce modèle sont ensuite comparés avec les valeurs du calcul analytiques classiques de la charge ultime.

3.2 Caractéristiques des sols étudiés

Les caractéristiques physico-mécaniques des trois matériaux étudiés sont regroupées dans le tableau suivant :

Paramètres	Modèle	Mohr-coulomb				Unit
		Sable	Argile		Sable argileuse	
			drainée	Non drainée		
Poids volumique saturé	γ_{sat}	20	21	18	20	[KN/m ²]
Poids volumique sec	γ_{unsat}	17	18	18	18	[KN/m ²]
Perméabilité horizontale	K_x	1	1	1	1	[m/day]
Perméabilité verticale	K_y	1	1	1	1	[m/day]
Module de Young	E^{ref}	13000	40000	40000	25000	[KN/m ²]
Cohésion	C_{ref}	1	50	50	24	[KN/m ²]
Coefficient de poisson	ν	0,30	0,3	0,49	0,35	-
Angle de frottement	ϕ	30	5	0	25	[°]
Angle de dilatation	ψ	0	0	0	0	[°]

Tableau 3.10 Caractéristiques physico-mécaniques des trois matériaux

3.3 Calcul numérique et analytique de la capacité portante d'une fondation superficielle

3.3.1 Fondation rectangulaire (B=2, L=4)

3.3.1.1 Cas I : Sable en conditions drainées

Nous pouvons noter clairement que la valeur analytique de la capacité portante est nettement supérieure à celle calculée par Plaxis, comme le montrent les Figures (3.1), (3.3) et (3.4).

a) D'après Meyerhof

Le tableau 3.11 illustre les différents facteurs de forme et facteurs de portance selon Meyerhof.

S_c	S_q	S_γ	N_c	N_q	N_γ	Q_1 [kN/m ²]
1,1	1,05	1,05	30,13	18,4	15,7	362,843

Tableau 3.11 Résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Meyerhof

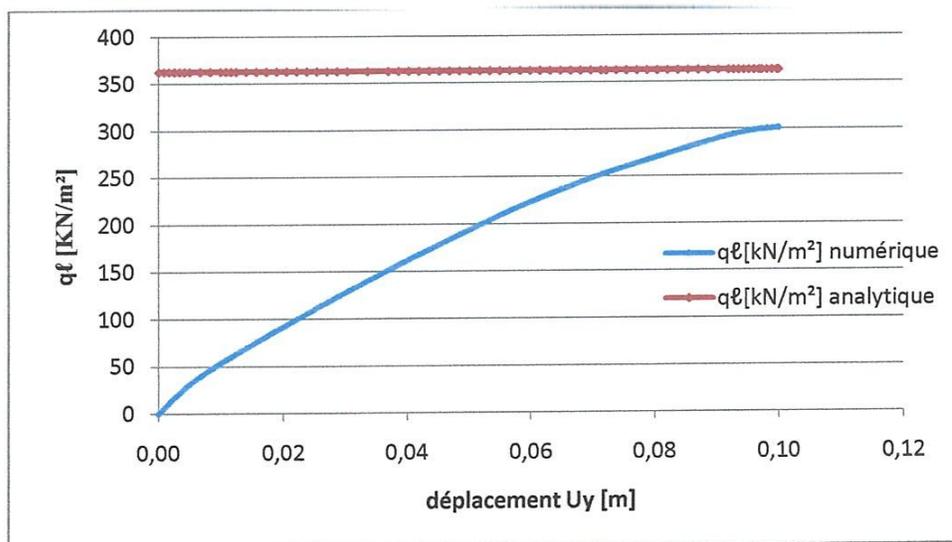


Figure 3.1 Valeur analytique (selon Meyerhof) et numérique de la capacité portante ultime

b) D'après Hansen

Les différents facteurs de forme et facteurs de portance selon Hansen sont montrés au tableau 3.12.

S_c	S_q	S_γ	N_c	N_q	N_γ	Q_1 [kN/m ²]
1,3	1,28	0,8	30,13	18,4	15,1	280,769

Tableau 3.12 Résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Hansen

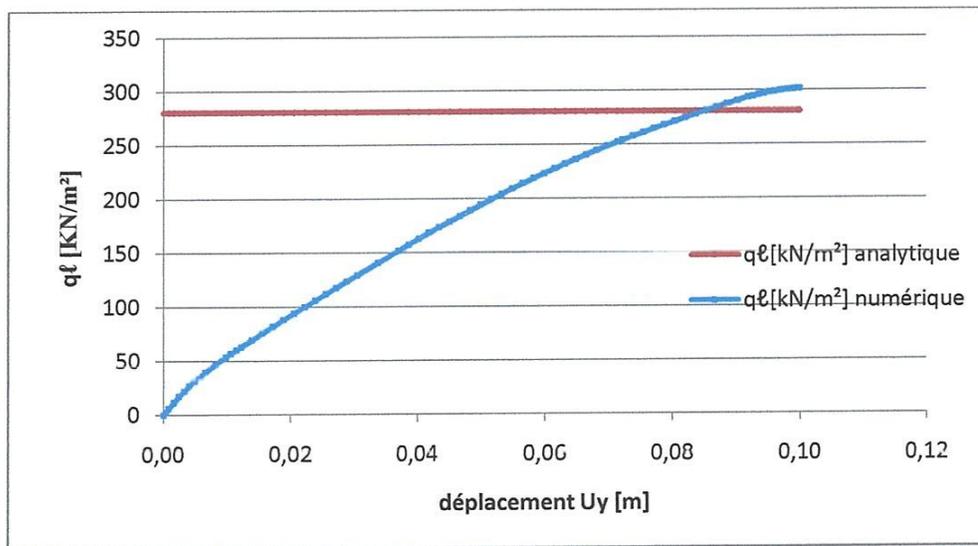


Figure 3.2 Valeur analytique (selon Hansen) et numérique de la capacité portante ultime

c) D'après Vesic

Les différents facteurs de forme et facteurs de portance selon Vesic sont montrés au tableau 3.13.

S_c	S_q	S_γ	N_c	N_q	N_γ	Q_1 [kN/m ²]
1,3	1,28	0,8	30,13	18,4	22,4	397,569

Tableau 3.13 Résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Vesic

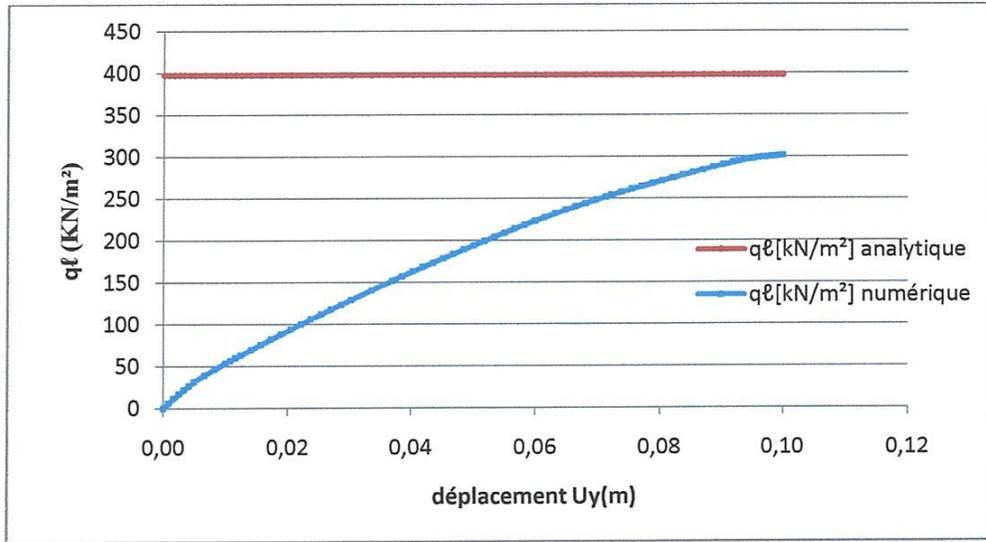


Figure 3.3 Valeur analytique (selon Vesic) et numérique de la capacité portante ultime

d) D'après l'Eurocode 7

Les différents facteurs de formes et de portance présentés par l'Eurocode 7 sont donnés au tableau 3.14.

S_c	S_q	S_γ	N_c	N_q	N_γ	Q_i [kN/m ²]
0,85	1,25	1,25	30,13	18,4	20,09	379,192

Tableau 3.14 Résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon l'Eurocode 7

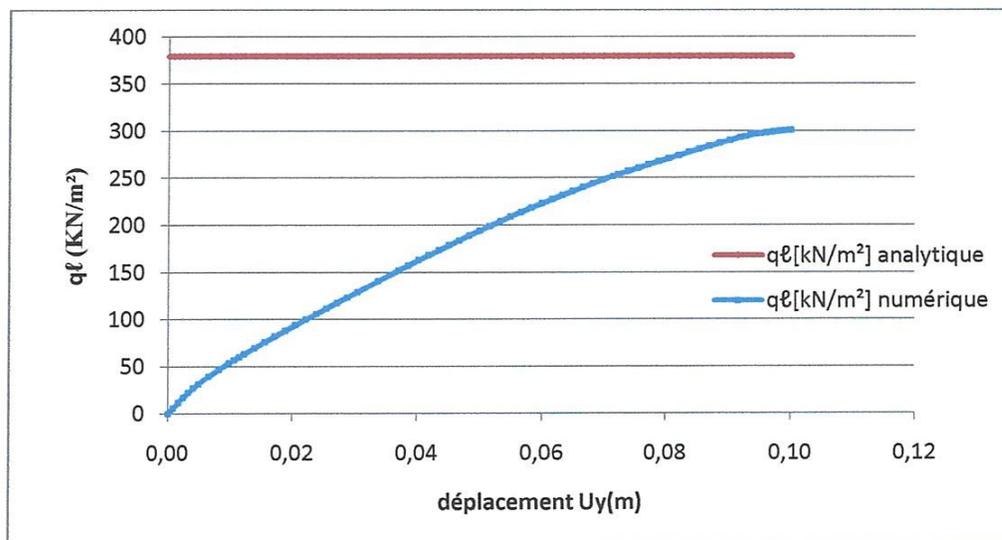


Figure 3.4 Valeur analytique (selon l’Eurocode7) et numérique de la capacité portante ultime

3.3.1.2. Cas II : Argile en conditions drainées

Nous bien ici que les valeurs de la capacité portante calculées par les méthodes de Meyerhof, Hansen, Vesic et L’Eurocode 7, sont assez de celles calculées par Plaxis, (voir figures (3.5), (3.6) et (3.7)).

a) D’après Meyerhof

Le tableau 3.15 illustre les différents facteurs de forme et facteurs de portance selon Meyerhof.

S_c	S_q	S_γ	N_c	N_q	N_γ	Q_1 [kN/m ²]
1,1	1,05	1,05	6,49	1,6	0,1	359,155

Tableau 3.15 : résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Meyerhof

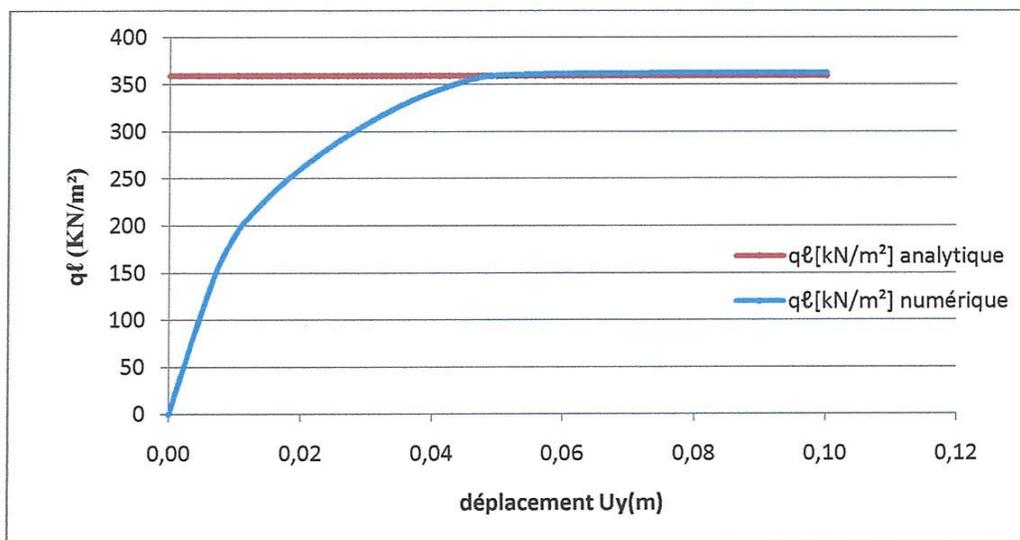


Figure 3.5 Valeur analytique (selon Meyerhof) et numérique de la capacité portante ultime

b) D'après Hansen

Les différents facteurs de forme et facteurs de portance selon Hansen sont montrés au tableau 3.16.

S_c	S_q	S_γ	N_c	N_q	N_γ	Q_1 [kN/m ²]
1,12	1,04	0,8	6,49	1,6	0,1	365,12

Tableau 3.16 Résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Hansen

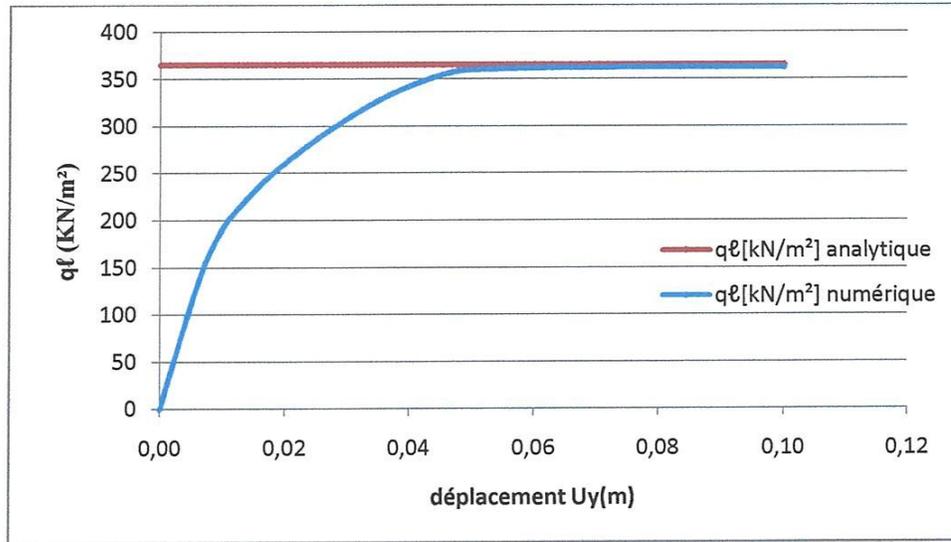


Figure 3.6 Valeur analytique (selon Hansen) et numérique de la capacité portante ultime

c) D'après Vesic

Les différents facteurs de forme et facteurs de portance selon Vesic sont montrés au tableau 3.17.

S_c	S_q	S_γ	N_c	N_q	N_γ	$Q_1 [\text{KN/m}^2]$
1,12	1,04	0,8	6,49	1,6	0,4	370,16

Tableau 3.17 Résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Vesic

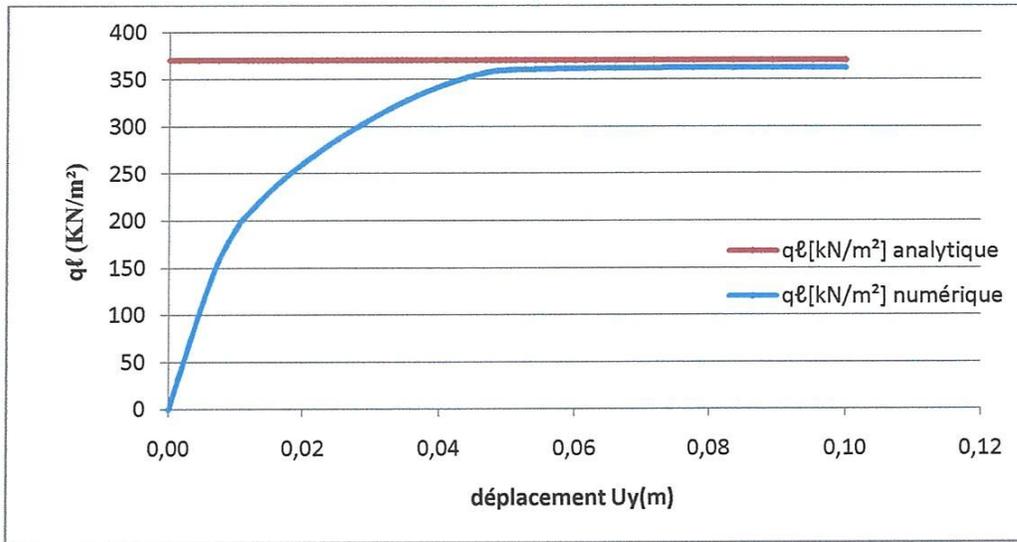


Figure 3.7 Valeur analytique (selon Vesic) et numérique de la capacité portante ultime

d) D'après l'Eurocode 7

Les différents facteurs de formes et de portance présentés par l'Eurocode 7 sont donnés au tableau 3.18.

S_c	S_q	S_γ	N_c	N_q	N_γ	Q_1 [kN/m^2]
1,04	1,04	0,85	6,49	1,6	0,1	339,265

Tableau 3.18 Résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon l'Eurocode 7

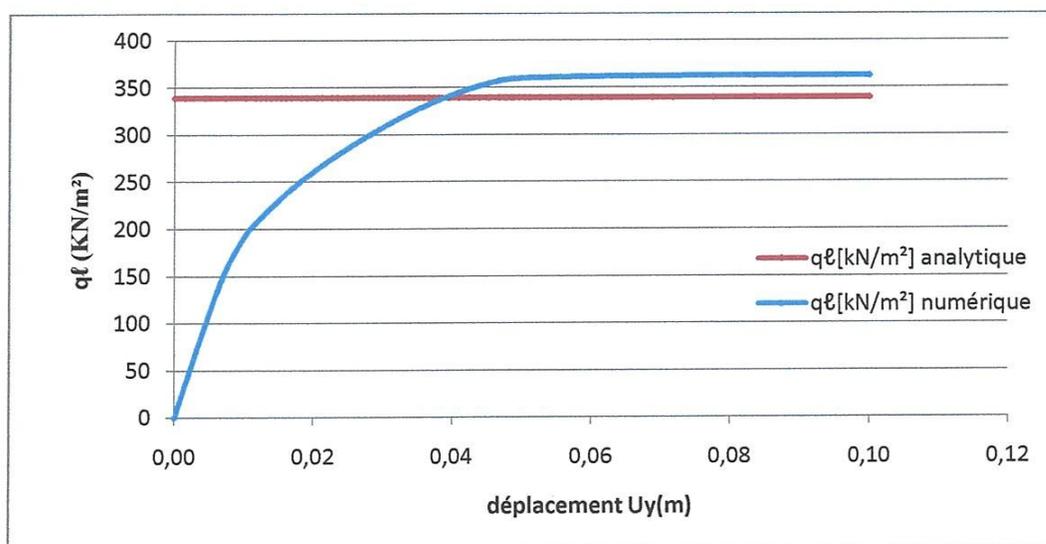


Figure 3.8 Valeur analytique (selon l’Eurocode 7) et numérique de la capacité portante ultime

3.3.1.3. Cas III : Argile en conditions non drainées

Dans le cas des argiles non drainées, les valeurs de la capacité portante calculées par Plaxis sont clairement supérieures à celles calculées analytiquement, comme le montrent les figures (3.9), (3.10), (3.11) et (3.12).

a) D’après Meyerhof

Le tableau 3.19 illustre les différents facteurs de forme et facteurs de portance selon Meyerhof.

S_c	S_q	S_γ	N_c	N_q	N_γ	Q_1 [kN/m ²]
1,1	1,0	1,0	5,14	1,0	0,00	282,7

Tableau 3.19 Résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Meyerhof

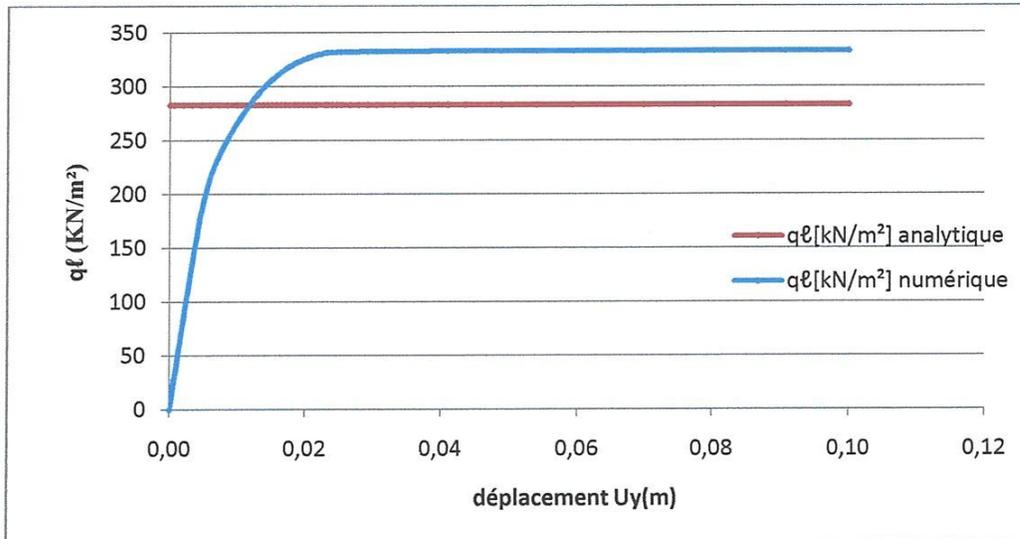


Figure 3.9 Valeur analytique (selon Meyerhof) et numérique de la capacité portante ultime

b) D'après Hansen

Les différents facteurs de forme et facteurs de portance selon Hansen sont montrés au tableau 3. 20.

S_c	S_q	S_{γ}	N_c	N_q	N_{γ}	Q_1 [kN/m ²]
1,0	1,0	0,8	5,14	1,0	0,00	257,00

Tableau 3.20 Résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Hansen

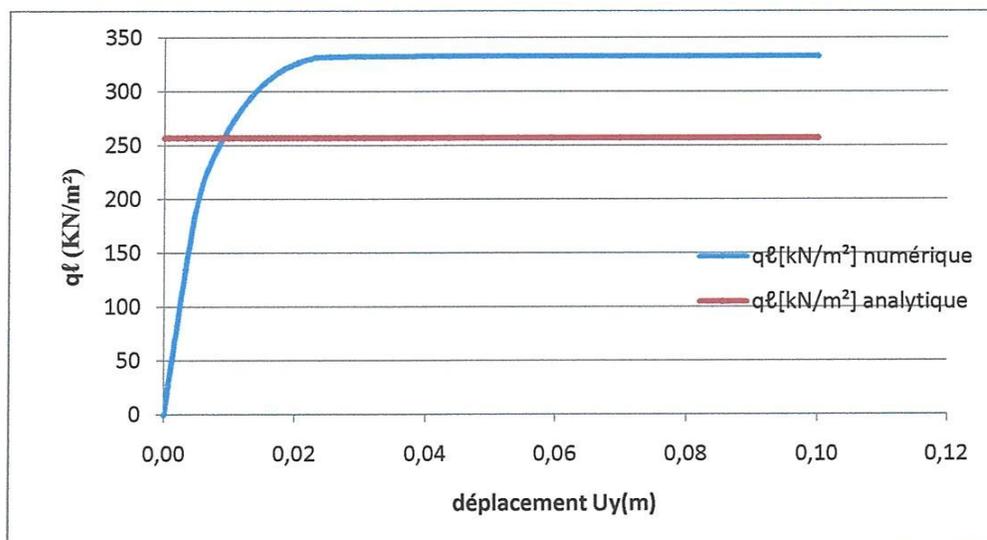


Figure 3.10 Valeur analytique (selon Hansen) et numérique de la capacité portante limite

c) D'après Vesic

Les différents facteurs de forme et facteurs de portance selon Vesic sont montrés au tableau 3.21.

S_c	S_q	S_γ	N_c	N_q	N_γ	Q_1 [kN/m ²]
1,0	1,0	0,8	5,14	1,0	0,00	257,00

Tableau 3.21 Résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Vesic

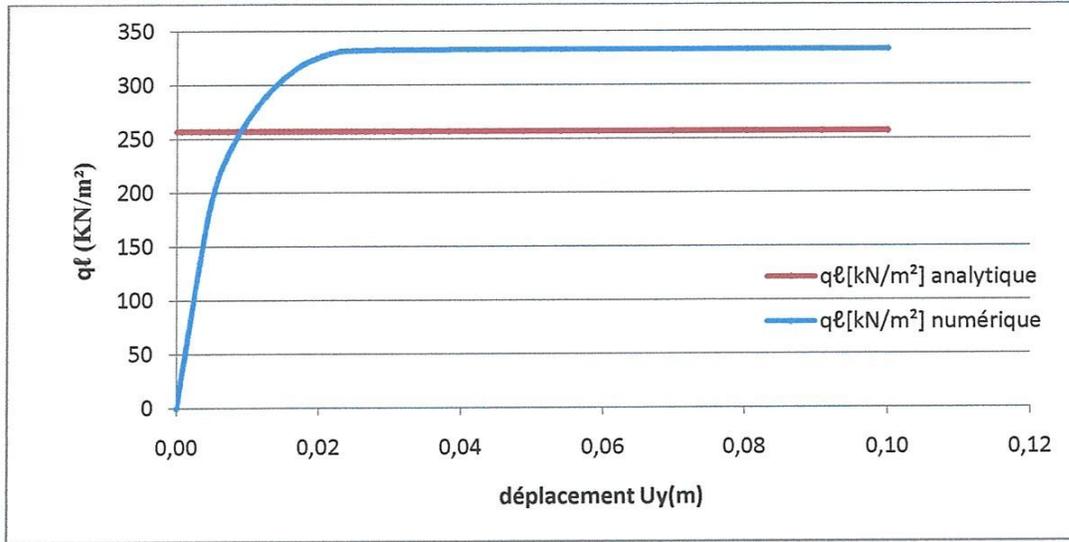


Figure 3.11 Valeur analytique (selon Vesic) et numérique de la capacité portante ultime

d) D'après l'Eurocode 7

Les différents facteurs de formes et de portance présentés par l'Eurocode 7 sont donnés au tableau 3.22.

S_c	S_q	S_γ	N_c	N_q	N_γ	Q_1 [kN/m^2]
1,1	1,0	0,0	5,14	1,0	0,00	282,70

Tableau 3.22 Résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon l'Eurocode 7

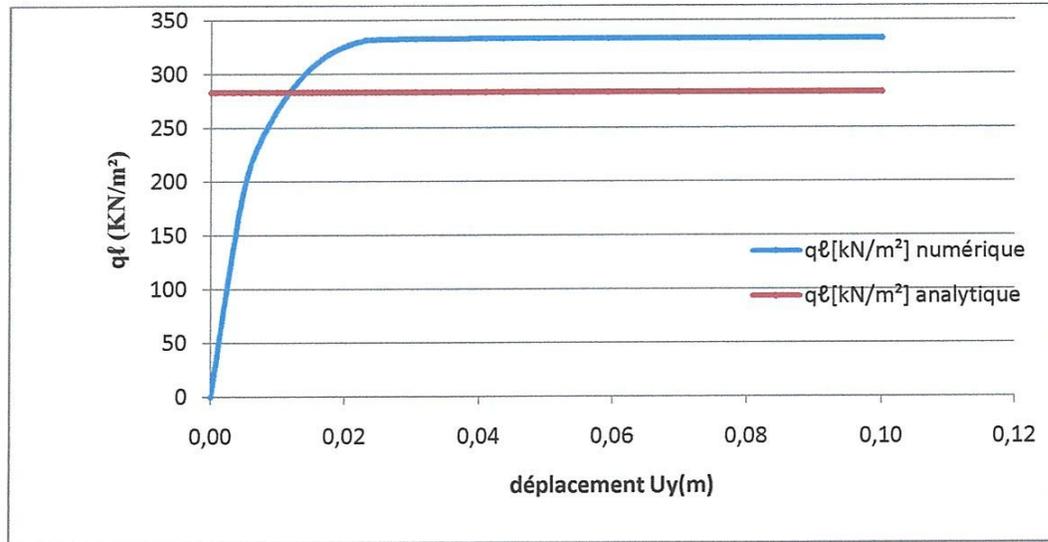


Figure 3.12 Valeur analytique (selon l'Eurocode 7) et numérique de la capacité portante ultime

3.3.1.4 Cas IV : Sable argileux en conditions drainées

Selon les figures : (3.13), (3.14), (3.15) et (3.16), les valeurs numériques de la capacité portante sont proches à celles calculées analytiquement.

a) D'après Meyerhof

Le tableau 3.23 illustre les différents facteurs de forme et facteurs de portance selon Meyerhof.

S_c	S_q	S_γ	N_c	N_q	N_γ	Q_1 [kN/m ²]
1,1	1,05	1,05	20,71	10,7	6,8	689,544

Tableau 3.23 Résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Meyerhof

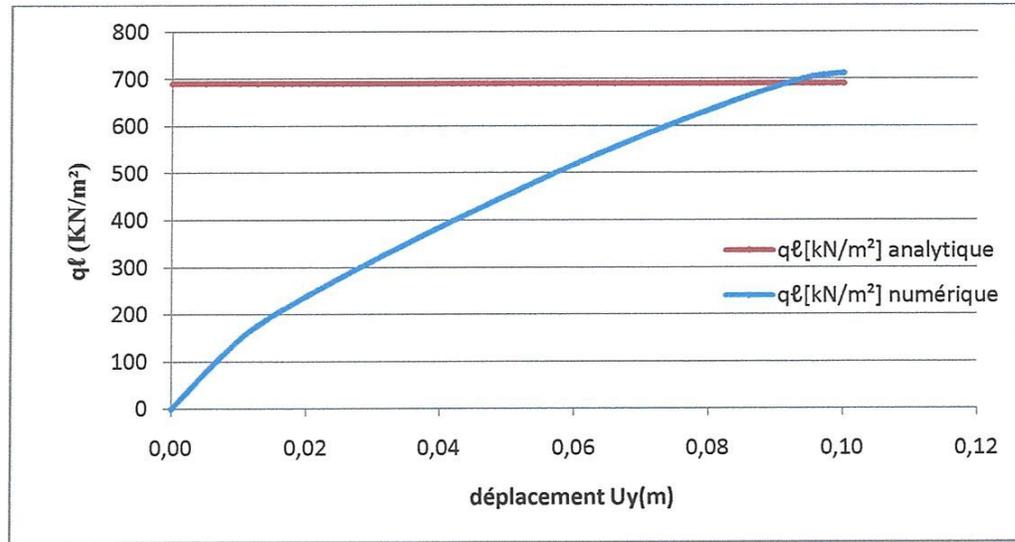


Figure 3.13 Valeur analytique (selon Meyerhof) et numérique de la capacité portante limite

b) D'après Hansen

Les différents facteurs de forme et facteurs de portance selon Hansen sont montrés au tableau 3.24.

S_c	S_q	S_γ	N_c	N_q	N_γ	Q_1 [KN/m ²]
1,25	1,23	0,8	20,71	10,7	6,8	730,10

Tableau 3.24 Résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Hansen

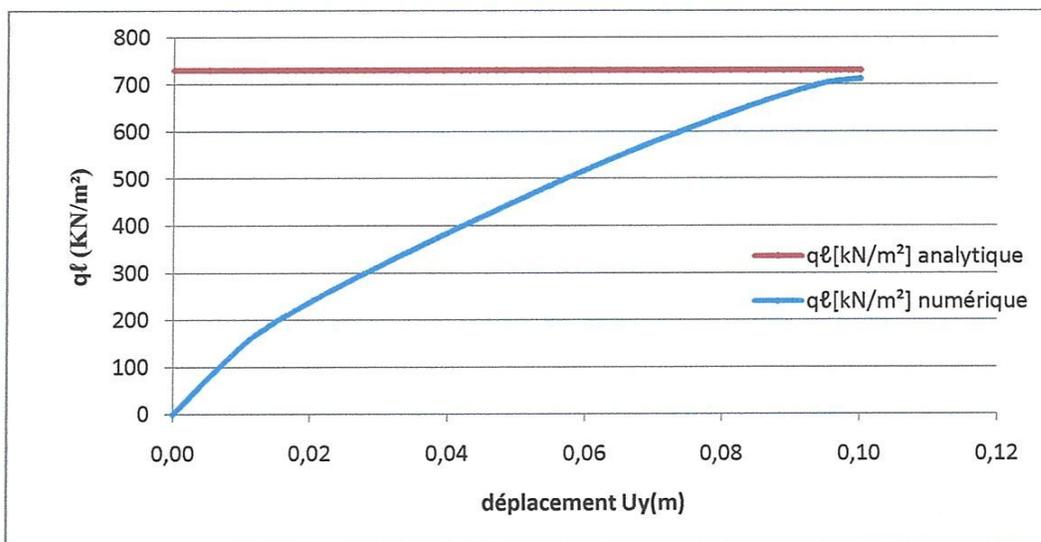


Figure 3.14 Valeur analytique (selon Hansen) et numérique de la capacité portante ultime

c) D'après Vesic

Les différents facteurs de forme et facteurs de portance selon Vesic sont montrés au tableau 3.25.

S_c	S_q	S_γ	N_c	N_q	N_γ	Q_1 [kN/m ²]
1,25	1,23	0,8	20,71	10,7	10,90	795,70

Tableau 3.25 Résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Vesic

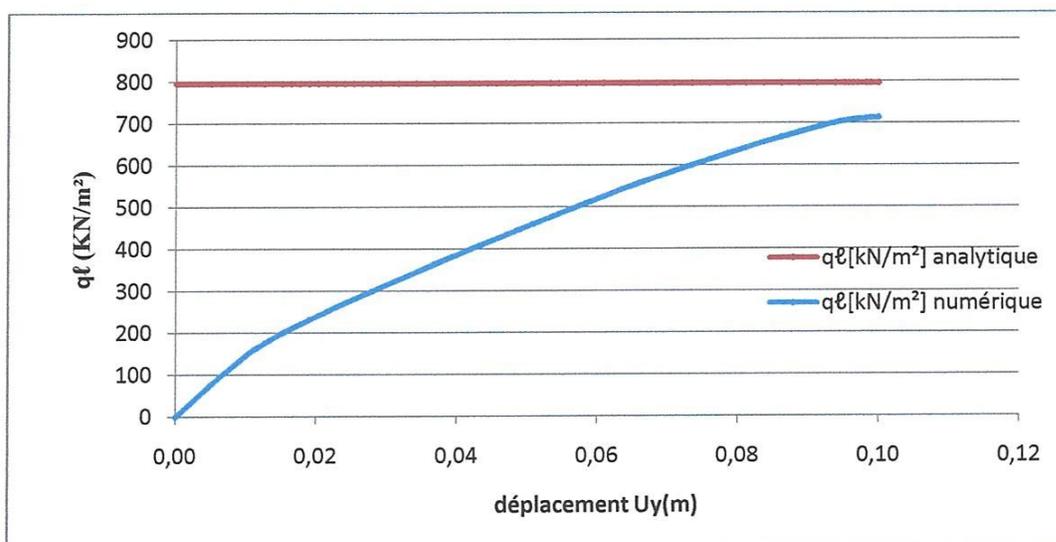


Figure 3.15 Valeur analytique (selon Vesic) et numérique de la capacité portante ultime

d) D'après l'Eurocod 7

Les différents facteurs de formes et de portance présentés par l'Eurocode 7 sont donnés au tableau 3.26.

s_c	s_q	s_r	N_c	N_q	N_r	Q_1 [kN/m ²]
1,21	1,21	0,85	20,71	10,7	9,01	754,58

Tableau 3.26 Résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon l'Eurocod 7

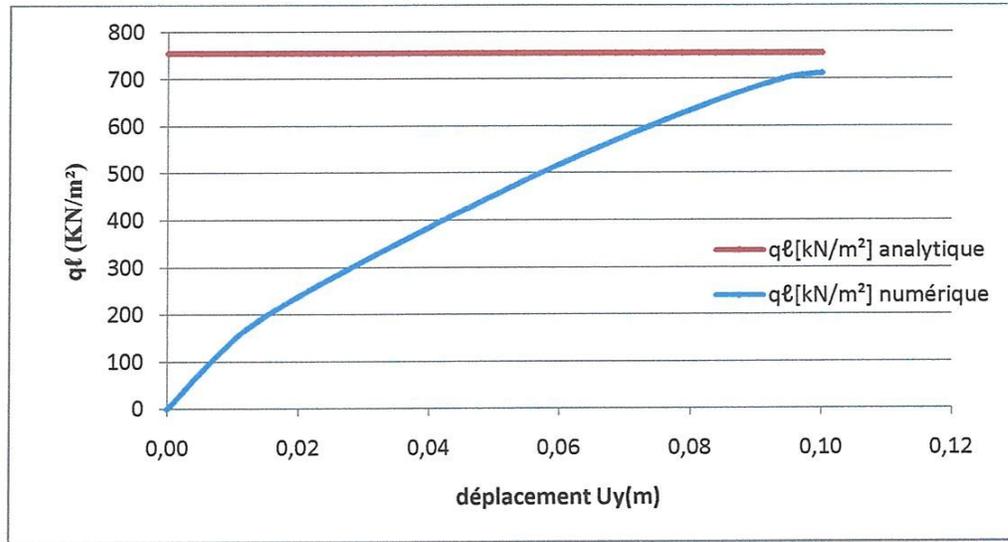


Figure 3.16 Valeur analytique (selon l’Eurocod 7) et numérique de la capacité portante ultime

3.3.2 Fondation circulaire (D=2)

3.3.2.1 Cas I : sable en conditions drainées

On note que les valeurs analytiques de la capacité portante sont proches à celles calculées par Plaxis., Comme le montrent les figures (3.17), (3.19) et (3.20).

a) D’après Meyerhof

Le tableau 3.27 illustre les différents facteurs de forme et facteurs de portance selon Meyerhof.

S_c	S_q	S_γ	N_c	N_q	N_γ	Q_1 [kN/m ²]
1,2	1,1	1,1	30,13	18,4	15,7	208,856

Tableau 3.27 Résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Meyerhof

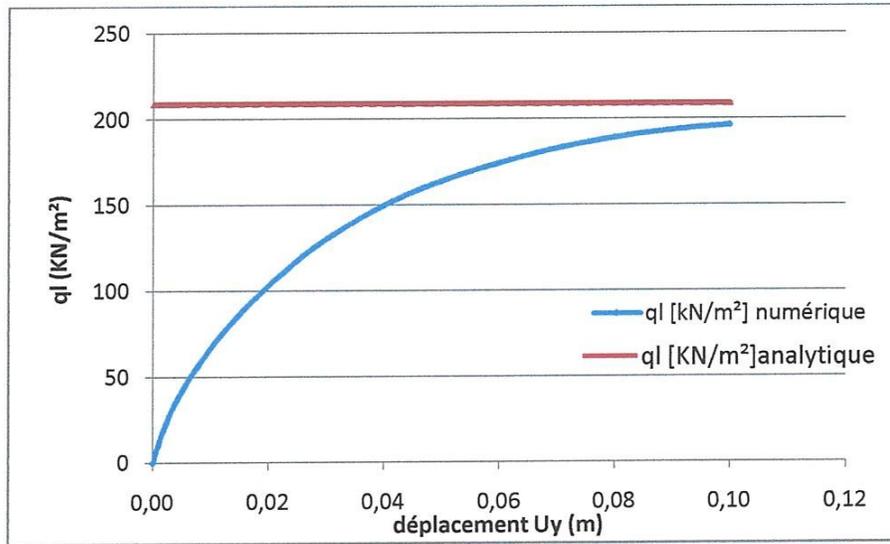


Figure 3.17 Valeur analytique (selon Meyerhof) et numérique de la capacité portante ultime

b) D'après Hansen

Les différents facteurs de forme et facteurs de portance selon Hansen sont montrés au tableau 3.28.

s_c	s_q	s_γ	N_c	N_q	N_γ	Q_u [kN/m ²]
1,61	1,57	0,6	30,13	18,4	15,1	139,109

Tableau 3.28 Résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Hansen

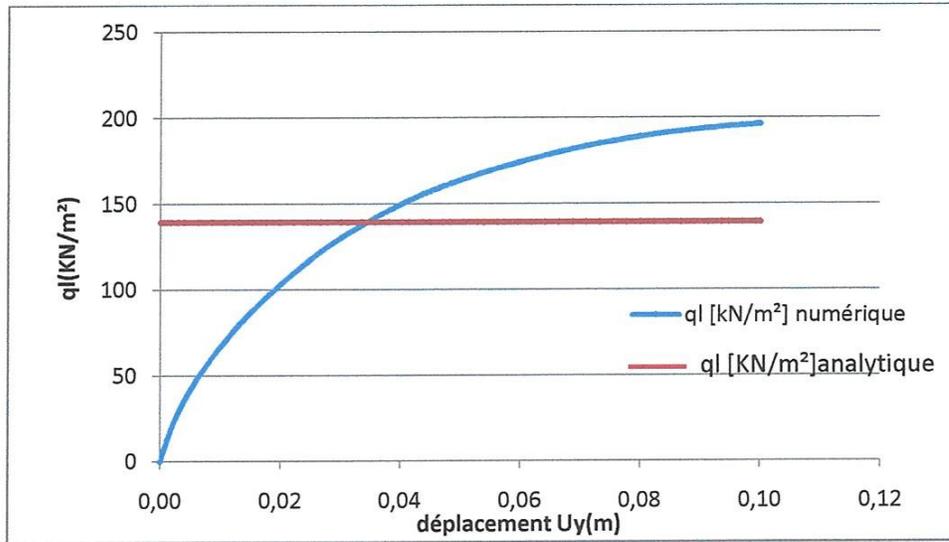


Figure 3.18 Valeur analytique (selon Hansen) et numérique de la capacité portante ultime

c) D'après Vesic

Les différents facteurs de forme et facteurs de portance selon Vesic sont montrés au tableau 3.29.

S_c	S_q	S_γ	N_c	N_q	N_γ	Q_1 [kN/m^2]
1,61	1,57	0,6	30,13	18,4	22,4	182,909

Tableau 3.29 Résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Vesic

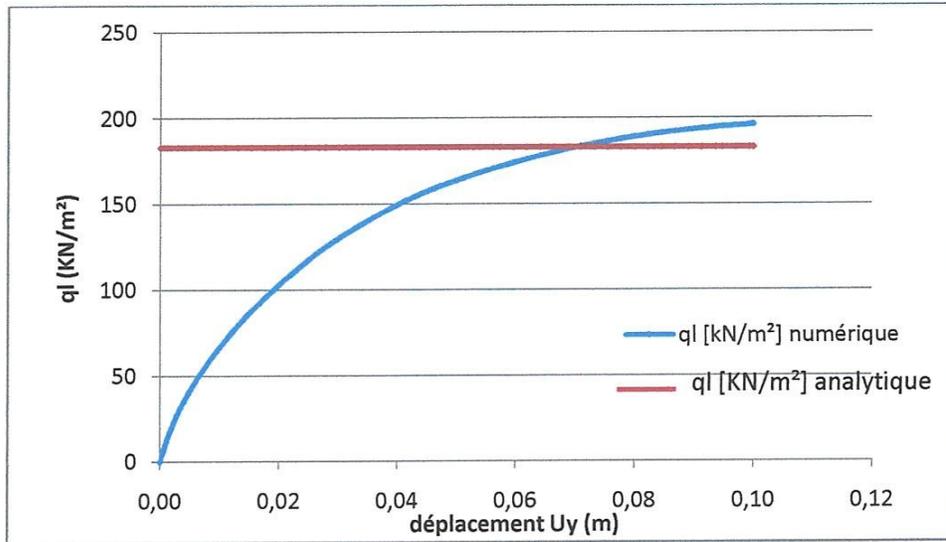


Figure 3.19 Valeur analytique (selon Vesic) et numérique de la capacité portante ultime

d) D'après l'Eurocode 7

Les différents facteurs de formes et de portance présentés par l'Eurocode 7 sont donnés au tableau 3.30.

S_c	S_q	S_γ	N_c	N_q	N_γ	Q_1 [kN/m ²]
1,5	1,5	0,7	30,13	18,4	20,09	185,825

Tableau 3.30 Résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon l'Eurocode 7

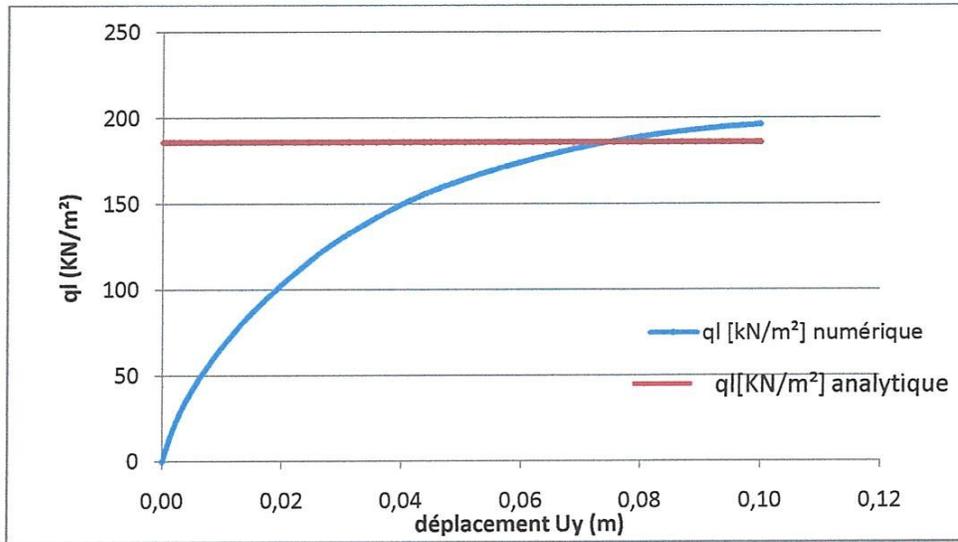


Figure 3.20 Valeur analytique (selon l'Eurocode 7) et numérique de la capacité portante ultime

3.3.2.2 Cas II : Argile en conditions drainées

On note clairement que la valeur de la capacité portante calculée par Meyerhof, Hansen, Vesic et L'Eurocode 7 est inférieure à celle calculée par Plaxis. Voir les figures (3.21), (3.22), (3.23) et (3.24).

a) D'après Meyerhof

Le tableau 3.31 illustre les différents facteurs de forme et facteurs de portance selon Meyerhof.

S_c	S_q	S_γ	N_c	N_q	N_γ	Q_1 [kN/m ²]
1,2	1,1	1,1	6,49	1,6	0,1	390,555

Tableau 3.31 Résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Meyerhof

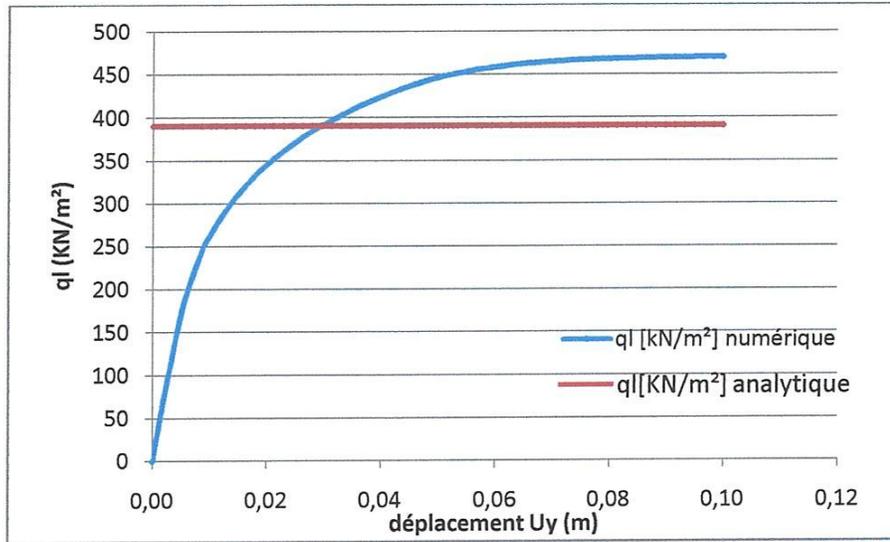


Figure 3.21 Valeur analytique (selon Meyerhof) et numérique de la capacité portante ultime

h) D'après Hansen

Les différents facteurs de forme et facteurs de portance selon Hansen sont montrés au tableau 3.32.

S_c	S_q	S_γ	N_c	N_q	N_γ	$Q_1 [\text{KN/m}^2]$
1,24	1,08	0,6	6,49	1,6	0,1	403,01

Tableau 3.32 Résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Hansen

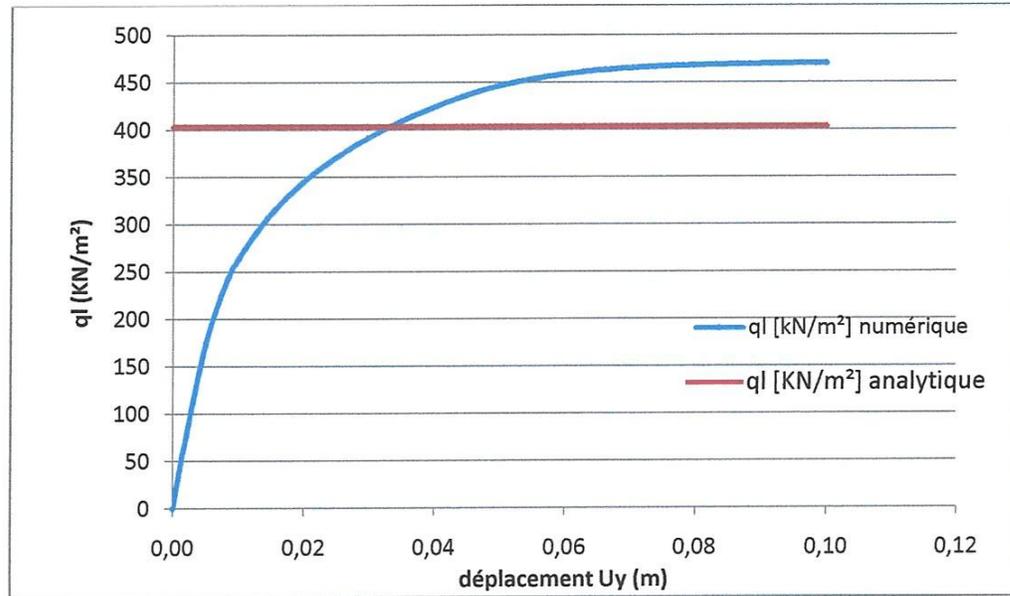


Figure 3.22 Valeur analytique (selon Hansen) et numérique de la capacité portante ultime

c) D'après Vesic

Les différents facteurs de forme et facteurs de portance selon Vesic sont montrés au tableau 3.33.

S_c	S_q	S_γ	N_c	N_q	N_γ	Q_t [kN/m^2]
1,24	1,08	0,6	6,49	1,6	0,4	404.9

Tableau 3.33 Résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Vesic

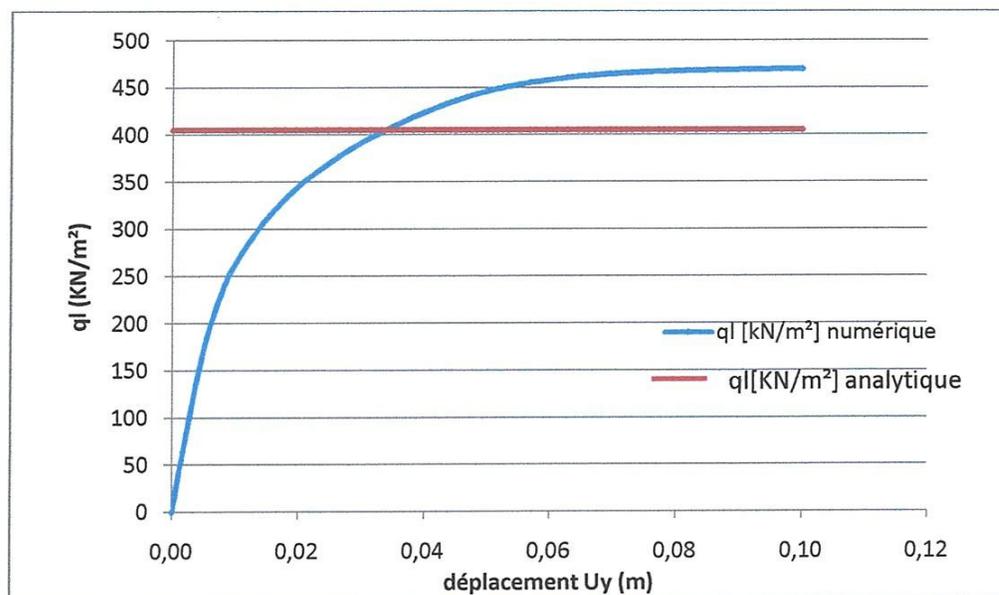


Figure 3.23 Valeur analytique (selon Vesic) et numérique de la capacité portante ultime

d) D'après l'Eurocode 7

Les différents facteurs de formes et de portance présentés par l'Eurocode7 sont donnés au tableau 3.34.

S_c	S_q	S_γ	N_c	N_q	N_γ	Q_1 [kN/m ²]
1,08	1,08	0,7	6,49	1,6	0,1	351,195

Tableau 3.34 Résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon l'Eurocode 7

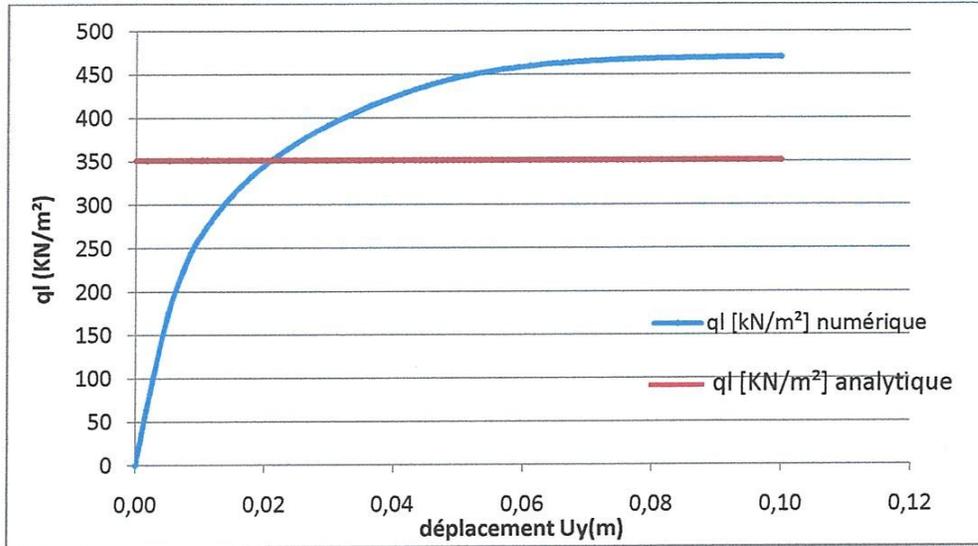


Figure 3.24 Valeur analytique (selon l'Eurocode 7) et numérique de la capacité portante ultime

3.3.2.3 Cas III : Argile en conditions non drainées

On note que la valeur de la capacité portante calculée par Plaxis est supérieure à celle calculée par Meyerhof, Hansen, Vesic et L'Eurocode 7. Comme le montrent les figures (3.25), (3.26), (3.27) et (3.28).

a) D'après Meyerhof

Le tableau 3.35 illustre les différents facteurs de forme et facteurs de portance selon Meyerhof.

S_c	S_q	S_γ	N_c	N_q	N_γ	Q_1 [kN/m ²]
1,2	1,00	1,00	5,14	1,0	0,00	308,40

Tableau 3.35 Résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Meyerhof

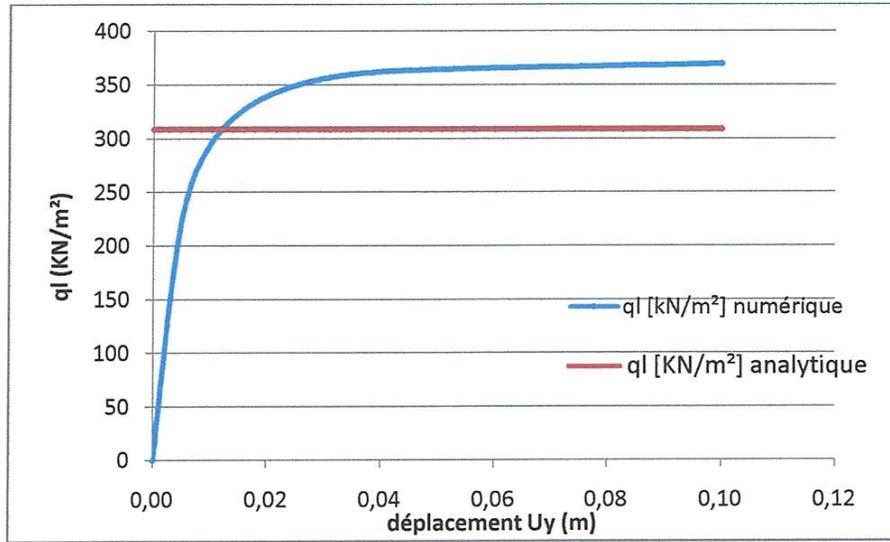


Figure 3.25 Valeur analytique (selon Meyerhof) et numérique de la capacité portante limite

h) D'après Hansen

Les différents facteurs de forme et facteurs de portance selon Hansen sont montrés au tableau 3.36.

S_c	S_q	S_γ	N_c	N_q	N_γ	Q_1 [kN/m ²]
1,19	1	0,6	5,14	1,0	0,00	305,83

Tableau 3.36 Résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Hansen

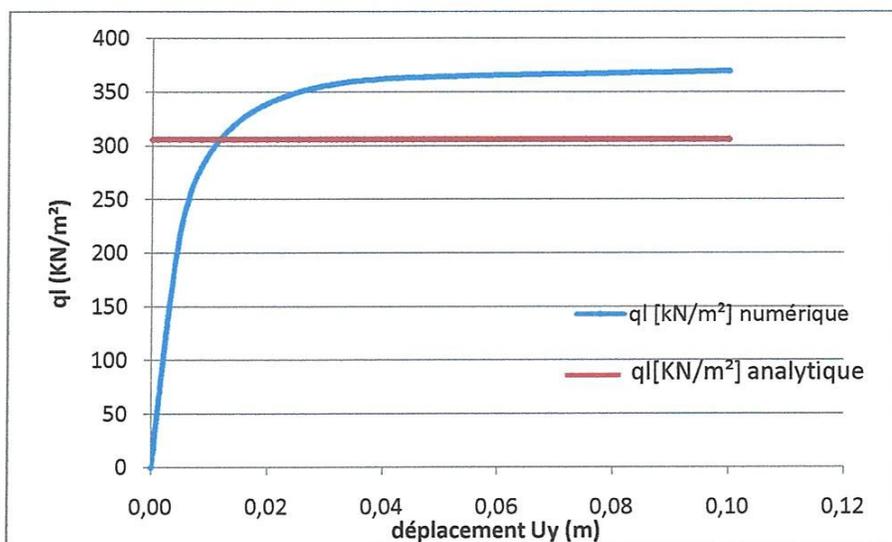


Figure 3.26 Valeur analytique (selon Hansen) et numérique de la capacité portante ultime

c) D'après Vesic

Les différents facteurs de forme et facteurs de portance selon Vesic sont montrés au tableau 3.37.

S_c	S_q	S_γ	N_c	N_q	N_γ	Q_1 [kN/m ²]
1,19	1,0	0,6	5,14	1,0	0,00	305,83

Tableau 3.37 Résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Vesic

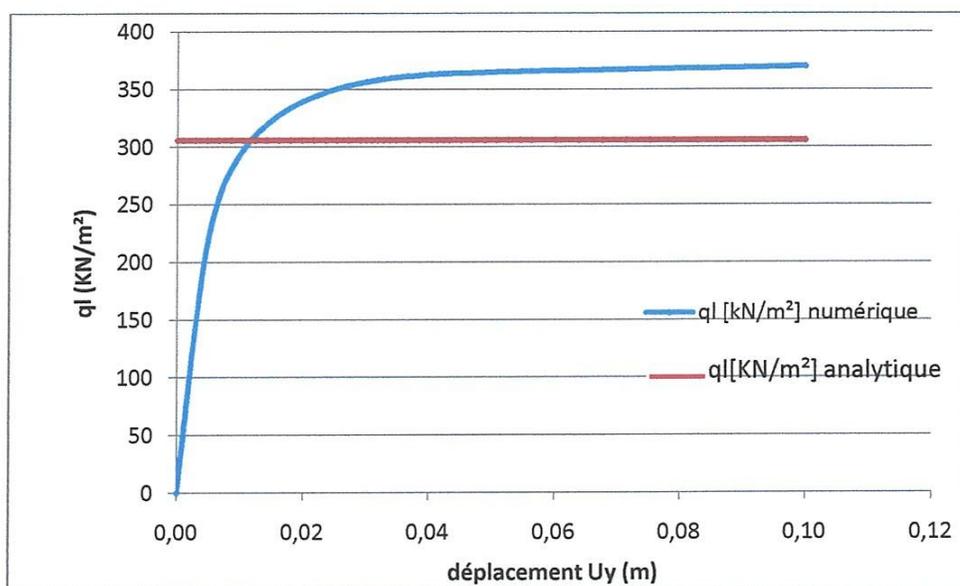


Figure 3.27 Valeur analytique (selon Vesic) et numérique de la capacité portante ultime

d) D'après l'Eurocode 7

Les différents facteurs de formes et de portance présentés par l'Eurocode 7 sont donnés au tableau 3.38.

S_c	S_q	S_γ	N_c	N_q	N_γ	Q_1 [kN/m^2]
1,00	1,00	0,7	5,14	1,0	0,00	257

Tableau 3.38 Résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon l'Eurocode 7

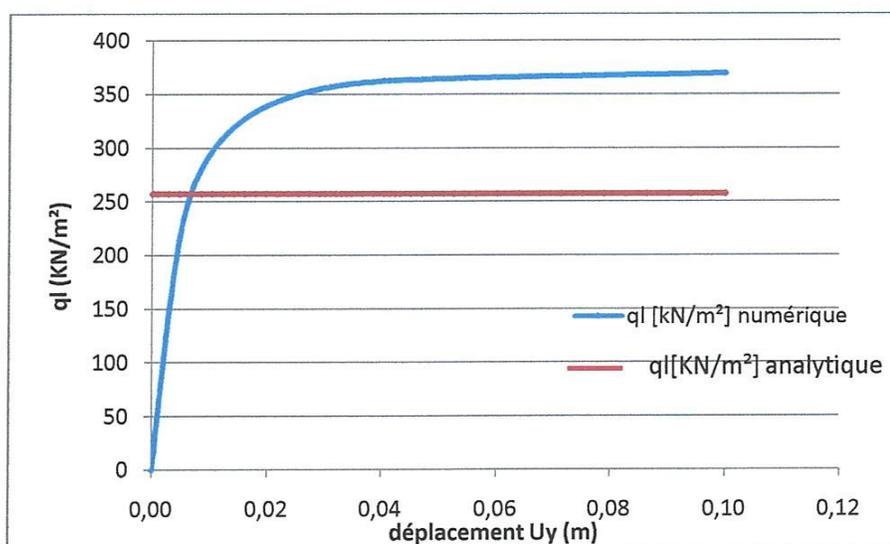


Figure 3.28 Valeur analytique (selon l’Eurocode 7) et numérique de la capacité portante ultime

3.3.2.4 Cas IV : sable argileux en conditions drainées

D’après les figures (3.30), (3.31), (3.32), on note qu’il y a une bonne convergence entre la valeur analytique de la capacité portante et la valeur numérique.

a) D’après Meyerhof

Le tableau 3.39 illustre les différents facteurs de forme et facteurs de portance selon Meyerhof.

S_c	S_q	S_γ	N_c	N_q	N_γ	Q_1 [kN/m ²]
1,2	1,1	1,1	20,71	10,7	6,8	671,248

Tableau 3.39 Résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Meyerhof

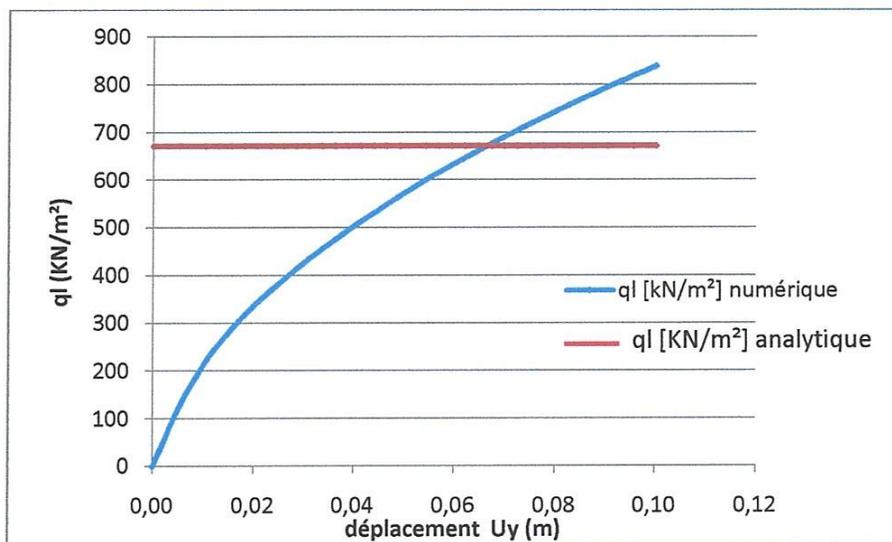


Figure 3.29 Valeur analytique (selon Meyerhof) et numérique de la capacité portante ultime

b) D'après Hansen

Les différents facteurs de forme et facteurs de portance selon Hansen sont montrés au tableau 3.40.

S_c	S_q	S_γ	N_c	N_q	N_γ	Q_1 [kN/m ²]
1,51	1,46	0,6	20,71	10,7	6,8	791,33

Tableau 3.40 Résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Hansen

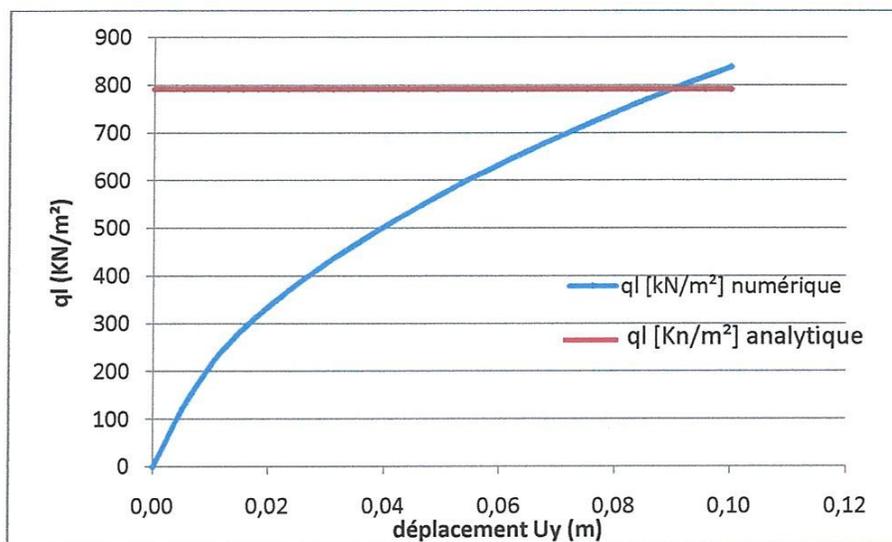


Figure 3.30 Valeur analytique (selon Hansen) et numérique de la capacité portante ultime

c) D'après Vesic

Les différents facteurs de forme et facteurs de portance selon Vesic sont montrés au tableau 3.41.

S_c	S_q	S_γ	N_c	N_q	N_γ	Q_l [KN/m^2]
1,51	1,46	0,6	20,71	10,7	10,90	815,93

Tableau 3.41 Résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon Vesic

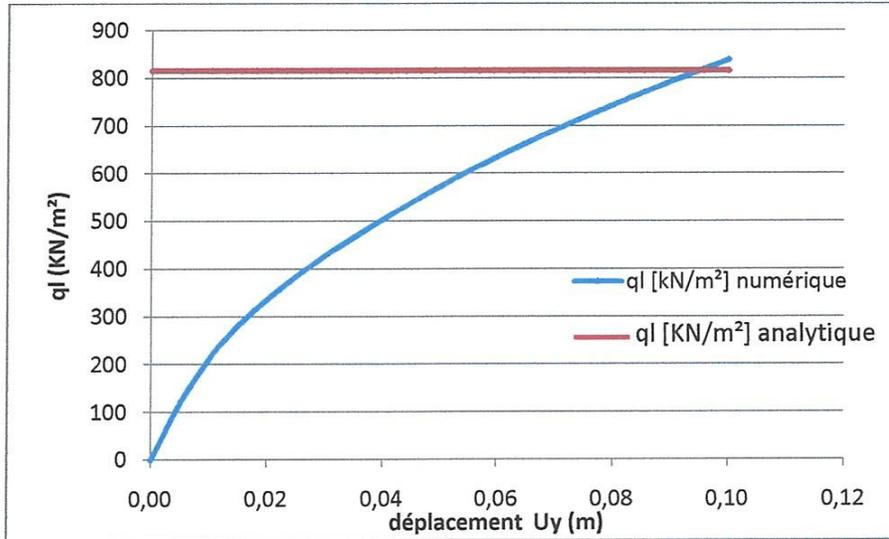


Figure 3.31 Valeur analytique (selon Vesic) et numérique de la capacité portante ultime

d) D'après l'Eurocode 7

Les différents facteurs de formes et de portance présentés par l'Eurocode 7 sont donnés au tableau 3.42.

S_c	S_q	S_γ	N_c	N_q	N_γ	Q_1 [kN/m ²]
1,42	1,42	0,7	20,71	10,7	9,01	768,866

Tableau 3.42 Résultats des facteurs de forme, de portance et de la capacité portante selon l'Eurocode 7

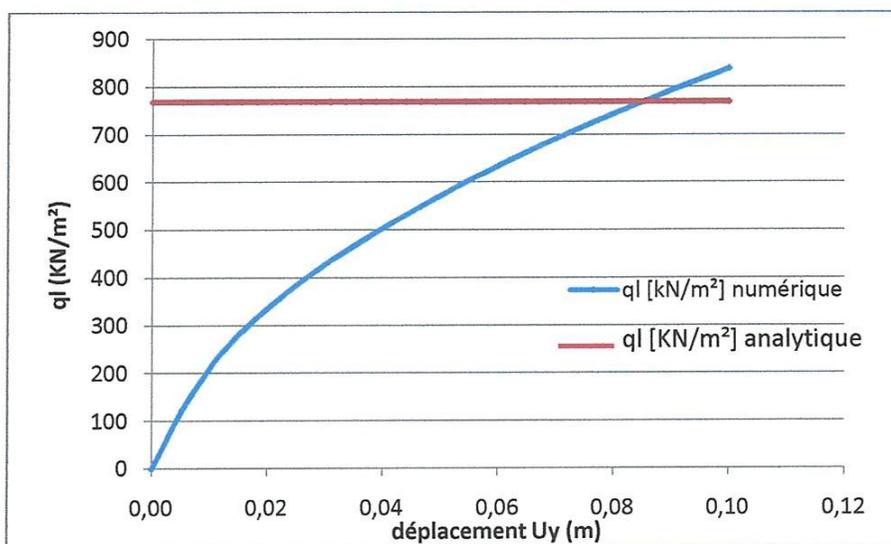


Figure 3.32 Valeur analytique (selon l'Eurocode7) et numérique de la capacité portante ultime

CHAPITRE 4 :

CONCLUSION

Conclusion

Dans cette étude, nous avons déterminé la valeur de la capacité portante des fondations superficielles (rectangulaire, et circulaire) par le code de calcul Plaxis version 8.2 dans le but de la comparer avec celles présentées par les méthodes classiques. Les expérimentations numériques et analytiques classiques ont permis de tirer les conclusions suivantes :

❖ Pour les fondations rectangulaires :

- La valeur de la capacité portante numérique est assez proche de celle obtenue par les méthodes classiques, dans les cas d'argile drainée et de sable argileux.
- Par contre pour le cas de sable, la valeur analytique est assez forte que celle calculée par Plaxis.
- Maintenant, pour le cas d'argile non drainée, c'est la valeur numérique qui est la plus élevée.

❖ Pour les fondations circulaires :

- D'abord pour le sable en conditions drainées la valeur analytique de la capacité portante est proche à celle calculées par Plaxis
- Ensuite pour l'argile en conditions drainées on trouve que la valeur de la capacité portante calculée analytiquement est inférieure à celle calculée par Plaxis
- Par contre pour l'Argile en conditions non drainées la valeur de la capacité portante calculée par Plaxis est supérieure à la valeur analytique.
- Enfin pour le sable argileux en conditions drainées on remarque qu'il y a une bonne convergence entre la valeur de la capacité portante analytique et la valeur numérique

Bibliographie

- [1]-Costet, j. et Sanglerat, G : Cour pratique de mécanique des sols, Tome 1 et Tome 2 Dunod, 1983.
- [2]-Frank, Roger. : Calcul des fondations superficielles et profondes presses de l'école nationale des ponts et chaussée 2003.
- [3]-Habib, p : Génie Géotechnique, Application de la mécanique des sols et des roches Ellipses 1997.
- [4]- V.N.S Murthy Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Marcel Dekker, INC 2002
- [5]-Chrayet Yacine: calcul des ouvrages en béton armé, Office des publication universitaires 2008
- [6]-Fascicule n : 62. Règles Technique de conception et de calcul es fondations des ouvrages de génie civil, Cahiers des clauses techniques générales applicables aux marché publics de travaux, ministère de l'équipement, du logement et des transports 1993.
- [7]-D.T.U 13, 12 Document Technique Unifié, Règles pour le calcul des fondations superficielles, Cahiers du centre Scientifique et Technique de Bâtiment (CSTB) 1988.
- [8]-Plaxis version 8.2
- [9]-Hadri Wided, Analyse de la capacité portante des fondations superficielles par le code de calcul « Plaxis », Mémoire de Magister, Université 08 Mai 1945 Guelma, 2010.

Netographie

[10]-<http://www.cours-génie civil.com>

[11]-http://www.technique_l'ingénieur.fr/home.html