République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Yahia Fares Médéa
Faculté de technologie
Département de génie civil
Master géotechnique



MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme master 2

Calcul de contraintes sous une fondation superficielle
Établissement d'un code de calcul

Présenté par :

Nettah Sid-Ali

Soutenu le : 27/09/2020

Encadré par :

Dr Messad Ali — Université de yahia fares médéa
Dr Abed younes — Université de blida -1-

Année universitaire : 2019/2020

Remerciements :

Je tiens tout d’abord à remercier ALLAH, qui m’a donné la force et la patience d’accomplir ce modeste travail de recherche.

En second lieu je tiens à remercier mes deux encadreurs : Dr Abed Younes et Dr Messad Ali pour leur précieuse aide et assistance.

Mes vifs remerciements vont également à l’adresse des membres du jury pour l’intérêt qu’ils ont accordé à ce travail de recherche et pour leurs propositions.
Ainsi qu’à toute l’équipe géotechnique de notre université pour m’avoir fait profiter de connaissance et de leur savoir durant mon cursus de master.

Enfin, je n’oublie pas de remercier tous ceux et celles qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicaces :

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents, qui ont toujours été là pour moi

Mon frère et mes deux sœurs qui m'ont soutenu dans mes études

Monsieur Messad Ali pour son soutien et ses recommandations

exemplaires durant les études.

Toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à

l'élaboration du présent travail

La Liste des figures :

Figure 1-1 Semelle isolée……..……..3

Figure 1-2 Semelle continue…..…….……..4

Figure 1-3 semelles combine…….……5

Figure 1-4 : Pilier de déversement sur une semelle filante combinée……...5

Figure 1-5 : Vue en élévation d'un radier générale typique……..……6

Figure 1-6 : Radier générale……..……6

Figure 1-7 : Modèles de défaillance (Chen, 1985) …….…….……10

Figure 1-8 Composants de base pour les modèles de matériaux. …….……..11

Figures 1-9 Réaction du sol au chargement ……13

Figure 1-10 Plans de rupture sous une semelle……14

Figure 1-11 Surface de rupture conventionnelle sous une semelle…….……15

Figure 1-12 La variations des facteurs de capacité portante en fonction de l'angle de friction du sol sous-jacent…….……17

Figure 1 -13 Tassement d'une structure. …….…….……..18

Figure 1 -14 Modification des équations de capacité portante pour la nappe phréatique. ..……20

Figure 1-15 Défaillance de la capacité portante dans le sol sous une fondation continue rigide rugueuse. ……..……21

Figure 1-16 La Définition de q'_u et $q_u(e)$. ……..……24

Figure 2-1 Contraintes totales agissant sur un élément de sol……...……..29

Figure 2-2 Contraintes dans un dépôt de sol sature……..……..……30

Figure 2-3 Répartition de la pression de contact et établissement du contact sous une semelle flexible uniformément chargée sur un sol sans cohésion…….33

Figure 2-4 Tassement des contacts et répartition de la pression sous une semelle rigide placée…….……..……33

Figure 2-5 Répartition de la pression de contact et établissement du contact sous une assise flexible sur une surface de sol cohérent……..34

Figure 2-6 Répartition de la pression de contact et établissement du contact sous une semelle rigide sur une surface de sol cohérent…….34

Figure 2-7 Contraintes au point A de profondeur z en dessous de la surface du sol sous l'action d'une charge ponctuelle…….…..…..36

Figure 2-8 Variation de la contrainte verticale σz due à une charge ponctuelle…….....….37

Figure 2-9 Contrainte verticale due à une charge de ligne de longueur infinie……..……..38

Figure 2-10 (a, b) Contraintes verticales dues à une zone de bande uniformément chargée de longueur infinie. (c) Contraintes verticales dues à une zone de déclenchement chargée de longueur infinie…….39

Figure 2-11Contraintes verticales sous le centre d'une zone circulaire uniformément chargée...40

Figure 2-12 Contraintes verticales sous le centre de la zone circulaire portant une pression uniforme……..……..…40

Figure 2-13 Contraintes verticales σz à la profondeur z sous un coin d'une zone rectangulaire uniformément chargée…….……41

Figure 2-14 Valeurs du facteur d'influence pour le calcul de la contrainte verticale sous l'angle d'une zone rectangulaire portant une pression uniforme (reproduit de Knappett et Craig, 2012 ; d'après R.E. Fadum, 1948)……45

Figure 2-15 Contraintes verticales sous une zone rectangulaire uniformément chargée.…….....46

Figure 2-16 Méthode approximative 2V :1H de répartition verticale des contraintes sous une semelle rectangulaire…….……47

Figure 2-17 Graphique d'augmentation de Newmark en contrainte verticale……..…….49

Figure 2-18 Facteurs de tassement immédiat moyen dans les sols argileux saturés ou argilo-limoneux (de Knappett et Craig, 2012; d'après Christian et Carrier, 1978)……..53

Figure 2-19 Tassement de consolidation……...……54

Figure 2-20 Relation du rapport pression / vide pour l'argile normalement consolidée, selon Terzaghi théorie de la consolidation…….…….55

Figure 2-21 Exemples de structures géotechniques……..…….57

Figure 2-22 Stabilité locale……58

Figure 2-23 Stabilité globale……..…58

Figure 2-24 Interaction des structures……59

Figure 2-25 Éléments finis 2D typiques…….…...61

Figure 2-26 Éléments et numérotation des nœuds…….61

Figure 2-27 Utilisation d'élément a ordre plus haut……..62

Figure 2-28 discontinuités Géométrique……62

Figure 2-29 Effet des conditions aux limites…….……63

Figure 2-30 Exemples de bons et de mauvais maillages…….……..63

Figure 2-31 Séquence de calcul générale……..68

Figure 2-32 Discrétisation mixte…….……..70

Figure 3-1 Espace de travail conventionnel du logiciel microsoft visual basic 2010 express…...73

Figure 3-2 Chemin D'accès à l'application Windows du programme…….……74

Figure 3-3 Routine de calcul du programme P1……..……..75

Figure 3-4 Fenêtre d'interface du programme P1. ……75

Figure 3-5 Routine de calcul du programme P2. ……..76

Figure 3-6 Fenêtre d'interface du programme P2. ……77

Figure 3-7 Routine de calcul du programme P3. ……..77

Figure 3-8 Fenêtre d'interface du programme P3. ……78

Figure 3-9 Routine de calcul du programme P4. ……..78

Figure 3-10 Fenêtre d'interface du programme P4. …….....79

Figure 3-11 Symboles utilisés dans les équations Pour une charge ponctuelle appliquée à la surface……80

Figure 3-12 La variation des contraintes en fonction de la profondeur et l'éloignement de l'axe de l'application de la charge……80

Figure 4-1 Comparaison des contraintes verticales au point A situé sous une charge concentrée (Équations de Boussinesq) avec Q = 5000 KN…….88

Figure 4-2 Comparaison des contraintes verticales au point A situé sous une charge concentrée (Équations de Boussinesq) avec Q = 20 000 KN…….88

Figure 4-3 Comparaison des Contrainte verticale due à une charge due à une charge linéaire avec Q = 5000 KN…….89

Figure 4-4 Comparaison des Contrainte verticale due à une charge due à une charge linéaire avec Q = 20 000 KN. …….89

Figure 4-5 Comparaison des Contrainte verticale due à une zone circulaire uniformément chargée avec Q = 5000 KN…….90

Figure 4-6 Comparaison des Contrainte verticale due à une zone circulaire uniformément chargée avec Q = 20 000 KN……..90

Figure 4-7 Comparaison des Contrainte verticale due à une charge concentrée (Équations de Westergaard) avec Q = 5000 KN……91

Figure 4-8 Comparaison des Contrainte verticale due à une charge concentrée (Équations de Westergaard) avec Q = 20 000 KN……..91

La liste des tableaux :

Tableau 1-1 La variations des facteurs de capacité portante et de l'angle de friction du sol sous-jacent……..…16

Tableau 1-2 Facteurs de forme, de profondeur et d'inclinaison [DeBeer (1970); Hansen (1970); Meyerhof (1963); Meyerhof et Hanna (1981)]……..……...….23

Tableau 2-1 Valeurs du facteur d'influence I_r (équation 2-23) pour calculer les contraintes verticales sous le coin d'une charge uniformément chargée
zone rectangulaire [6]……...…..…44

Tableau 4-1 Coordonnées du point A situé sous une contrainte verticale due à une charge concentrée (Équations de Boussinesq) avec Q = 5000 KN…….…..83

Tableau 4-2 Coordonnées du point A situé sous une contrainte verticale due à une charge concentrée (Équations de Boussinesq) avec Q = 20 000 KN. ……...…83

Tableau 4-3 Coordonnées du point A situé sous une contrainte verticale due à une charge due à une charge linéaire avec Q = 5000 KN……..…….……..83

Tableau 4-4 Coordonnées du point A situé sous une contrainte verticale due à une charge due à une charge linéaire avec Q = 20 000 KN……..…….…..……..83

Tableau 4-5 Coordonnées du point A situé sous une contrainte verticale due à une zone circulaire uniformément chargée avec Q = 5000 KN…….……..84

Tableau 4-6 Coordonnées du point A situé sous une contrainte verticale due à une zone circulaire uniformément chargée avec Q = 20 000 KN.…….……..84

Tableau 4-7 Coordonnées du point A situé sous une contrainte verticale due à une charge concentrée (Équations de Westergaard) avec Q = 5000 KN.……..……..84

Tableau 4-8 Coordonnées du point A situé sous une contrainte verticale due à une charge concentrée (Équations de Westergaard) avec Q = 20 000 KN……..84

Tableau 4-9 Contraintes verticales au point A situé sous une charge concentrée (Équations de Boussinesq) avec Q = 5000 KN.. …….……..…….…..85

Tableau 4-10 Contraintes verticales au point A situé sous une charge concentrée (Équations de Boussinesq) avec Q = 20 000 KN……..85

Tableau 4-11 Contraintes verticales au point A situé sous une charge linéaire avec Q = 5000 KN…….……85

Tableau 4-12 Contraintes verticales au point A situé sous une charge linéaire avec Q = 20 000 KN.…….86

Tableau 4-13 Contraintes verticales au point A situé sous une zone circulaire uniformément chargée avec Q = 5000 KN……...…….86

Tableau 4-14 Contraintes verticales au point A situé sous une zone circulaire uniformément chargée avec Q = 20 000 KN. ……..…….86

Tableau 4-15 Contraintes verticales au point A situé sous une zone circulaire uniformément chargée avec Q = 5000 KN…….87

Tableau 4-16 Contraintes verticales au point A situé sous une zone circulaire uniformément chargée avec Q = 20 000 KN…..…….87

Notations :

Q : la charge appliquée sur la fondation.

B : la largeur de la fondation

L : la longueur de la fondation

φ : Angle de frottement

C : Cohésion

q_u : capacité portante ultime de la fondation

q_{adm} : charge admissible

D_f : profondeur d'ancrage

D : distance entre la nappe phréatique et la fondation

γ : Poids volumique du sol

τ : Contrainte tangentielle

τ max : résistance au cisaillement maximale

σ : contrainte normale

σ'_v : contrainte effective initiale

E : module d'élasticité du sol

F_s : coefficient de sécurité

υ : coefficient de poisson du sol

Si : tassement élastique, ou immédiat

S_c : Tassement de consolidation primaire et secondaire.

S_t : Tassement Total

γ_{sat} : le poids volumique saturés du sol

γ_w : le poids volumique de l'eau

c': la cohésion du sol

q : la somme des contraintes sous la fondation

l_1 = Longueur unitaire

l_2 =Longueur unitaire

γ: poids volumique du sol

F_{cs}, F_{qs}, $F_{\gamma s}$: les coefficients de forme

F_{cd}, F_{qd}, $F_{\gamma d}$: les coefficients de profondeur

F_{ci}, F_{qi}, $F_{\gamma i}$: les coefficients d'inclinaison de la charge appliqué sur la fondation

N_c, N_q, N_γ : les coefficients de la capacité portante

$\beta°$: Inclinaison de la charge sur la fondation par rapport à l'axe verticale

Z : profondeur dans le sol

Z_w : profondeur de la nappe phréatique

L': longueur effective

B' : largeur effective

σ_v : la contrainte verticale totale

σ_h : la contrainte verticale totale

γ_i: la somme des poids volumique des couches de sol en dessus

z_i : la somme des profondeurs des couches de sol en dessus

n : nombre de couches de différentes natures.

K : le coefficient de pression des terres

σ'_v : la contrainte verticale totale

u : La pression interstitielle

σ_z : la contrainte suivant l'axe z

σ_x : la contrainte suivant l'axe x

σ_y : la contrainte suivant l'axe y

r : la distance entre le point de calcul des contraintes et le point d'application de la charge ponctuelle

x : la distance entre le point de calcul des contraintes et le point d'application de la charge linéaire

H : Charge latérale

I_r : Valeurs du facteur d'influence pour calculer les contraintes verticales sous le coin d'une charge uniformément chargée

e_0 : l'indice des vides

ė : le tenseur des taux de déformation

UNITES :

Mm : Millimètres

Cm : centimètres

M : mètre

KN : Kilo Newton

KN/m² : kilo newton par mètre carré, (KPa Kilo pascal)

KN/m3 : Kilo newton par mètre cube

GPa : Giga pascal

[°] : Degré

[%] : Pourcentage

ملخص:

يعد حساب الضغوط تحت الأساس أمرًا ضروريًا لدراسة الأساسات وتصميمها، نظرًا لأهميتها في الحساب والتنبؤ بالتشوهات لذلك من المفيد جدًا الابتكار في الوسائل وطرق حساب هذه الضغوط.

تقليديا، تتكون طرق الحساب المعدلة من استخدام المعادلات التجريبية التي تحكم العديد من الاختبارات العملية. ثم مع وصول علوم الكمبيوتر لإيجاد وسائل لأداء عدة مهام حسابية في جزء من الثانية، مما أدى لتوليد منطق البرمجة المستهدفة، أي البرمجة لكل مهمة حسابية طويلة أو معقدة برنامج خاص.

يمكن أن يكون هناك برنامج محدد مصمم لحل هذه الحسابات بعدد لا حصر له من المتغيرات المحتملة.

الهدف من أطروحتنا هو إنشاء برنامج مثالي سيحاول، وفقًا للمعادلات التحليلية الموضوعة مسبقًا، حساب الضغوط تحت أساس ضحل.

الكلمات المفتاحية:

الاساسات السطحية، برنامج، الضغوطات تحت الأساس، حساب.

Résumé :

Le calcul des contraintes sous une fondation est primordial à l'étude et la conception des fondations, vu son importance dans le calcul et dans la prédiction des déformations (le tassement), il est donc d'une grande utilité d'innover dans les moyens et les méthodes de calcul de ces contraintes.

Traditionnellement les méthodes de calculs adaptés consistent à utiliser des équations empiriques qui ont régi de plusieurs essais pratique. Ensuite à l'arrivé des ordinateurs la science à trouver des moyens d'effectuer plusieurs tâches de calcul en fraction de seconde, ceci à donner naissance au raisonnement de programmation ciblée, c'est-à-dire pour chaque tache de calcul longue voir complexe, il pourrait y avoir un programme spécifique conçu pour résoudre ces calculs avec une infinité de variable possible. L'objet de notre mémoire est la création d'un programme qui va tacher de calculer suivant des équations analytiques établis auparavant, les contraintes sous une fondation superficielle.

Mots-clés : Fondation superficielle, programme, Contraintes sous fondation, calcul.

Abstract :

The calculation of stresses under a foundation is essential to the study and design of foundations, given its importance in the calculation and in the prediction of deformations (settlement), it is therefore very useful to innovate in the means and the methods of calculating these stresses.

Traditionally, adapted calculation methods consist of using empirical equations which came from several practical tests conducted. Then with the arrival of computers science to find means to perform several calculation tasks in fraction of a second, this to give birth to the reasoning of targeted programming, that is to say for each long or complex calculation task., there could be a specific program designed to solve these calculations with an infinite number of possible variables. The object of our thesis is the creation of an exemplary program which will attempt to calculate according to analytical equations established previously, the stresses under a shallow foundation.

Keywords: Shallow foundation, program, Stresses under foundation, calculation.

Table des matières

1.1 Introduction : 2
1.2 Généralité des fondations superficielles : 3
1.2.1 Les différents Types des fondations superficielles : 3
1.3 Choix du type de fondation superficielles : 7
1.3.1 Considérations Générales 7
1.3.2 Fondation sur un sol a gros grains : 7
1.3.3 Fondation sur un sol fin : 7
1.3.4 Critères Géotechniques Dans La Conception 8
1.4 Caractéristiques mécanique d'un sol élastique 8
1.4.1 Réaction du sol au chargement : 11
1.5 Évaluation de la capacité portante d'une fondation superficielle : 15
1.5.1 Capacité portante ultime (q_u) : 15
1.5.2 Capacité portante admissible (q_{adm}) : 15
1.5.3 Théorie de la capacité portante de Terzaghi : 15
1.5.4 Équations de capacité portante de Terzaghi 16
1.5.5 Capacité portante ultime et service : 18
1.5.6 Modification des équations de capacité portante pour la nappe phréatique : 19
1.5.7 Généralisation de l'équation de capacité portante pour une semelle de fondation superficielle : 20
1.5.8 Facteurs de forme, de profondeur et d'inclinaison : 22
1.5.9 Capacité portante ultime sous Chargement excentrique (Excentricité unidirectionnelle) 24
1.6 Conclusion : 26
2. Introduction : 27
2.1 Les contraintes initiales (Distribution des contraintes dues aux poids propre des terres) 28
2.2 Les contraintes totales : 28
2.2.1 Les contraintes effectives et la pression interstitielle : 30
2.3 Les contraintes dues au chargement 32
2.3.1 Pressions sous une fondation 32
2.4 Méthodes analytiques de calcul de contraintes sous une fondation : 35
2.4.1 Généralité 35
2.4.2 Contrainte verticale due à une charge concentrée 36
2.4.3 Contrainte verticale due à une charge linéaire 37
2.4.4 Contrainte verticale due à une zone circulaire uniformément chargée 38
2.4.5 Contrainte verticale due à une semelle rectangulaire uniformément chargée 41
2.4.6 Contrainte verticale sous les zones de forme arbitraire 48

2.4.7 Équations de Westergaard 50
2.5 Tassement des fondations superficielles 52
2.5.1 Généralité 52
2.5.2 Tassement immédiat ou élastique : 52
2.5.3 Tassement de consolidation 53
2.5.4 Estimation du taux de consolidation 55
2.6 Méthodes de calcul numériques (éléments finis, différences finies) 56
2.6.1 Généralité 56
2.6.2 Analyse géotechnique 57
2.6.3 Objectifs de conception 57
2.6.4 Méthode des éléments finis 59
2.6.5 Méthode des différences finis 66
2.6.6 Formulation numérique 69
2.7 Conclusion 71
3. Introduction 72
3.1 Généralité sur le visual basic.net 73
3.2 Présentation des programmes de calculs 74
3.2.1 Contrainte verticale due à une charge concentrée (Équations de Boussinesq) 74
3.2.2 Contrainte verticale due à une charge due à une charge linéaire 76
3.2.3 Contrainte verticale due à une zone circulaire uniformément chargée 77
3.2.4 Contrainte verticale due à une charge concentrée (Équations de Westergaard) 78
3.3 Visualisation des contraintes 79
4. Introduction 82
4.1 Données du cas d'étude : 83
4.1.1 Contrainte verticale due à une charge concentrée (Équations de Boussinesq) : 83
4.1.2 Contrainte verticale due à une charge due à une charge linéaire : 83
4.1.3 Contrainte verticale due à une zone circulaire uniformément chargée : 84
4.1.4 Contrainte verticale due à une charge concentrée (Équations de Westergaard) : 84
4.2 Présentation des résultats 85
4.2.1 Contrainte verticale due à une charge concentrée (Équations de Boussinesq) : 85
4.2.2 Contrainte verticale due à une charge due à une charge linéaire : 85
4.2.3 Contrainte verticale due à une zone circulaire uniformément chargée : 86
4.2.4 Contrainte verticale due à une charge concentrée (Équations de Westergaard) : 87
4.3 Comparaison des résultats : 87
4.4 Conclusion : 92

Introduction générale

Introduction Générale :

Le sol est considéré comme le premier matériau de construction à traiter, et donc dans l'ordre chronologique de l'avancement d'une quelconque construction ce sol se doit d'être étudié complétement. Afin d'éviter toute forme de désordre arrivant à l'ouvrage.

La majorité des ouvrages en génie civil sont conçues sur des sols de différentes qualités et états, il peut y'avoir une faible portance ou bien la susceptibilité à la rupture ou au tassement excessive, c'est pourquoi il faut examiner et explorer le sol avant de connaitre le type de fondation adéquat pour chaque ouvrage. Cette démarche d'étude a naturellement bien évolué durant l'histoire de la science et la technologie, À l'heure actuelle, il existe de nombreuses méthodes de calcul différentes pour analyser des structures géotechniques tel que le calcul analytique. Cette thèse va tacher de présenter une de ces méthodes de calculs en détails, connu comme la méthode de calcul numérique (établissement d'un code de calcul), cette méthode a accordé aux ingénieurs en géotechniques plusieurs avantages en terme de temps et efficacité.

Le développement des codes de calculs dans le domaine de l'ingénierie se base sur une variété de langage de programmation de différentes complexités, le langage choisis dans notre tâche de travail est le VB.net (Microsoft visual basic), connu pour sa facilité d'utilisation et sa simplicité, ce logiciel de programmation nous a permis d'éviter toute les difficultés techniques rencontré par d'autres logiciels de programmation construction basique.

Les travaux présentés dans cette thèse sont structurés en cinq (04) chapitre :
Une introduction générale qui situe le contexte du sujet, son importance et le plan de travail mis en œuvre.

Chapitre 1 : Fondations superficielles reposant sur un sol élastique.

Chapitre 2 : Distribution des contraintes et analyse critique des différentes méthodes.

Chapitre 3 : Etablissement d'un code de calcul en VB.net permettant Le calcul et la Visualisation des contraintes.

Chapitre 4 : Etude comparative et paramétrique.

Chapitre 1 :
Fondations superficielles reposant sur un sol élastique.

1.1 Introduction :

La géotechnique est la science qui traite et étudies en plusieurs aspects le matériau du sol, remettant en questions plusieurs de ses caractéristiques vis-à-vis la concevabilité d'un quelconque ouvrage, cette étude englobe une partie majeure de la stabilité de toute structure, qui est l'interaction entre le sol et la fondation, cette dernière diverge en plusieurs type. On s'intéresse dans notre étude aux fondations superficielle, identifié comme la composante qui transmet au sol les efforts provenant de la structure, la fondation agis généralement en résistance contre une force verticale prédominante, sans négliger la composante horizontale de ces efforts.

Le rôle d'une fondation est de simplement transmettre les charges venant de la superstructure au sol (l'infrastructure). Afin d'achever une stabilité admissible. Cette dernière dépend lourdement de la nature du sol, qui peut être un ensemble d'agrégats à caractéristiques mécanique assez résistantes pour soutenir les charges appliquées ou bien tout simplement un substratum rocheux superficielle idéale pour implanter toute sorte de structure. Il est d'une vaste importance de noter que cette transmission de charge depuis la superstructure vers l'infrastructure diffère à cause de plusieurs paramètres, tel que : le type et la forme de la fondation à implanter, la nature du sol sur le site, la valeur et la géométrie de la charge appliquée. Notre cas d'étude se centre sur le sol a comportement élastique.

Un sol est dit élastique lorsqu'il subit une réduction de volume (ou change de forme et de volume) durant l'application de la charge, mais récupère son volume initial dès que la charge est retirée. La caractéristique la plus importante du comportement élastique du sol est que, quel que soit le nombre de répétitions de charge qui lui sont appliquées, à condition que les contraintes établies dans le sol ne dépassent pas les « contraintes d'élasticité », le sol ne se déforme pas de façon permanente.

1.2 Généralité des fondations superficielles :

Une fondation sert comme un moyen de transmettre la charge d'une structure au sol, tout en étant une structure elle-même, souvent construite en béton armé, l'ingénieur a pour tâche de d'utiliser la connaissance valable du sol et de ses propriétés mécaniques ainsi que sa réponse (réaction aux charge appliqué) pour achever une conception adéquate de fondation pour ce sol. Les fondations superficielles sont considérées comme le choix le moins cher en terme de construction, elles sont définies comme la fondation dont le rapport entre la profondeur d'ancrage et la dimension minimale du plan (la largeur) est inférieur à 2,5.

Un ingénieur géotechnicien doit s'assurer qu'une fondation satisfait les deux conditions de stabilité suivantes :

1. La fondation ne doit pas s'effondrer ou devenir instable sous aucune charge imaginable. C'est appelé « état limite ultime ».
2. Le tassement de la structure doit se situer dans des limites tolérables afin de ne pas compromettre la fonction de la structure. C'est ce qu'on appelle l'état limite de service.

Les deux exigences doivent être satisfaites. Souvent, c'est le règlement qui régit la conception des fondations peu profondes.

1.2.1 Les différents Types des fondations superficielles :

1.2.1.1 Les Semelles isolées :

Parmi les types de fondations superficielles on trouve les semelles isolées (Figure 1-1) elles sont conçues pour répartir les charges concentrées provenant d'une seule colonne (un point d'application) afin d'empêcher la rupture par cisaillement de la couche du sol porteur, ainsi que de minimiser le tassement produisant en réduisant la contrainte introduite.

La dimension de cette colonne en question, les forces régissante de la charge appliqué dessus, ainsi que leur géométrie (inclinaison et éloignement de l'axe de symétrie de la fondation) peuvent avoir un impact sur les dimensions minimales de la semelle isolé. La conception structurelle de la semelle comprend la prise en compte de la résistance au moment à la face de la colonne et dans la direction courte de la semelle, ainsi que le cisaillement et le poinçonnage autour de la colonne [1].

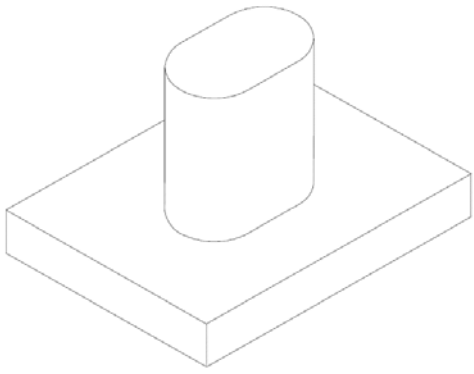


Figure 1-1 Semelle isolée (1)

1.2.1.2 Les Semelles continues :

La semelle continue est le type de fondation le plus couramment utilisé pour les bâtiments (Figure 1-2). Les semelles continues ou en bande ont généralement un rapport longueur / largeur minimum d'au moins 5 (c'est-à-dire la longueur > 5 x la largeur). Supportant une seule rangée de colonnes ou un mur porteur (voile) voir de soutènement pour réduire la pression sur les couches des matériaux porteurs. Ces semelles peuvent relier des colonnes dans une direction. Les considérations de dimensionnement et de conception structurelle sont similaires aux semelles isolées, à l'exception du fait que les conditions de déformation plane sont supposées exister dans la direction parallèle à l'axe le long de la semelle. La conception structurale de ces semelles est généralement régie par le cisaillement des poutres et les moments de flexion.

Les semelles filantes représentent le type de fondation le plus économique après la semelle isolée à une certaine profondeur, une fondation superficielle commence à se comporter comme une fondation profonde avec les mêmes besoins de construction associés. Cette profondeur limite est quelque peu arbitraire mais peut généralement être considérée comme environ deux fois la dimension là moins plane de la fondation [1].

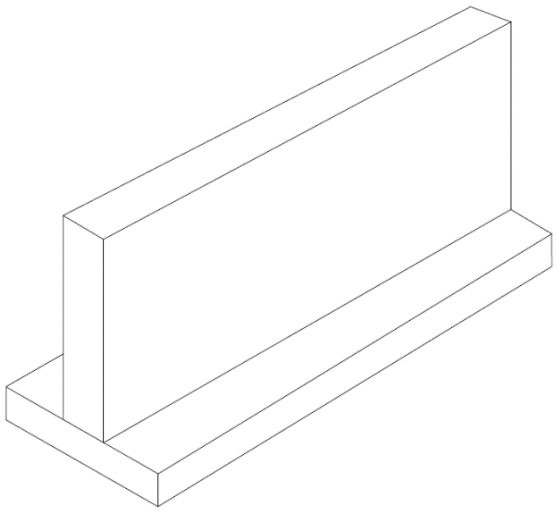


Figure 1-2 Semelle continue (1)

1.2.1.3 Les Semelles combinées (mixtes) :

Similaires aux semelles isolées mais supportant deux colonnes ou plus. Les semelles combinées sont de forme rectangulaire ou trapézoïdale (figure 1-3). Ils sont principalement utilisés lorsque l'espacement des colonnes n'est pas uniforme ou lorsque les semelles écartées isolées deviennent si étroitement espacées qu'une semelle combinée est plus simple à former et à construire. Dans le cas des culées de pont, un exemple de semelle combinée est la culée de type « déversement ». (Figure 1-4) Cette disposition a été utilisée pendant une partie de la construction initiale des autoroutes interétatiques sur de nouveaux alignements où des semelles étalées pouvaient être fondées sur des sols indigènes compétents. Des culées de déversement sont également utilisées aux croisements de cours d'eau pour s'assurer que les fondations sont en dessous du niveau d'affouillement du cours d'eau.

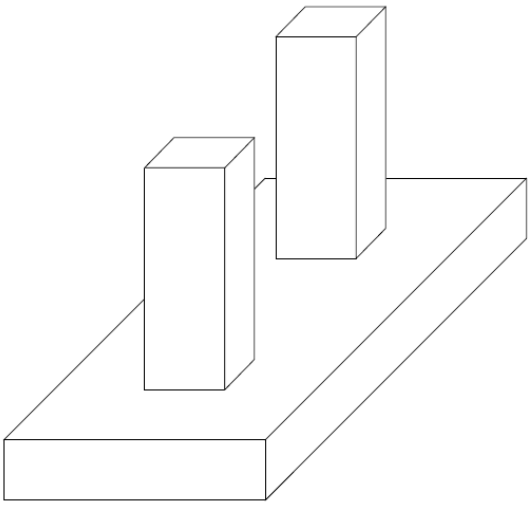


Figure 1-3 semelles combinée [1]

Il existe un certain nombre d'approches pour la conception et la construction de semelles combinées. Le choix dépend de :

- L'espace disponible
- De la répartition des charges entre les colonnes supportées par la semelle
- Des variations des propriétés du sol soutenant la semelle et de l'économie

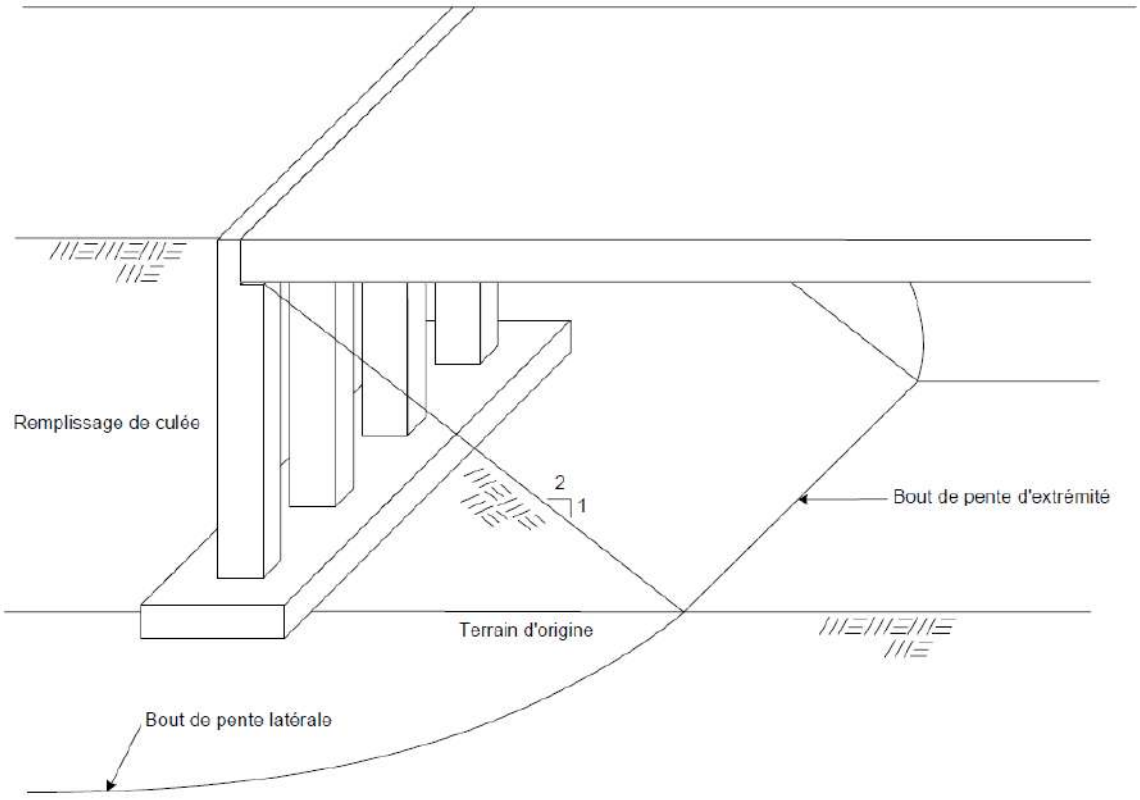


Figure 1-4 : Pilier de déversement sur une semelle filante combinée [1]

1.2.1.4 Le radier générale :

Un radier générale se compose d'une seule dalle de béton fortement renforcée, qui supporte l'ensemble ou une partie majeure de la structure. Les radiers généraux sont souvent économiques lorsque les semelles étalées couvriraient plus d'environ 50 % de la zone de plan Un radier (figure 1-5) peut supporter généralement un certain nombre de colonnes et / ou de murs dans les deux sens ou une charge uniformément répartie (comme dans le cas d'un réservoir ou silot). L'avantage principal d'un radier est sa capacité à couvrir les points faibles et à réduire les mouvements différentiels.

Les structures fondées sur des sols relativement faibles ou des structures légères peuvent être supportées économiquement sur des fondations en radier. Les charges des colonnes et des murs sont transférées aux matériaux de fondation à travers le radier. Ils répartissent les charges sur une grande surface, réduisant ainsi l'intensité des pressions de contact. Un radier est conçu avec un renforcement et une épaisseur suffisants pour être suffisamment rigides pour répartir les charges des colonnes et des murs, minimisant les tassements différentiels et tolérant des tassements uniformes plus importants. Souvent, le tapis sert également de niveau de plancher de base des structures de bâtiment[1].

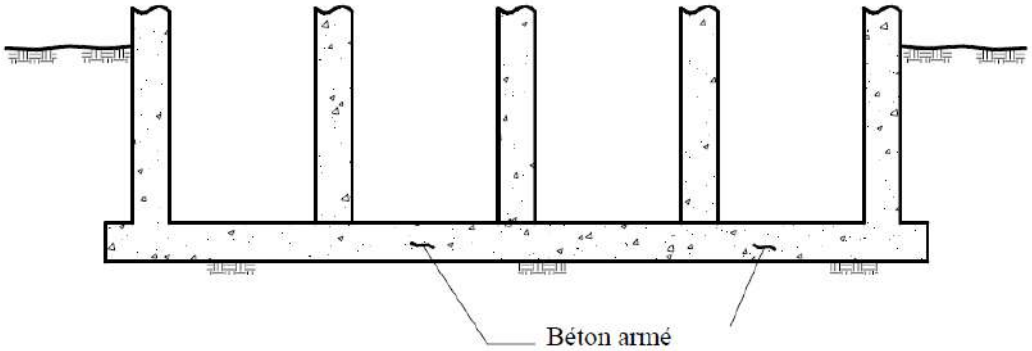


Figure 1-5 : Vue en élévation d'un radier générale typique (1)

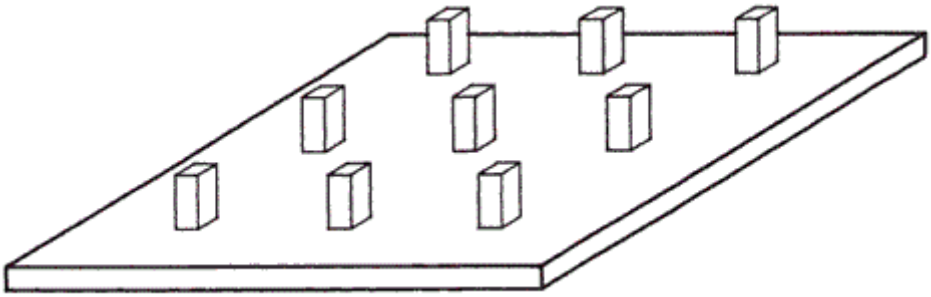


Figure 1-6 : Radier générale (1)

1.3 Choix du type de fondation superficielles :

1.3.1 Considérations Générales

Lors de la prise de décision d'utiliser une fondation superficielle on doit tenir compte d'une vérification qu'une marge de sécurité adéquate est fournie contre la défaillance du sol en dessous de la profondeur de portance (défaillance de la capacité portante), et la vérification que les déformations (tassement) dans les conditions de chargement prévues seront acceptable. Des vérifications de conception seront également effectuées pour s'assurer que la semelle ne glissera pas et qu'elle est stable (par exemple, ne se renversera pas).
Si la fondation peut répondre à ces exigences de conception fondamentales, elle doit également être constructible[1].

1.3.2 Fondation sur un sol a gros grains :

Les sols granulaires (à gros grains) ou sans cohésion sont généralement plus adaptés au support de fondations peu profondes que les sols cohérents, en particulier lorsqu'une fondation repose sur un remblai structurel. Les sols sans cohésion ont tendance à être moins sédimentaire sous les charges appliquées. Le tassement des sols grenus se produit généralement rapidement, lorsque des charges sont appliquées.
Une attention particulière devrait être accordée aux situations dans lesquelles les conditions suivantes peuvent se produire ou être présentes :

- Nappe phréatique près ou au-dessus de l'élévation de la fondation. Des conditions de sol saturé entraîneront une réduction des contraintes efficaces dans les sols supportant la semelle et une réduction associée de la capacité portante du sol. Voir la section 4.4 pour une discussion sur la théorie et le calcul des contraintes efficaces et le chapitre 5 pour les critères et considérations spécifiques de conception de fondation[1].

- Pentes abruptes près de l'élévation portante d'une semelle. Un facteur de sécurité adéquat par rapport à la stabilité globale doit être maintenu pendant la durée de vie de la structure[1].

- Présence de sols pliables. Les sols pliables sont généralement stables lorsqu'ils sont secs, mais lors du mouillage ou de la saturation, un tassement rapide (effondrement) peut se produire qui pourrait dépasser les critères de performance (tassement) de la structure. Les sols pliables sont régionaux dans leur occurrence. Le potentiel de présence de sols pliables devrait être évalué en fonction des données souterraines spécifiques au site et des connaissances et de l'expérience locales[1].

- Présence d'aléas sismiques. Les risques sismiques, y compris le potentiel de liquéfaction dans des conditions sismiques, doivent être évalués. Si la liquéfaction est possible, la stabilité dynamique de la semelle doit être vérifiée et le potentiel de tassement dynamique évalué [1].

1.3.3 Fondation sur un sol fin :

Les sols fins subissent un tassement de consolidation lorsqu'ils sont soumis à une surcharge telle que celle d'un massif (remblai) ou bien d'une fondation chargée.

Les sols fins normalement consolidés peuvent également présenter une résistance au cisaillement relativement faible lorsqu'ils sont chargés rapidement. Il s'agit d'une condition de chargement non drainée. Par conséquent, à la fois la capacité portante de ces sols et le potentiel de tassement à court et à long terme doivent être évalués dans le cadre du processus de conception préliminaire lorsque l'on envisage de soutenir une fondation peu profonde sur des sols cohérents. Ces charges appliquées peuvent induire un changement de volume important dans les sols, ceci est dû au changement de la teneur en eau de ces sols préalablement saturé. Et étant donné que ces sols cohésifs peuvent subir des augmentations et des diminutions de volume importantes à la suite de changements dans la teneur en eau, les fondations ne devraient pas être supportées sur des remblais construits avec de tels matériaux. Les argiles expansives dans des conditions naturelles peuvent également subir de grands changements de volume. Si des sols argileux sont rencontrés sur un site, le potentiel de gonflement (expansif) doit être évalué dans le cadre du programme d'investigation du site et des tests en laboratoire avant de confirmer la validité du choix des semelles filantes supportées sur les sols argileux naturels. Les sols cohésifs légèrement sur-consolidés peuvent également subir un tassement de consolidation en compression primaire (vierge) sous les contraintes appliquées par une semelle épandue. La facilité d'entretien doit être vérifiée pendant le processus de sélection du type de fondation pour s'assurer que les tassements totaux et différentiels sont dans la plage de performances acceptable pour la structure.
Les sols cohésifs fortement sur-consolidés représentent les conditions de sol cohésif les plus appropriées pour prendre en compte le support des fondations superficielles. Les argiles fortement sur-consolidées possèdent des caractéristiques de résistance relativement élevée et de faible compressibilité [1].

1.3.4 Critères Géotechniques Dans La Conception

L'ingénieur géotechnicien doit fournir une contribution au processus de conception préliminaire. Si aucune information existante sur le sous-sol n'est disponible dans la région, des sondages préliminaires peuvent être appropriés pour acquérir une compréhension générale des conditions du sous-sol sur le site. Une évaluation des conditions du sol basé sur la reconnaissance géologique et du site, complétée par des informations sur le sous-sol (soit à partir d'informations existantes ou d'explorations préliminaires), est essentielle pour la disposition et la configuration de la structure. Certaines considérations clés peuvent inclure les suivantes [1] :

1. Des conditions potentielles de sol mou ou faible peuvent être identifiées, ce qui limitera la pente des talus de talus. Pour les ponts, cela peut dicter l'emplacement des piliers et la longueur totale de la structure [1].

2. Les dangers géologiques, tels que les tremblements de terre, l'éruption volcanique, les inondations, les tsunamis, les avalanches, les glissements de terrain, les conditions de sol pliable, les sols expansifs, le potentiel de liquéfaction, etc., doivent être identifiés. La présence de l'une de ces conditions sur un site de structure peut avoir un impact significatif non seulement sur la sélection du type de fondation, mais également sur les calendriers de conception, de coût et / ou de construction[1].

1.4 Caractéristiques mécanique d’un sol élastique

Un sol est dit élastique s’il réagit de telle sorte qu’après la rétraction de toute charge appliqué (et en partant du principe que cette charge est toujours inférieur à la limite d’élasticité propre

du sol) il reprend son volume initial, et ceci après quel que soit le nombre de répétition de charge qui lui sont appliquées.

Le sol est un matériau compliqué qui se comporte de manière non linéaire et montre souvent une anisotropie et un comportement qui dépend du temps lorsqu'il est soumis à des contraintes. Généralement, le sol se comporte différemment dans le chargement primaire, et aussi suite au déchargement et rechargement. Il présente un comportement non linéaire bien inférieur à la condition de défaillance avec une rigidité dépendante des contraintes. Il subit une déformation plastique et est incohérent dans sa dilatation. subissant également une faible rigidité de déformation à des déformations très faibles et lors d'une inversion de contrainte. Ce comportement général n'était probablement pas pris en compte dans le modèle simplement élastiques parfaitement plastiques de Mohr-Coulomb [2].
En général, le critère d'évaluation du modèle de sol doit toujours être un équilibre entre les exigences de l'aspect mécanique du continuum et les exigences de la représentation réaliste du comportement du sol du point de vue des tests en laboratoire (également la commodité des paramètres de dérivation), et la simplicité dans l'application de calcul.

Il est bien connu que les sols ne sont pas linéairement élastiques et parfaitement plastiques pour toute la gamme de chargement. Cependant, Les solutions de modélisation constitutive des sols sont basées sur la loi de Hooke de l’élasticité pour décrire le comportement du sol dans des conditions de charge et de travail pour décrire le comportement du sol en état de déformation. La combinaison et la généralisation de La loi Hooke et Coulomb est formulée dans un cadre de plasticité et est connue sous le nom de modèle de Mohr-Coulomb [2].

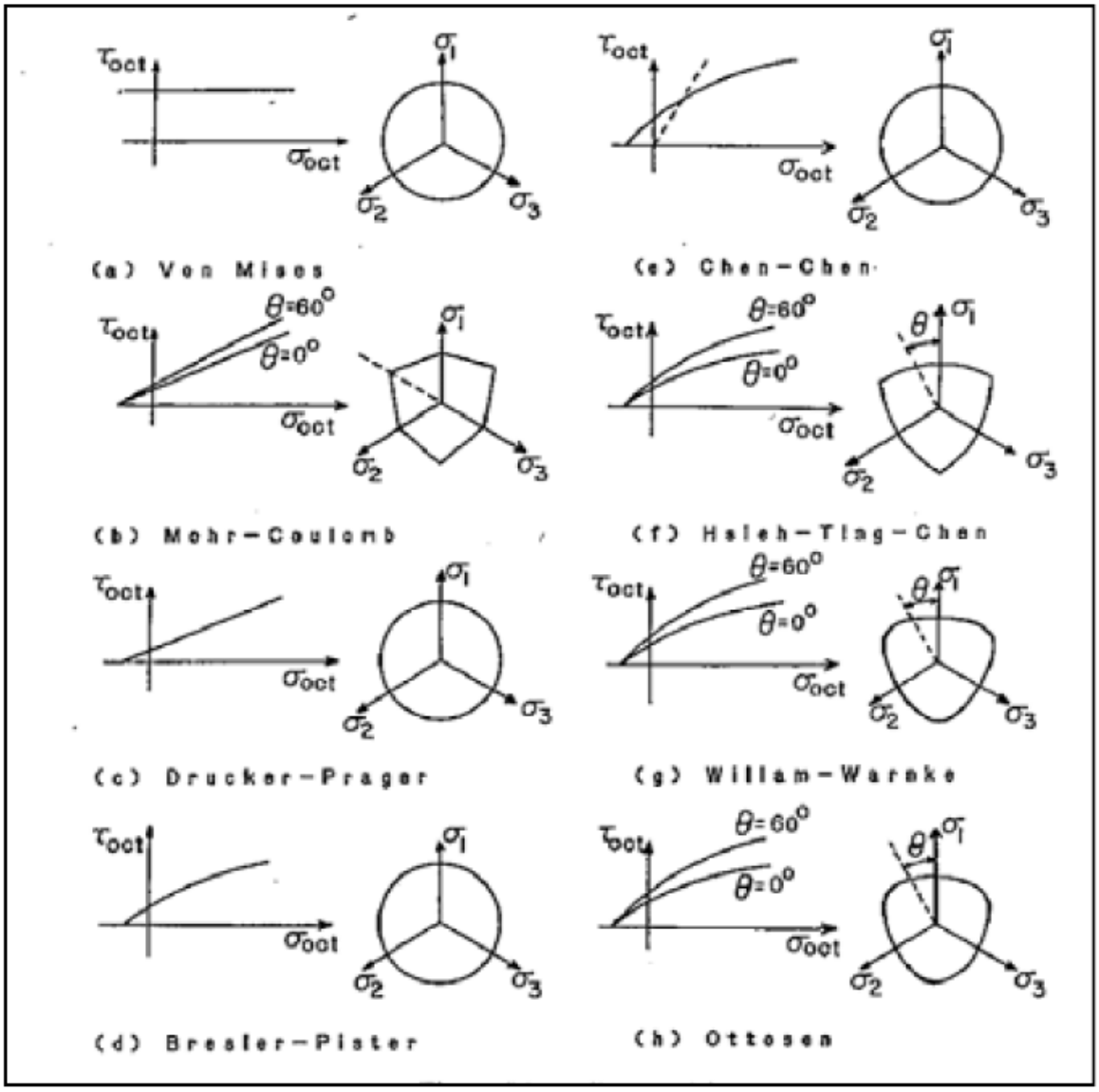


Figure 1-7 : Modèles de défaillance (Chen, 1985) [2]

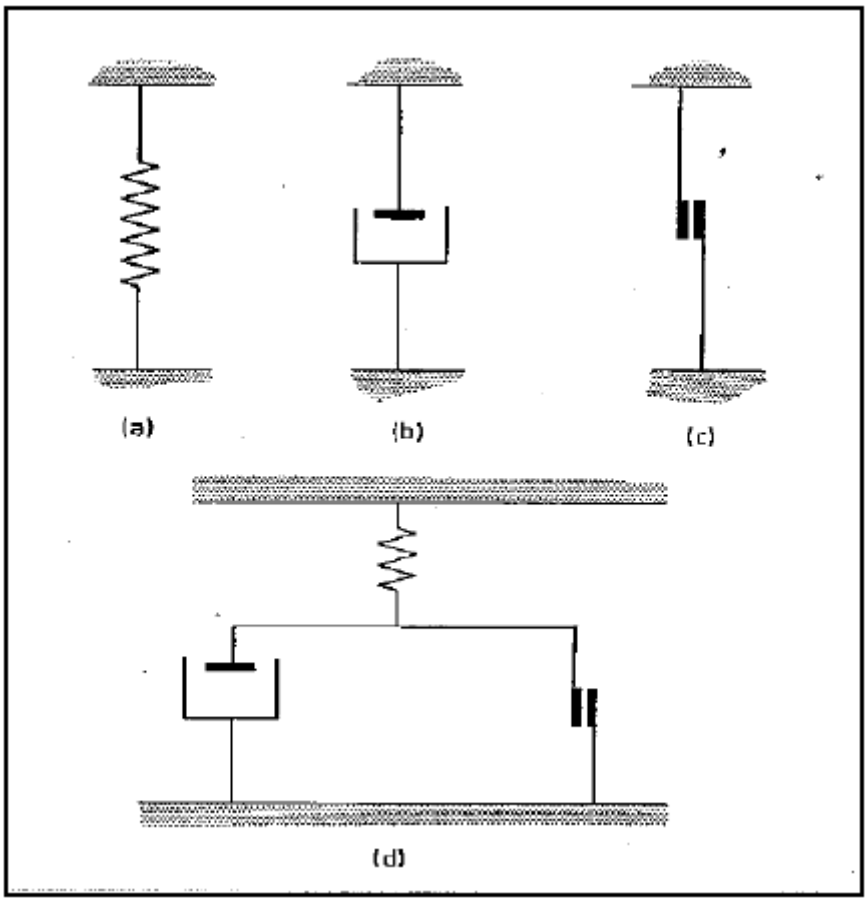


Figure 1-8 : Composants de base pour les modèles de matériaux.
(a) Élasticité linéaire / non linéaire réversible.
(b) Fluage linéaire / non linéaire du Dashpot.
(c) Résistance au plastique coulissant (en fonction de la déformation).
(d) assemblage élastique et viscoplastique. (Zienkiewicz, 1985). [2]

1.4.1 Réaction du sol au chargement :

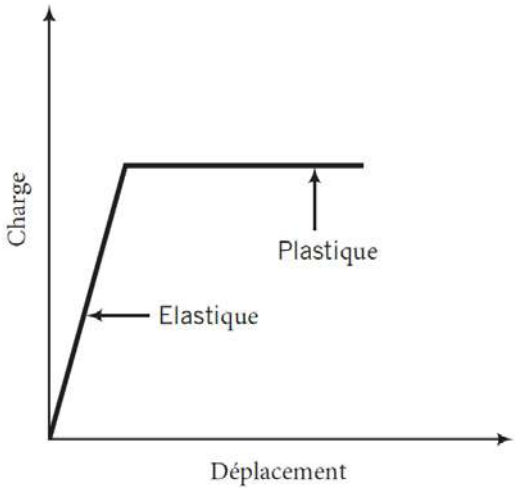
Le sol présente un comportement réactionnel spécifiquement compliqué, c'est-à-dire lors d'un chargement ou rechargement les courbes des contraintes risques de paraitre incomprise voir inhabituelle, ceci est dû à la variation des conditions expérimentales d'une expérience a une autre.

L'analyse d'une fondation reposante sur un sol est un problème de contact de deux corps a constitution bien différentes, d'où le fait que quand nous effectuons une analyse nous devons traiter le sol comme un matériau idéal tel qu'un matériau élastique ou un matériau élasto-plastique ou une matière rigide parfaitement plastique. Considérons le sol comme un matériau élastique linéaire – parfaitement plastique (figure 1-9-a) dans lequel la réponse élastique est faible. Nous supposons une semelle filante (sa longueur est beaucoup plus grande que sa largeur) emprisonne un coin de terre, et ce coin, agissant par la semelle, pousse son chemin vers le bas dans le sol. Si la semelle était circulaire, elle emprisonnerait un cône de terre.
Des charges verticales centrées sont désormais appliquées progressivement sur la semelle. Initialement, le sol répondra élastiquement. Il sera comprimé verticalement et latéralement

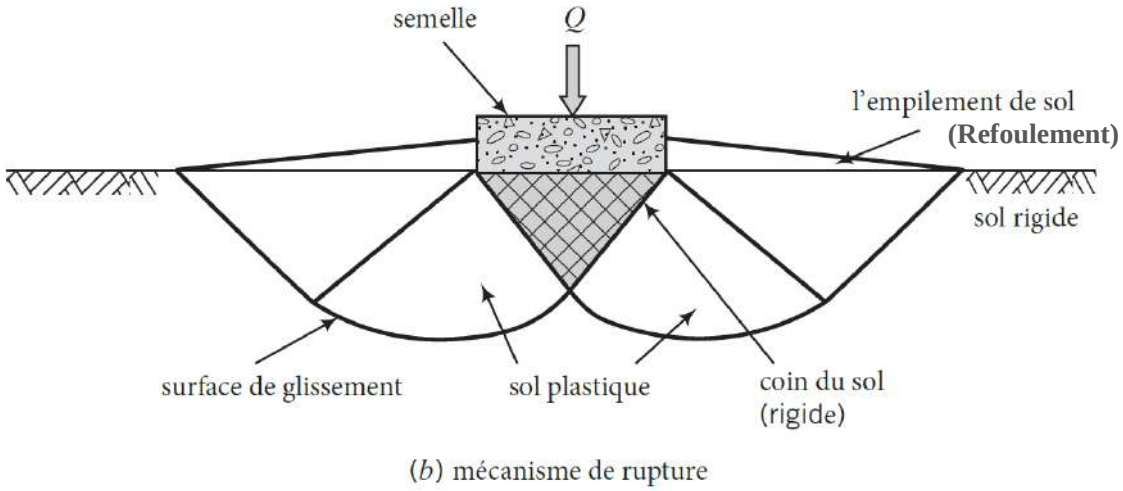
(mouvement latéral vers l'extérieur). La déformation est entièrement contenue dans le sol sous forme d'énergie stockée. Si nous devions décharger la semelle, la déformation serait récupérable. À mesure que la charge augmente, certaines régions du sol céderaient et se comporteraient plastiquement (Écoulement plastique). La pression au sommet du coin est infinie et conduit à des différences infinies dans les contraintes principales. Ainsi, il y aura une région autour du sommet qui céderait immédiatement après chargement. Si le sol était un matériau rigide parfaitement plastique, certaines régions couleraient plastiquement d'autres régions ne présenteraient aucune déformation. Nous appellerons les régions du sol qui ont atteint l'état plastique indiquer « les zones plastiques ». À mesure que plus de charges sont ajoutées, les zones en plastique augmentent et finissent par se libérer à la surface et se refoulent au sol sur les côtés de la semelle (figure 1-9-b). Il y a une phase de transition d'une réponse élastique à une réponse parfaitement plastique, le sol se comportant comme un matériau élasto-plastique et la déformation se fait essentiellement dans les directions latérales. La surface entre les zones plastiques et les zones non plastiques ou les zones non déformables (applicables aux matériaux rigides parfaitement plastiques) est appelée surface de glissement [2].

« le refoulement » est influencé par la pression des surcharges et la capacité de durcissement du Matériel. Si la semelle est incrustée dans le sol et / ou si le sol a un grand potentiel de durcissement par déformation, l'écoulement plastique qui provoque d'un « refoulement » de terre autour des bords de la semelle serait restreint, créant de fortes pressions latérales pour forcer le sol à se déplacer latéralement. Il y'aurait deux conséquences :

1-Un sol qui montrerait normalement une contrainte de cisaillement maximale en raison de la dilatance, puis ramollir serait contraint
se comporter comme un matériau durcissant, poussant la zone plastique plus loin dans la masse du sol.
2-le mécanisme de rupture illustré à la figure 1-9-b peut ne pas se développer. Par conséquent, dans cette situation, il n'y aurait pas une charge d'effondrement distincte mais une charge croissante avec une augmentation du déplacement de la semelle jusqu'à ce que l'état critique soit atteint. Généralement, cela se produirait à des déplacements intolérables. Les tests sur des semelles superficielles présentent souvent ce type de réponse par laquelle une charge de pointe ou d'effondrement n'est pas perceptible (Figure 1-9-c).

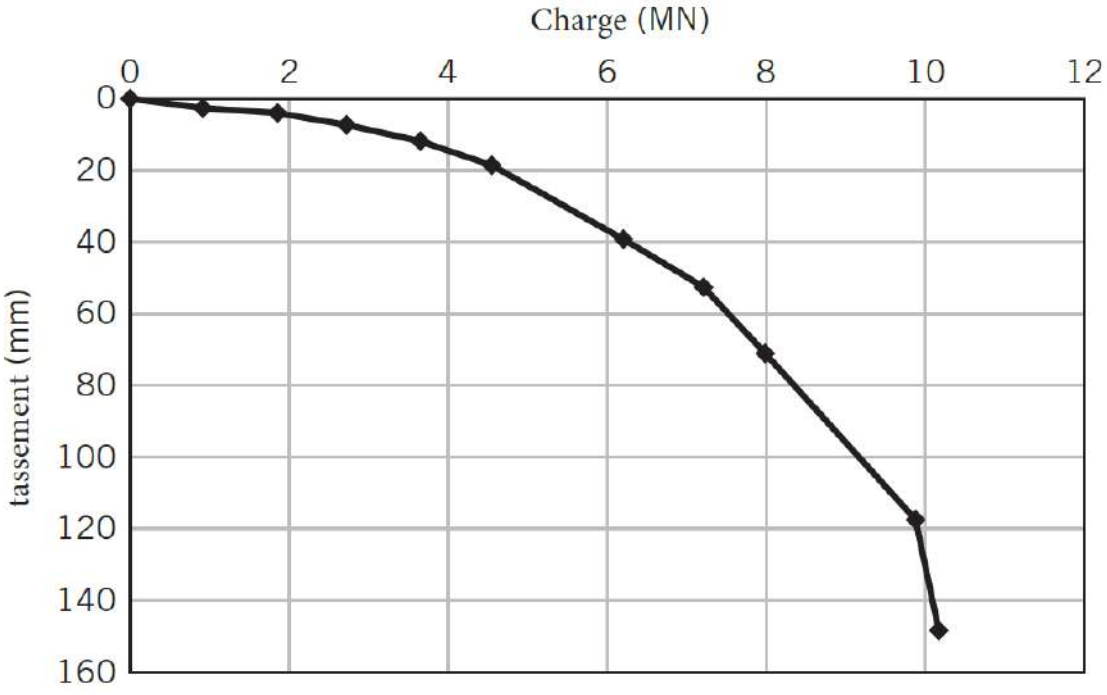


(a) réaction d'un matériau linéairement élastique parfaitement plastique a un chargement. (2)



(*b*) mécanisme de rupture

(b) Échancrure d'un coin de sol dans une réaction semelle-sol (pas de glissement sur les faces des coins et sur l'interface : semelle – sol ; glissement le long de l'épaisseur de la semelle).



(c) Résultats des essais sur le terrain d'une semelle de 3 m sur un sable. (Données de Briaud et Gibbens, 1994.)

Figures 1-9
Réaction du sol au chargement [3]

1.4.1.1 Surface de rupture conventionnelle sous une semelle

Une partie des travaux de terzaghi (1943) a consisté d'appliquer la théorie de Prandtl à une semelle filante en supposant que le sol est un matériau semi-infinité, homogène, isotrope, plastiquement rigide.

Un écoulement plastique se produirait lorsque la charge atteindrait une certaine ampleur. La surface de glissement assumée par Prandtl et adoptée par Terzaghi est illustrée à la figure 1-10-a. Deux zones plastiques se forment autour du coin rigide, chaque zone est symétrique par rapport à un plan vertical (parallèle à la longueur de la semelle) traversant le centre de la semelle. Une zone, ABD (figure 1-10-b), est un ventilateur avec des plans de glissement radiaux s'arrêtant sur un logarithmique plan de glissement en spirale. L'autre zone, ADE, est constituée de plans de glissement orientés selon des angles de 45°+ϕ'/2 et 45°-ϕ'/2 aux plans horizontal et vertical, respectivement. La zone ADE est appelé la zone passive de Rankine. Les surfaces AB et AD sont des surfaces de glissement par friction, et leurs actions sont similaires à des murs rugueux poussés dans le sol. La pression exercée est dite passive pression latérale de la terre. Si nous pouvons trouver la valeur de cette pression, nous pouvons déterminer l'ultime portance brute en considérant l'équilibre du coin ABC. Selon le critère de Mohr – Coulomb, des plans de glissement se forment lorsque les sols sont cisaillés jusqu'à la rupture. Cependant, aucun plan de glissement peut traverser la semelle rigide, de sorte qu'aucun ne peut se développer dans le sol juste en dessous de la semelle.

Le mécanisme d'effondrement illustré à la figure 1-10- c est appelé mécanisme général de rupture par poinçonnement [3].

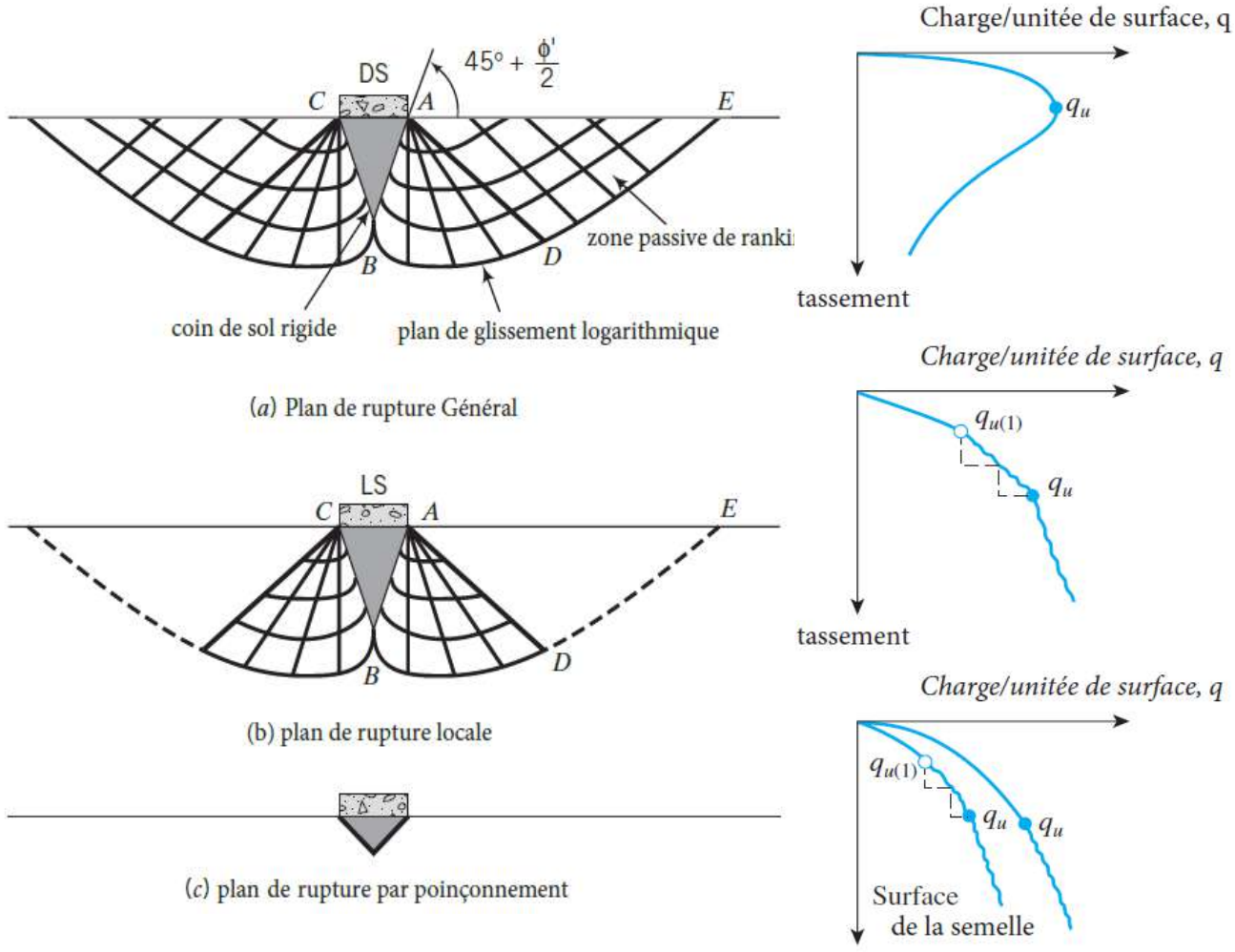


Figure 1-10
Plans de rupture sous une semelle (3)

1.5 Évaluation de la capacité portante d'une fondation superficielle :

1.5.1 Capacité portante ultime (q_u) :

C'est la charge minimale par unité de surface de la fondation qui provoque une rupture par cisaillement dans le sol sous-jacent.
Ou bien, c'est la charge maximale par unité de surface de la fondation qui peut être résistée par le sol sous-jacent sans produire de rupture par cisaillement [3].

1.5.2 Capacité portante admissible (q_{adm}) :

C'est la charge par unité de surface de la fondation qui peut être résistée par le sol sous-jacent sans aucun mouvement dangereux et si cette charge est dépassée, la rupture par cisaillement ne se produira pas dans le sol sous-jacent jusqu'à atteindre la charge ultime [3].

1.5.3 Théorie de la capacité portante de Terzaghi :

« Terzaghi » a été le premier à présenter une théorie complète pour l'évaluation de la capacité portante ultime d'une fondation grossière superficielle. Cette théorie est basée sur les hypothèses suivantes:
1. La fondation est considérée comme superficielle si ($D_f \leq B$).
2. La fondation est considérée comme une bande ou continue si ($B/L \rightarrow 0{,}0$). (Le rapport largeur / longueur est très petit et converge à zéro), et la dérivation de l'équation est à une semelle filante.
3. L'effet du sol au-dessus du fond de la fondation peut être supposé être remplacé par une surcharge équivalente ($q = \gamma \times D_f$). Ainsi, la résistance au cisaillement de ce sol le long des surfaces de rupture est négligée (Lignes a-b et c-d dans la figure ci-dessous).
4. La surface de rupture du sol est similaire à la rupture de cisaillement générale (c'est-à-dire que l'équation est dérivée pour la rupture de cisaillement générale) comme le montre la figure ci-dessous [4].

Remarque:
1. Dans des études récentes, les chercheurs ont suggéré que les fondations sont considérées comme superficielles si [$D_f \leq$ (3 à 4) B], sinon, les fondations sont profondes.
2. La valeur de (q) est toujours la contrainte effective au bas de la fondation [4].

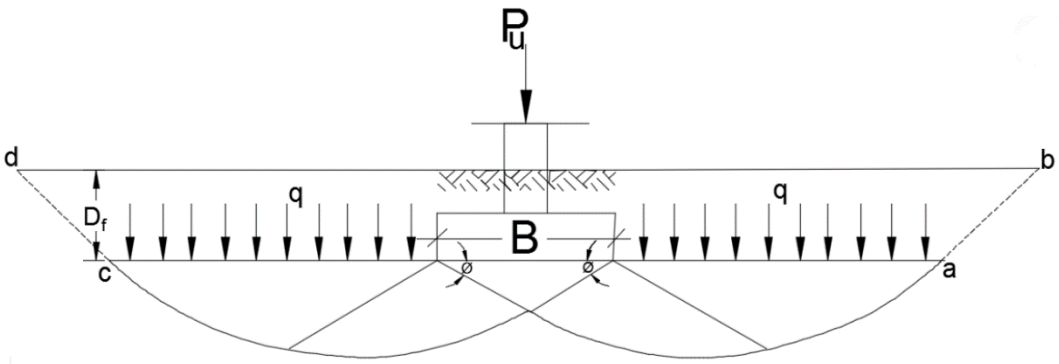


Figure 1-11
Surface de rupture conventionnelle sous une semelle (4)

1.5.4 Équations de capacité portante de Terzaghi

L'équation a été dérivée pour une semelle filante et une rupture de cisaillement générale, cette équation est :

$$q_u = cN_c + qN_q + 0.5B_\gamma N_\gamma \text{ (Pour semelle continue) ……Eq 1.1}$$

q_u= capacité portante ultime du sol sous-jacent (KN / m²)
c = Cohésion du sol sous-jacent (KN / m²) q = contrainte effective en bas de la fondation (KN / m²)
N_c, N_q, N_γ = Facteurs de capacité portante (non dimensionnels) et sont des fonctions de l'angle de frottement du sol sous-jacent, « ϕ ».
Les variations des facteurs de capacité portante et de l'angle de friction du sol sous-jacent sont données dans le Tableau ci-dessous pour la rupture générale par cisaillement [4].

Tableau 1-1
La variations des facteurs de capacité portante et de l'angle de friction du sol sous-jacent (3)

La variations des facteurs de capacité portante et de l'angle de friction du sol selon Terzaghi.

ϕ'	N_c	N_q	N_γ [a]	ϕ'	N_c	N_q	N_γ [a]
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

d'aprés "Kumbhojkar" (1993)

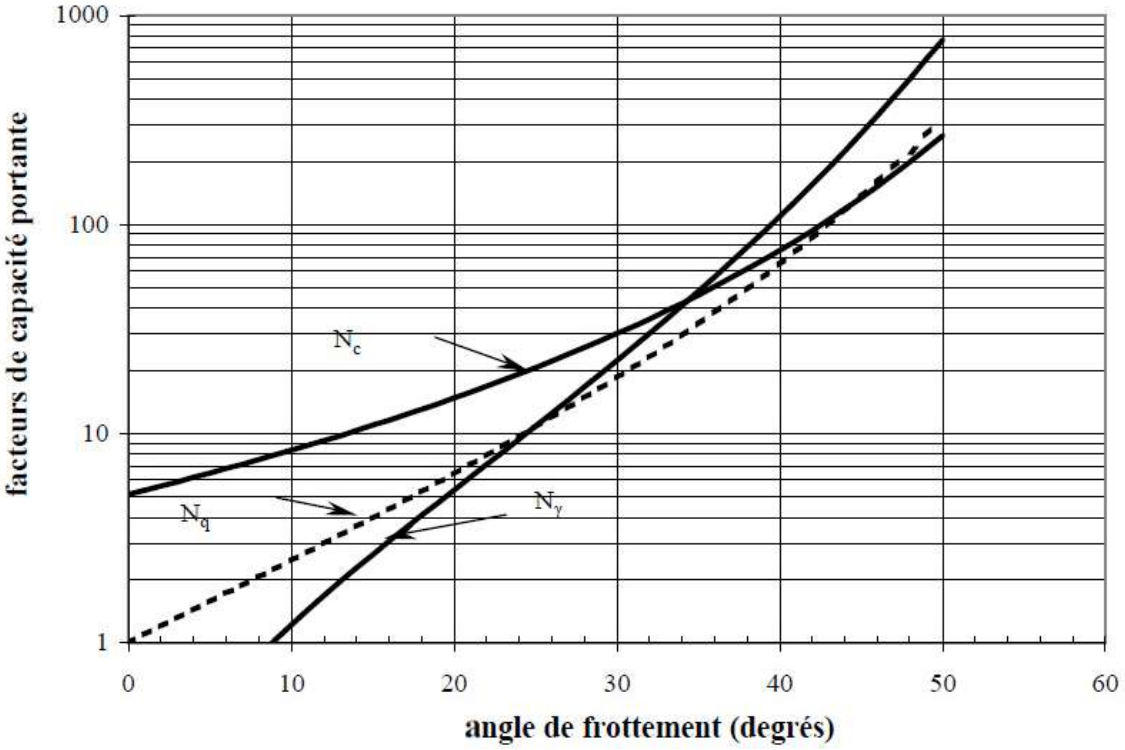


Figure 1-12
La variations des facteurs de capacité portante en fonction de l'angle de friction du sol sous-jacent (3)

Pour estimer la capacité portante ultime des fondations carrées et circulaires, L'Eq. (1.1) peut être modifiés pour [3]:

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \text{ (Fondation rectangulaire) …Eq (1.2)}$$

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \text{ (Fondation circulaire) …Eq (1.3)}$$

Dans l'Eq (1.2), B est égal à la dimension de chaque côté de la fondation.
Dans l'Eq (1.3), B est égal au diamètre de la fondation.

Les équations de capacité portante de « Terzaghi » ont maintenant été modifiées pour tenir en compte les effets de la forme de fondation (B/L), de la profondeur d'ancrage (D_f) et de l'inclinaison de la charge.
De nombreux ingénieurs concepteurs utilisent encore équation, qui fournit des résultats assez bons compte tenu de l'incertitude des conditions du sol sur divers sites[3].

1.5.5 Capacité portante ultime et service :

Pour qu'une fondation donnée fonctionne à sa capacité optimale, il faut s'assurer que la charge par unité de surface de la fondation ne dépasse pas une valeur limite, provoquant ainsi une rupture par cisaillement dans le sol. Cette valeur limite est la capacité portante ultime qu. Compte tenu de la capacité portante ultime et des incertitudes liées à l'évaluation des paramètres de résistance au cisaillement du sol, la capacité portante admissible q_{adm} peut être obtenue comme :

$$q_{adm} = \frac{q_u}{\mathrm{Fs}} \ldots\ldots \text{Eq (1.4)}$$

Un facteur de sécurité de trois à quatre (3 < Fs < 4) est généralement utilisé. Cependant, en se basant sur les conditions aux limites du tassement, il y a d'autres facteurs qui doivent être pris en compte dans le calcul la capacité portante admissible. Le tassement total S_t d'une fondation sera la somme des éléments suivants :

1. tassement élastique, ou immédiat, « S_i »
2. Tassement de consolidation primaire et secondaire « S_c » d'une couche d'argile (située en dessous du niveau des eaux souterraines) s'il est situé à une profondeur raisonnablement faible sous la Fondation.

La plupart des codes du bâtiment prévoient une limite de tassement admissible pour une fondation, peut être bien en dessous du tassement calculé, correspondante à « q_{adm} » donné par l'équation 1.4. Ainsi, la capacité portante correspondante au tassement admissible doit également être pris en considération [3].

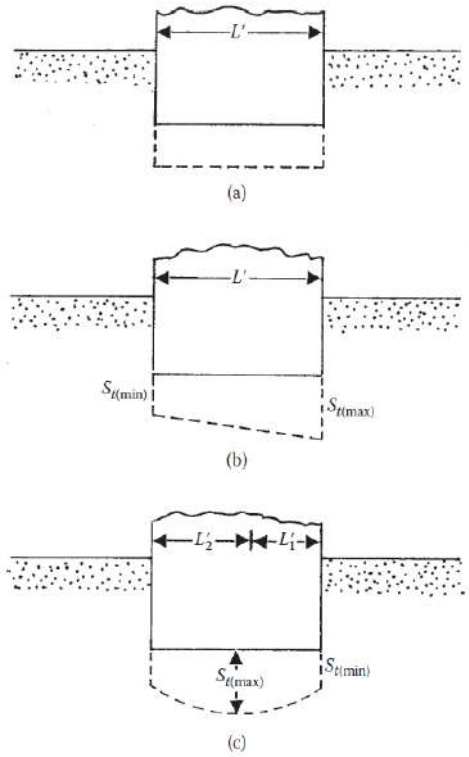


Figure 1 -13
Tassement d'une structure. a) Tassement uniforme (b) inclinaison uniforme
(c) Tassement différentiel [3]

Une structure donnée avec plusieurs fondations peu profondes peut subir un tassement uniforme (Figure 1.13 (a)). Cela se produit lorsqu'une structure est construite sur une structure très rigide. Cependant, en fonction des charges sur les différents composants de la fondation, une structure peut connaître également un tassement différentiel.
Une fondation peut subir une inclinaison uniforme (Figure 1.13 (b)) ou tassement non uniforme (figure 1.13 (c)). Dans ces cas, la distorsion angulaire « Δ » peut être définie comme :

$$\Delta = \frac{S_t(\max) - S_t(\min)}{L'} \qquad \text{(Pour un tassement uniforme) ……Eq (1.5)}$$

Et

$$\Delta = \frac{S_t(\max) - S_t(\min)}{L'_1} \qquad \text{(Pour un tassement différentiel) ……Eq (1.6)}$$

Des limites pour les tassements différentiels admissibles de diverses structures sont également disponibles dans les codes du bâtiment. Ainsi, la décision finale sur la capacité portante admissible d'un dépendra
a) de la capacité portante ultime.
b) du tassement admissible,
c) le règlement différentiel admissible pour la structure.

1.5.6 Modification des équations de capacité portante pour la nappe phréatique :

Les équations (1.2) et (1.3) donnent la capacité portante ultime, basée sur l'hypothèse que la nappe phréatique est située bien en dessous de la fondation pour avoir un quelconque effet. Cependant, si cette dernière est proche de la fondation, certaines modifications des équations de capacité portante sont nécessaire.

Cas I : Si la nappe phréatique est située de sorte que $0 < D < D_f$, le facteur q dans les équations de capacité portante prends la forme :

$$q = \textit{surcharge effective} = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w) \ldots\ldots\ldots\ldots \text{ Eq (1.7)}$$

Où :

γ_{sat} est le poids volumique saturés du sol

γ_w est le poids volumique de l'eau

La valeur de γ dans le dernier terme de l'équation doit être remplacé par « $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ »

Cas II : pour une nappe phréatique situé de façon à ce que : $0 < D < B$:

$$q = \gamma D_f$$

Cas III : Lorsque la nappe phréatique est située de façon à d ≥B, l'eau n'aura aucun effet sur la capacité portante ultime.

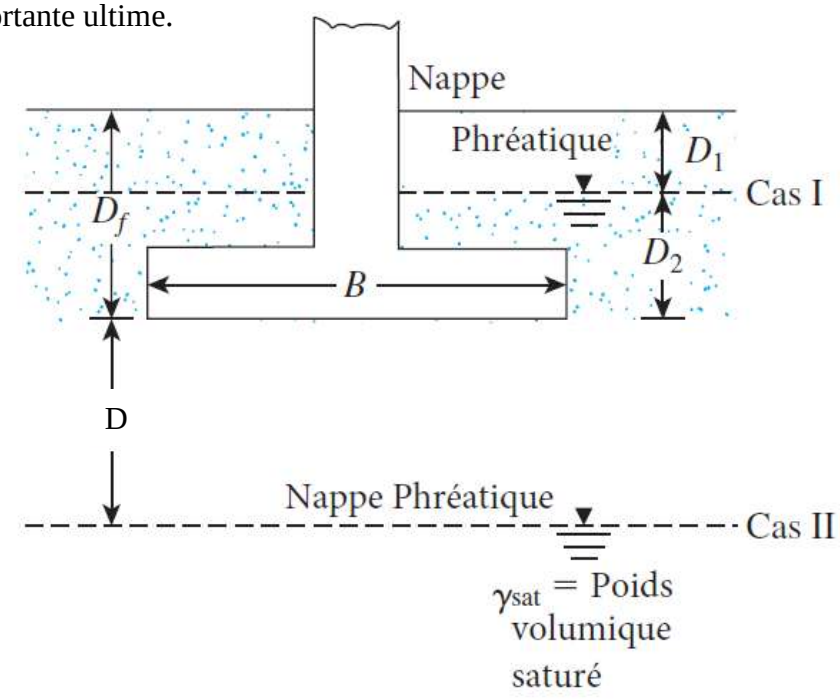


Figure 1 -14
Modification des équations de capacité portante pour la nappe phréatique [3]

1.5.7 Généralisation de l'équation de capacité portante pour une semelle de fondation superficielle :

Les équations de capacité portante ultimes (1.2) et (1.3) sont pour les semelles continus, carrées et circulaires uniquement ; sans aborder le cas des fondations rectangulaires De plus, les équations ne prennent pas de prendre en compte la résistance au cisaillement le long de la surface de rupture dans le sol au-dessus de la surface de la fondation (la partie de la surface de rupture marquée comme GI et HJ dans la figure 1.15). De plus, la charge sur la fondation peut être incliné. Pour tenir compte de toutes ces possibilités, Meyerhof (1963) a suggéré la forme suivante de l'équation générale de la capacité portante [3] :

$$q = c'N_c F_{cs}\, F_{cd}\, F_{ci} + qN_q\, F_{qs}\, F_{qd} F_{qi} + 0.5\gamma\, BN_\gamma F_{\gamma s}\, F_{\gamma d} F_{\gamma i} \ldots\ldots Eq(1.8)$$

Dans cette équation :

c'= la cohésion du sol

q= la somme des contraintes sous la fondation

γ= poids volumique du sol

B= la largeur de la fondation

Fcs, *Fqs*, *Fγs*= les coefficients de forme

Fcd, *Fqd*, *Fγd*= les coefficients de profondeur

Fci, *Fqi*, *Fγi*= les coefficients d'inclinaison de la charge appliqué sur la fondation

Nc, *Nq*, *Nγ* = les coefficients de la capacité portante (présenté dans le tableau 1-1)

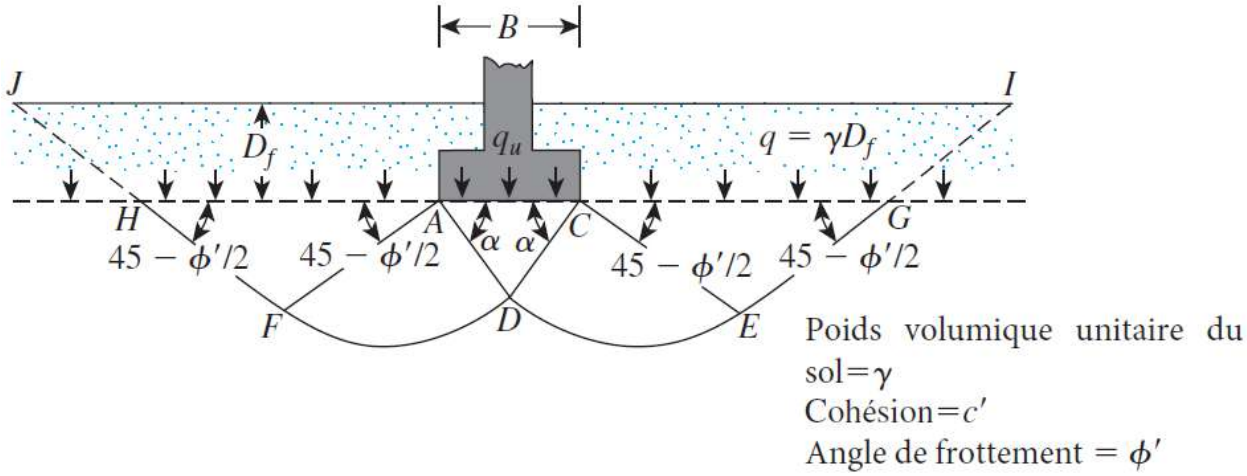


Figure 1 – 15
Défaillance de la capacité portante dans le sol sous une fondation continue rigide rugueuse (3)

1.5.8 Facteurs de forme, de profondeur et d'inclinaison :

Les facteurs de forme, de profondeur et d'inclinaison couramment utilisés sont indiqués dans le tableau 1.2 [3].

Tableau 1-2
Facteurs de forme, de profondeur et d'inclinaison [DeBeer (1970); Hansen (1970); Meyerhof (1963); Meyerhof et Hanna (1981)] (3)

Coefficient	Relation	Référence
Forme	$\mathrm{Fcs} = 1 + (\frac{B}{L})(\frac{Nq}{Nc})$ $\mathrm{Fqs} = 1 + (\frac{B}{L})\tan\varphi'$ $\mathrm{F\gamma s} = 1 - 0{,}4(\frac{B}{L})$	DeBeer (1970)
Profondeur	$\frac{Df}{B} \leq 1$ Pour $\varphi = 0$ $\mathrm{Fcd} = 1 + 0{,}4\left(\frac{Df}{B}\right)$ $\mathrm{Fqd} = 1$ $\mathrm{F\gamma d} = 1$ Pour $\varphi' > 0$ $\mathrm{Fcd} = \mathrm{Fqd} - \frac{1 - \mathrm{Fqd}}{Nc\tan\varphi'}$ $\mathrm{Fqd} = 1 + 2\tan\varphi'(1 - \sin\varphi')^2(\frac{Df}{B})$ $\mathrm{F\gamma d} = 1$ $\frac{Df}{B} > 1$ Pour $\varphi = 0$ $\mathrm{Fcd} = 1 + 0{,}4\tan^{-1}(\frac{Df}{B})$	Hansen (1970)

	$\mathrm{Fqd} = 1$ $\mathrm{F\gamma d} = 1$ Pour $\varphi' > 0$ $\mathrm{Fcd} = \mathrm{Fqd} - \frac{1 - \mathrm{Fqd}}{Nc \tan \varphi'}$ $\mathrm{Fqd} = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \tan^{-1}(\frac{Df}{B})$ $\mathrm{F\gamma d} = 1$	
Inclinaison	$\mathrm{Fci} = \mathrm{Fqi} = (1 \mp \frac{\beta^\circ}{90^\circ})^2$ $\mathrm{F\gamma i} = (1 - \frac{\beta^\circ}{\varphi'})^2$ β°= Inclinaison de la charge sur la fondation par rapport à la verticale	Meyerhof (1963) ; Hanna et Meyerhof (1981)

1.5.9 Capacité portante ultime sous Chargement excentrique (Excentricité unidirectionnelle)

Méthode de la zone effectif (Meyerhof, 1953)

En 1953, Meyerhof a proposé une théorie qui est généralement appelée la méthode de zone effectif.

Ce qui suit est une procédure étape par étape pour déterminer la charge ultime que le sol peut supporter et le facteur de sécurité contre la défaillance de la capacité portante :

Étape 1. Déterminez les dimensions effectives de la fondation (figure 1-16-a) [3]:

B'= largeur effective = B - 2e
L' = longueur effective = L

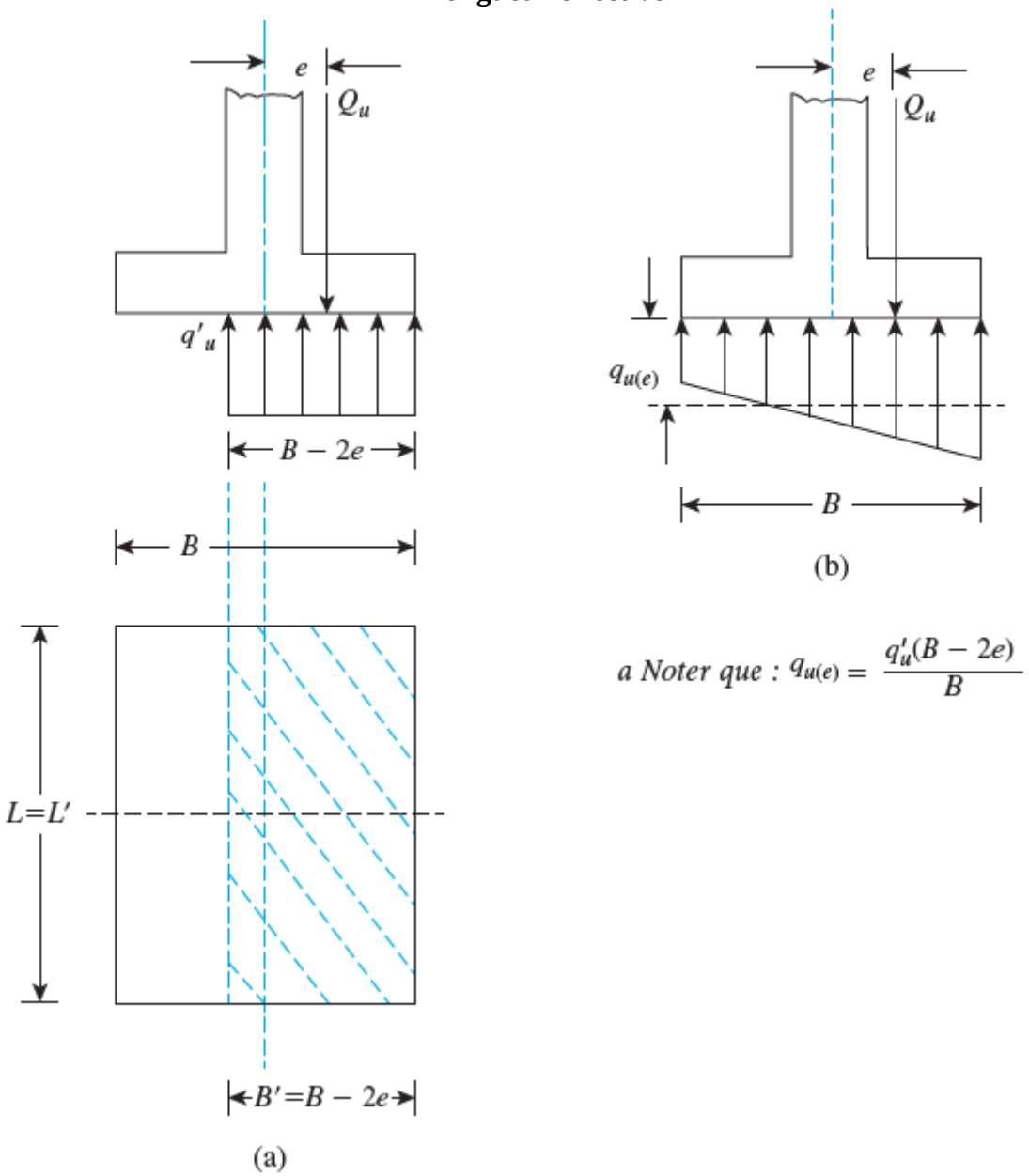


Figure 1-16 La Définition de q'$_u$ et q$_u$ (e) (3)

Notez que si l'excentricité était dans le sens de la longueur de la fondation, la valeur de L' serait égale à L - 2e. La valeur de B' serait égale à B. La plus petite des deux dimensions (c.-à-d. L'et B') est la valeur effective de la largeur de la fondation [3].

Étape 2. Utilisez l'Eq. (1.8) pour la capacité portante ultime :

$$q = c'N_c F_{cs}\, F_{cd}\, F_{ci} + qN_q\, F_{qs}\, F_{qd} F_{qi} + 0.5\gamma\, BN_\gamma F_{\gamma s}\, F_{\gamma d} F_{\gamma i} \ldots\ldots Eq(1.8)$$

Pour évaluer *Fcs'*, *Fqs'* et *Fγs'*, utilisez les relations données dans le tableau 1-2 avec efficace longueur et largeur effective au lieu de L et B, respectivement. Pour déterminer *Fcd'*, *Fqd'* et *Fγd'*, utilisez les relations données dans Tableau 1-2. Cependant, ne remplacez pas B par B'.

Étape 3. La charge finale totale que la fondation peut supporter est :

$$q_u = q'_u \overbrace{(B')(L')}^{A'} \ldots\ldots \text{Eq (1.9)}$$

Ou A'= Section effective.

Étape 4. Le facteur de sécurité contre la défaillance de la capacité portante est :

$$F_s = \frac{q_u}{q} \ \ldots\ldots\ldots \text{Eq (1.10)}$$

Il est important de noter que q'_u est la capacité portante ultime d'une fondation de largeur (B' = B – 2e avec une charge centrée (figure 1-16a). Cependant, la répartition réelle dès la r+éaction du sol à la charge ultime sera du type indiqué à la figure 1-16-b. Dans la figure 1-16-b, q_u (e) est la charge moyenne par unité de surface de la fondation. Donc [3],

$$q_{u(e)} = \frac{q'_u(B-2e)}{B} \ldots\ldots\ldots \text{Eq (1.9)}$$

1.6 Conclusion :

Ce chapitre traite en partie majeure les différents types des fondations superficielles, bien que divers les fondations superficielles restent le choix le plus abordé par les ingénieurs en qualité des avantages qu'elles apportent tel que : la simplicité de la conception, l'économie et la facilité de construction...etc.

Il existe plusieurs types de fondation superficielle sur lesquels un ouvrage peut se poser. Le choix d'un certain type est d'abords une question de sécurité puis d'économie. Ceci dit la procédure de choix souvent dépends d'autres facteurs comme la situation et les enjeux vis-à-vis la qualité de la construction et l'environnement, (parfois les difficultés de la construction d'une semelle représentent des risques sur l'intégralité de l'ouvrage). le rôle de l'ingénieur est de soigneusement prendre en compte ces différents facteurs lors de son étude.

Chapitre 2. Distribution des contraintes.

2. Introduction :

A la fois primordial et essentiel, l'étude de la conception d'une fondation nécessite le calcul estimatif de la capacité portante du sol support, par cela on entend la capacité du sol à supporter une certaine charge appliquée, cela dit cette charge appliquée diffère dans sa manière de distribution, d'un ouvrage à l'autre pour plusieurs raisons, il est donc nécessaire d'étudier la distribution des contraintes admises au sol après l'application de la charge, car certes la charge à la surface est plus importantes qu'à la charge en profondeur mais cela n'empêche pas le fait que cette charge relativement moins importantes peut avoir un impact sur la disposition des grains de sols et donc la résistance au cisaillement ou bien à d'autres désordre de ce sol en question.

Ce chapitre traite le calcul des contraintes dans les sols à différentes profondeurs dues au chargements à la surface.

Toute construction d'une fondation entraîne une large modification des contraintes, généralement une augmentation nette dans ces contraintes. L'augmentation de la contrainte dans le sol dépend de la charge par unité de surface à laquelle la fondation est soumise, la profondeur sous la fondation à laquelle l'estimation de la contrainte est souhaitée, et bien d'autres facteurs. Il est nécessaire d'estimer l'augmentation de la contrainte verticale dans le sol qui se produit à cause de la construction d'une fondation permettant de calculer le tassement. L'estimation des contraintes verticales en tout point d'une masse de sol due à une charge externe est essentiel à la prévision des tassements d'un ouvrage. Selon la théorie élastique, il existe des rapports constants entre les contraintes et les déformations. Pour que la théorie soit applicable, la véritable exigence n'est pas que le matériau soit nécessairement élastique mais qu'il doit y avoir des rapports constants entre les contraintes et les déformations correspondantes.

2.1 Les contraintes initiales (Distribution des contraintes dues aux poids propre des terres)

Avant l'imposition des charges le sol est considérer au repos, donc ses caractéristiques physiques telles que l'indice des vides et la masse volumique, ses propriétés mécaniques tels que la résistance au cisaillement, dépendent de la force résultant de son poids propre, cette dernière tend à rapprocher les grains solides et à réduire les vides. Le poids du sol augmente avec la profondeur. Reparti sur une unité de surface a une profondeur donnée. Il correspond à la pression ou contrainte initiale dans le sol.
Selon le système international, les contraintes s'expriment en kPa ou kN/m2.

A une profondeur donnée, la contrainte initiale dans un sol varie dans le temps selon l'histoire géologique : elle augmente lorsque de nouveaux sédiments se déposent en surface et elle diminue quand il existe une érosion. On peut même tenir compte de la réduction de la contrainte initiale provoquée par une excavation : le dépôt excavé ayant déjà supporter un certain niveau de contrainte, pourra supporter de nouveau sous la forme d'une charge ou une pression équivalente à celle de la réduction, sans pour cela montrer de tassement important.

Les contraintes initiales sont donc celles qui résultent du seul effet du poids du sol. Lorsque le calcul de ces contraintes prend en considération le poids volumique total du sol, y compris le poids de l'eau présente dans les vides, on parle de contraintes totales [5].

2.2 Les contraintes totales :

La figure (2-1) illustre l'état des contraintes verticales et horizontales totales qui s'exercent sur un élément unitaire de sol. A une profondeur z, la contrainte verticale totale (σ_v) équivalente au poids du sol au-dessus du niveau z réparti sur la surface de l'élément unitaire. On calcule ce poids en multipliant le poids volumique total du sol (γ) par le volume de sol au-dessus du niveau z [5]:

$$\text{Poids} = \gamma \times l_1 \times l_2 \times z \text{ (Kn)}$$

$$\sigma_v = \frac{\gamma \times l_1 \times l_2 \times z}{l_1 \times l_2} \text{ (Kn/m}^2\text{=Kpa)}$$

En simplifiant, on obtient : $\sigma_v = \gamma \times z$……Eq 2.1

Avec :

l_1 = Longueur unitaire

l_2 =Longeur unitaire

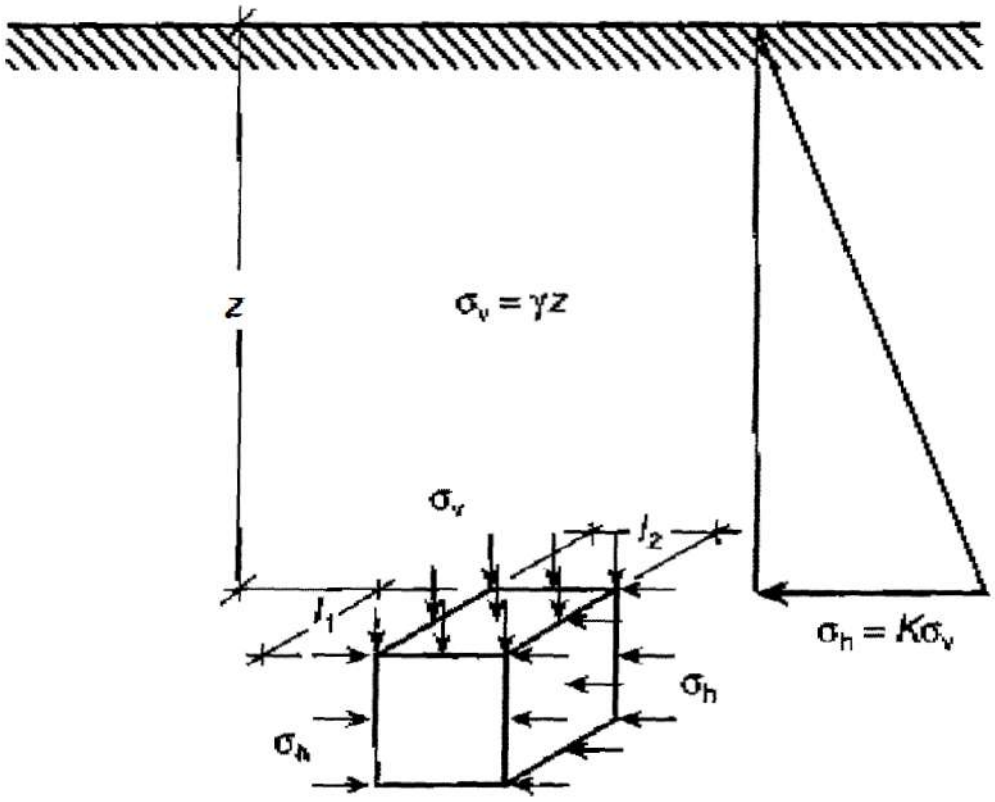


Figure 2-1

Contraintes totales agissant sur un élément de sol.(5)

Pour connaitre la contrainte verticale totale en un point, lorsque les couches de sol ne sont pas de même nature ou présentent des degrés de saturation différents on utilise la formule suivante :

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^{n} \gamma i \; zi \quad \text{..... Eq 2.2}$$

Ou n = nombre de couches de différentes natures

Z = épaisseur des couches

Sous la pression verticale, l'élément de sol de la figure 2-1 tend à se comprimer et cherche à s'étirer horizontalement. Comme il est confiné dans son milieu, la déformation horizontale est limitée, et le confinement engendre une contrainte horizontale totale directement proportionnelle à la contrainte verticale totale [5].

Le rapport entre les deux s'exprime par le coefficient de pression des terres connu comme, K ;

$$K = \frac{\sigma h}{\sigma v} \quad \text{.....Eq 2.3}$$

Ce coefficient n'est cependant pas constant pour un dépôt donné, car les contraintes totales varient selon les fluctuations du niveau de la nappe phréatique.

2.2.1 Les contraintes effectives et la pression interstitielle :

Le sol est poreux, ceci indique que les vides se saturent au gré des variations du niveau de la nappe phréatique. Une fois noyé dans l'eau interstitielle, l'élément de sol est allège d'un poids équivalant au poids volumique de l'eau multiplié par son propre volume. Ainsi, la pression dans le sol est réduite par la saturation, puisque les particules de sol sont plus légères dans un milieu saturé. Ainsi, l'élément de sol de la figure 2-2 subit une pression verticale totale correspondante au poids du sol au-dessus de la nappe phréatique (γ_i) sur une profondeur Z_w plus le poids du sol saturé (γ_{sat}) sous la nappe, c'est-à-dire [5]:

$$\sigma_v = \gamma_i z_w + \gamma_{sat} (z - z_{w'}) \text{.....Eq 2.4}$$

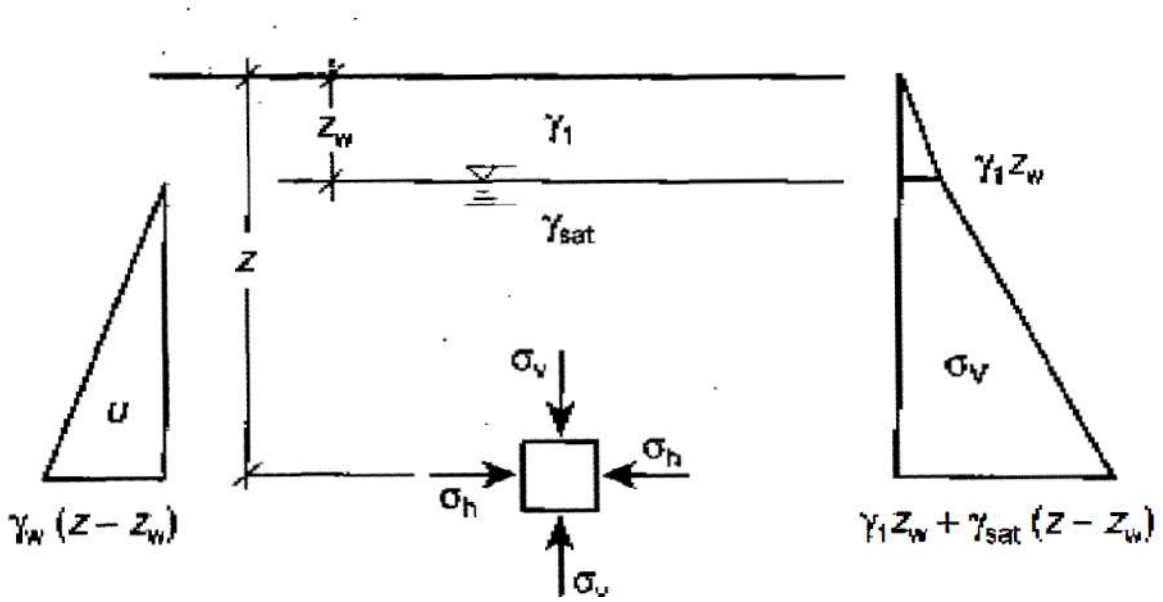


Figure 2-2

Contraintes dans un dépôt de sol sature. (5)

Or. Afin de tenir compte de l'effet de la saturation, on doit exprimer la pression qui s'exerce aux points de contact entre les particules du sol sous la nappe phréatique au moyen du poids volumique déjaugé [5] :

$$\gamma' = \gamma_{total} - \gamma_w \text{.....Eq 2.5}$$

La contrainte diminuée de la poussée d'Archimède s'appelle **contrainte effective** (σ'_v). Ainsi, dans l'exemple de la figure 2-2, la contrainte effective à la profondeur z s'exprime de la façon suivante [5] :

$$\sigma'_v = \gamma_i z_w + (\gamma_{sat} - \gamma_w)(z - z_w)$$
$$\sigma'_v = \gamma_i z_w + \gamma'(z - z_w) \ldots\ldots\ldots \text{Eq 2.6}$$

A une profondeur donnée, la différence entre les contraintes totales et effectives correspond à la pression interstitielle de l'eau (u) [5].

$$u = \sigma_v - \sigma'_v \ldots\ldots\ldots \text{Eq 2.7}$$

La pression interstitielle est la pression engendrée par la hauteur d'eau à un niveau donné. Une élévation de la nappe phréatique l'augmente et réduit la contrainte effective ; inversement, un abaissement la réduit et augmente la contrainte effective. Puisque cette dernière s'exerce aux points de contact entre les particules, cela peut entrainer un tassement rapide dans les sols pulvérulents et lent clans les dépôts de sols cohérents [5].

A la figure 2-2 :

$$u = \gamma_w (z - z_w) \ldots\ldots\ldots \text{Eq 2.8}$$

il est plus facile de calculer la contrainte effective en soustrayant la pression interstitielle de la contrainte totale, car cette dernière dépend du poids volumique total du sol, qu'il soit sature ou non[5].

$$\sigma'_v = \sigma_v - u \ldots\ldots\ldots \text{Eq 2.9}$$

En outre, puisqu'on définit la contrainte effective comme celle qui s'exerce effectivement entre les grains de sol, il sera plus pratique d'y avoir recours pour exprimer la fraction de la contrainte verticale traduite en contrainte horizontale [5] :

$$\sigma'_h = k_0 \sigma'_v \ldots\ldots\ldots \text{Eq 2.10}$$

Dans ce cas, le facteur k_0. Ou coefficient de pression des terres au repos, est indépendant de la pression interstitielle. Toutefois, ce coefficient dépend de l'histoire géologique du dépôt de sol. Selon Roy E. Hunt. Dans les dépôts de sable ou de gravier ainsi que dans les dépôts d'argile n'ayant Jamais été surchargés, la valeur de k_0 est de l'ordre de 0,4 à 0,5, et on peut l'augmenter artificiellement jusqu'à 1,0 ou 1,5 par compactage mécanique. Dans le cas des dépôts d'argile ayant connu de fortes pressions dans le passé, la valeur de k_0 peut varier de 0,5 à 3 et peut même être amenée a 6 par compactage mécanique [5].

Le principe de conversion d'une contrainte verticale en pression horizontale s'applique, entre autres, à l'étude de la stabilité des pentes, au calcul des forces de poussée latérale agissant contre les ouvrages de soutènement et au calcul de la friction latérale des pieux [5].

2.3 Les contraintes dues au chargement

2.3.1 Pressions sous une fondation

La pression verticale à la surface de contact entre le fond de fondation et son matériau de base (sol ou roche) est appelée pression de contact ; et le tassement induit est appelé tassement par contact [6].

La répartition de la pression de contact et le tassement du contact sous les fondations peu profondes chargées symétriquement sont en fonction du type de matériau de base, de la consistance ou de la densité du sol ou de la qualité de la roche et de la rigidité relative du matériau de base et de la fondation. Pour les cas limites de rigidité, c'est-à-dire les fondations parfaitement flexibles ou parfaitement rigides, la répartition des pressions de contact et des tassements pour les sols sans cohésion (sables) et les sols cohésifs (argiles) est la suivante :

Considérons une semelle flexible portant une charge uniformément répartie à la surface d'un sol sans cohésion (figure 2-3). Il existe une distribution uniforme de la pression de contact, tandis que le tassement de contact n'est pas uniforme. Le bord extérieur de la semelle subit un tassement relativement important par rapport à celui du centre, comme le montre la courbe en pointillés. Au-dessous du centre de la semelle, le tassement est petit car le sol développe une force et une rigidité dès qu'il est chargé par la semelle [6].

Pour une semelle rigide reposant sur une surface de sol sans cohésion, le tassement doit être uniforme. Dans les sols sans cohésion, pour qu'un tassement uniforme se produise, il doit y avoir une pression relativement importante sous le centre de la semelle et aucune pression au bord (figure 2-4a). Si la pression moyenne est relativement faible ou si la largeur de la semelle est grande, la distribution de pression non uniforme est quelque peu plus plate sur la partie centrale de la semelle (figure 2-4b) [5].

Pour les semelles rigides placées dans un dépôt de sol sans cohésion sous la surface du sol, il y a une certaine résistance sous le bord de la semelle, par conséquent, la pression n'est pas nulle sur les bords (figure 2-4c). Pour les semelles rigides très profondes sur sable, la distribution de la pression de contact peut être plus semblable à celle discutée ci-dessous pour les semelles rigides dans les sols cohésifs [6].

Considérez une semelle flexible uniformément chargée sur un sol hautement cohésif. La distribution de la pression de contact est uniforme, mais la distribution résultante de la contrainte de compression par contact (tassement par contact) sous la semelle montre un modèle de parabole avec un tassement maximum au centre (figure 2-5). En effet, la plus grande contrainte sous le centre de la semelle dans les couches horizontales souterraines, comme celle illustrée, doit provoquer une plus grande contrainte de compression à cet endroit [5].

Pour une semelle rigide sur un sol très cohésif, le tassement par contact doit être uniforme, alors que la distribution de la pression de contact ne l'est pas ; il est beaucoup plus grand sur les bords que sur le centre (figure 2-6) [6].

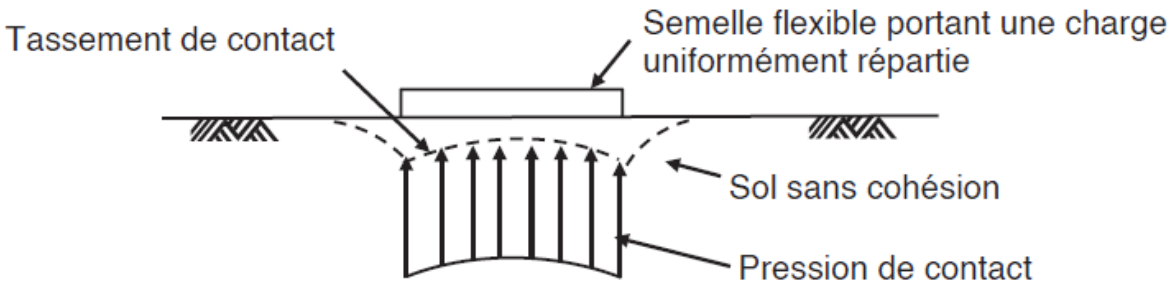


Figure 2-3

Répartition de la pression de contact et établissement du contact sous une semelle flexible uniformément chargée
sur un sol sans cohésion.(6)

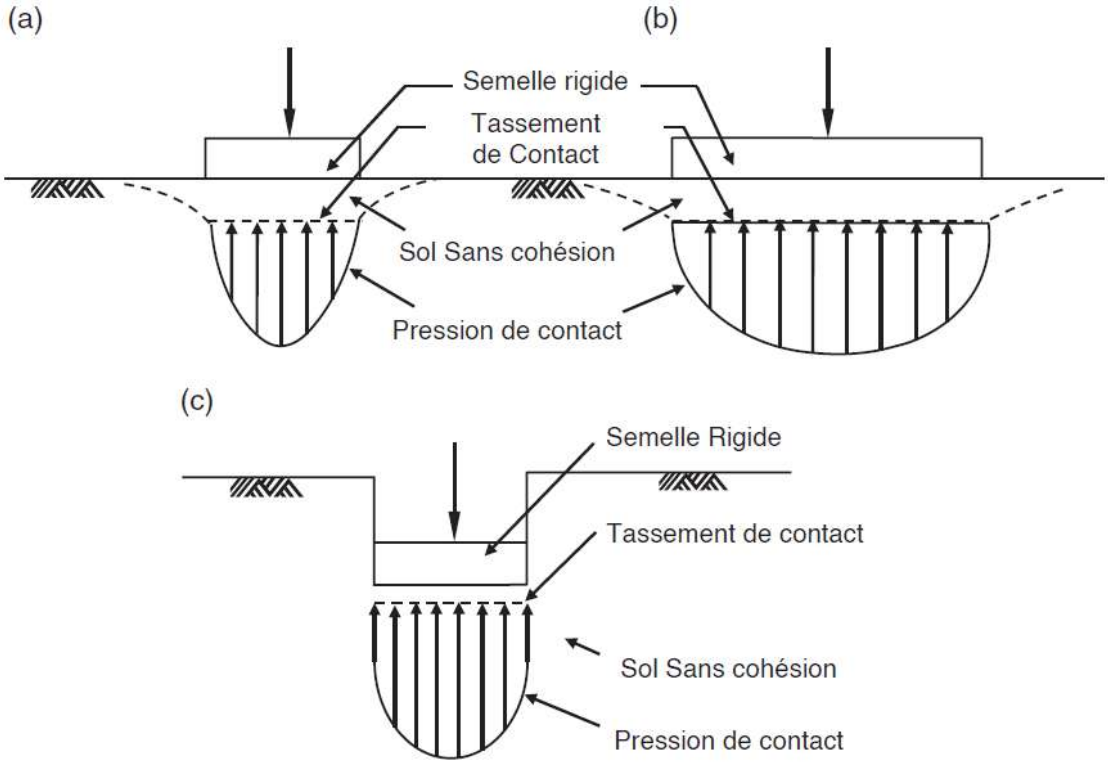


Figure 2-4

Tassement des contacts et répartition de la pression sous une semelle rigide placée (a), (b) sur la surface de
sol sans cohésion (c) dans un sol sans cohésion. (6)

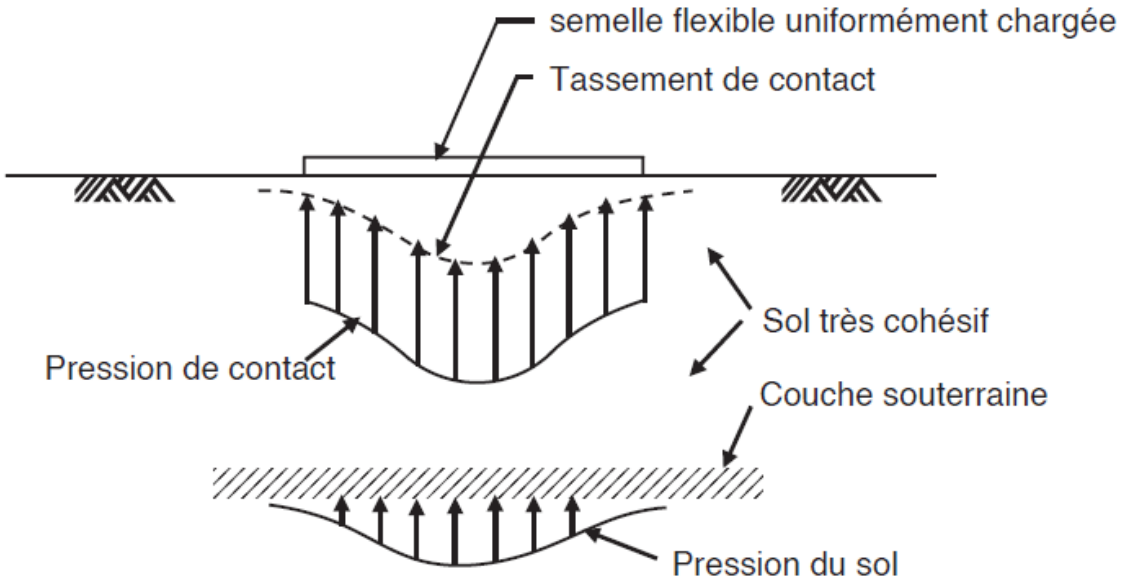


Figure 2-5

Répartition de la pression de contact et établissement du contact sous une assise flexible sur une surface de sol cohérent. (6)

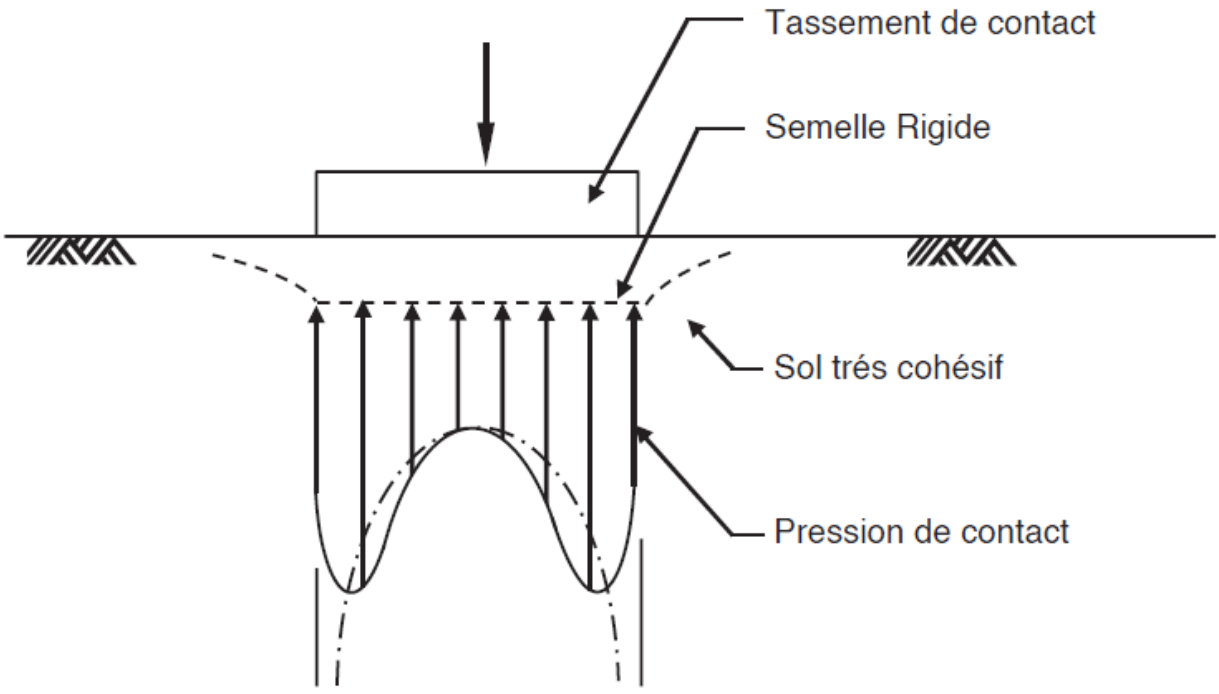


Figure 2-6

Répartition de la pression de contact et établissement du contact sous une semelle rigide sur une surface de sol cohérent. (6)

2.4 Méthodes analytiques de calcul de contraintes sous une fondation :

2.4.1 Généralité

La connaissance des contraintes en un point d'une masse de sol est nécessaire pour l'analyse de tassement des fondations, l'analyse de la stabilité de la masse du sol et la détermination des pressions terrestres. Les Contraintes dans un dépôt de terre sont dues au poids du sol lui-même, peuvent être appelées contraintes géostatiques, et en raison des charges externes appliquées, telles que les charges de fondation, peut-être appelées contraintes induites. Dans les problèmes d'ingénierie des sols, les contraintes géostatique sont importantes ; contrairement à de nombreux autres problèmes de génie civil dans lesquels les contraintes dues au poids propre sont relativement petites, comme dans la conception d'une superstructure en acier. Dans une masse de sol chargée, les deux la contrainte normale σ et la contrainte de cisaillement τ peuvent exister. Les contraintes horizontales normales sont généralement représentées par les variables σx et σy, et la contrainte verticale normale par σz. Les contraintes normales, en réalité, sont presque toujours compressif. Les ingénieurs géotechniciens utilisent des contraintes de compression positives tandis que les contraintes de la traction sont considérées négatif [6].

Concernant les contraintes géostatiques, les ingénieurs de fondations sont plus intéressés par la contrainte de compression verticale. La contrainte verticale totale σz et la contrainte effective σz' à une profondeur z sous le sol la surface peut être calculée comme suit :

$$\sigma z = \gamma z \text{ et } \sigma' z = \gamma z - u = \gamma' z \text{…….. Eq 2.11}$$

Où « u » est la pression de l'eau interstitielle du sol, « γ » est le poids unitaire total moyen du sol et « γ » est le poids unitaire effectif.

Généralement, l'unité du poids d'un dépôt de sol naturel augmente avec la profondeur en raison du poids du sol au-dessus. Par conséquent, là le poids unitaire du sol ne peut pas être considéré comme constant. Pour cette raison, la contrainte verticale géostatique peut être exprimé en

$$\sigma z = \int_0^z \gamma dz \text{…….. Eq 2.12}$$

Pour les sols stratifiés à poids unitaire variable, la contrainte verticale est donnée par :

$$\sigma z = \gamma_1 \Delta z_1 + \gamma_2 \Delta z_2 + \ldots + \gamma_n \Delta z_n = \Sigma \gamma \Delta z \text{…….. Eq 2.13}$$

2.4.2 Contrainte verticale due à une charge concentrée

La Contraintes normales et la contrainte de cisaillement en un point d'une masse semi-infinie homogène, isotrope et élastique, en raison d'une charge ponctuelle concentrée sur la surface de la masse, (déterminée par Boussinesq (1883)). En conséquence, l'augmentation de la contrainte verticale σz en tout point A due à une charge ponctuelle Q (figure 2-7) est donnée par :

$$\sigma z = \frac{3Q}{2\pi z^2} \frac{1}{[1+(r/z)^2]^{5/2}} \text{ (I) ..... Eq 2.14}$$

$$I = \frac{1}{[1+(r/z)^2]^{5/2}} \text{..... Eq 2.15}$$

L'équation (2.14) est universellement connue sous le nom d'équation de Boussinesq.

La forme de variation de σz avec z et r est illustrée à la figure 2-8. Le côté gauche de la figure montre la variation de σz avec z sur la verticale à travers le point d'application de la charge V (c'est-à-dire pour r = 0). Le côté droit de la figure montre la variation de σz avec trois valeurs différentes de z. Il doit être clair que ces contraintes verticales ne comprennent pas la contrainte verticale due au poids propre du terrain surchargé.

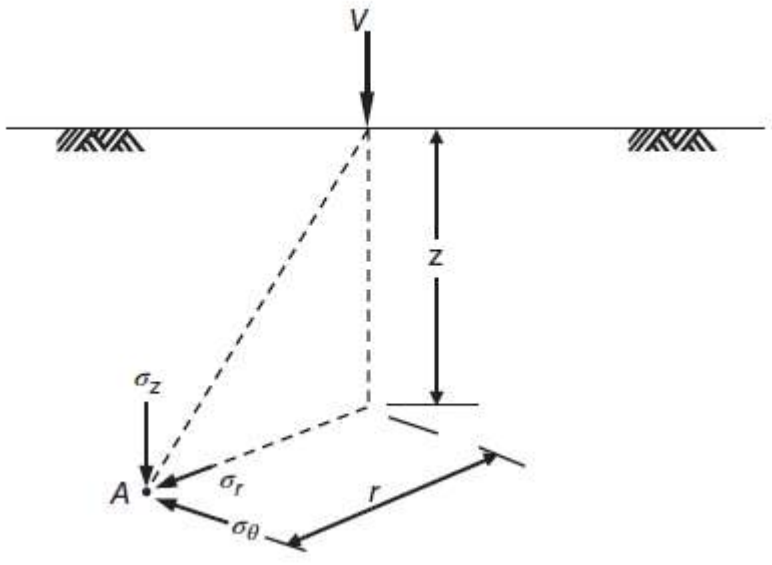


Figure 2-7

Contraintes au point A de profondeur z en dessous de la surface du sol sous l'action d'une charge ponctuelle. (6)

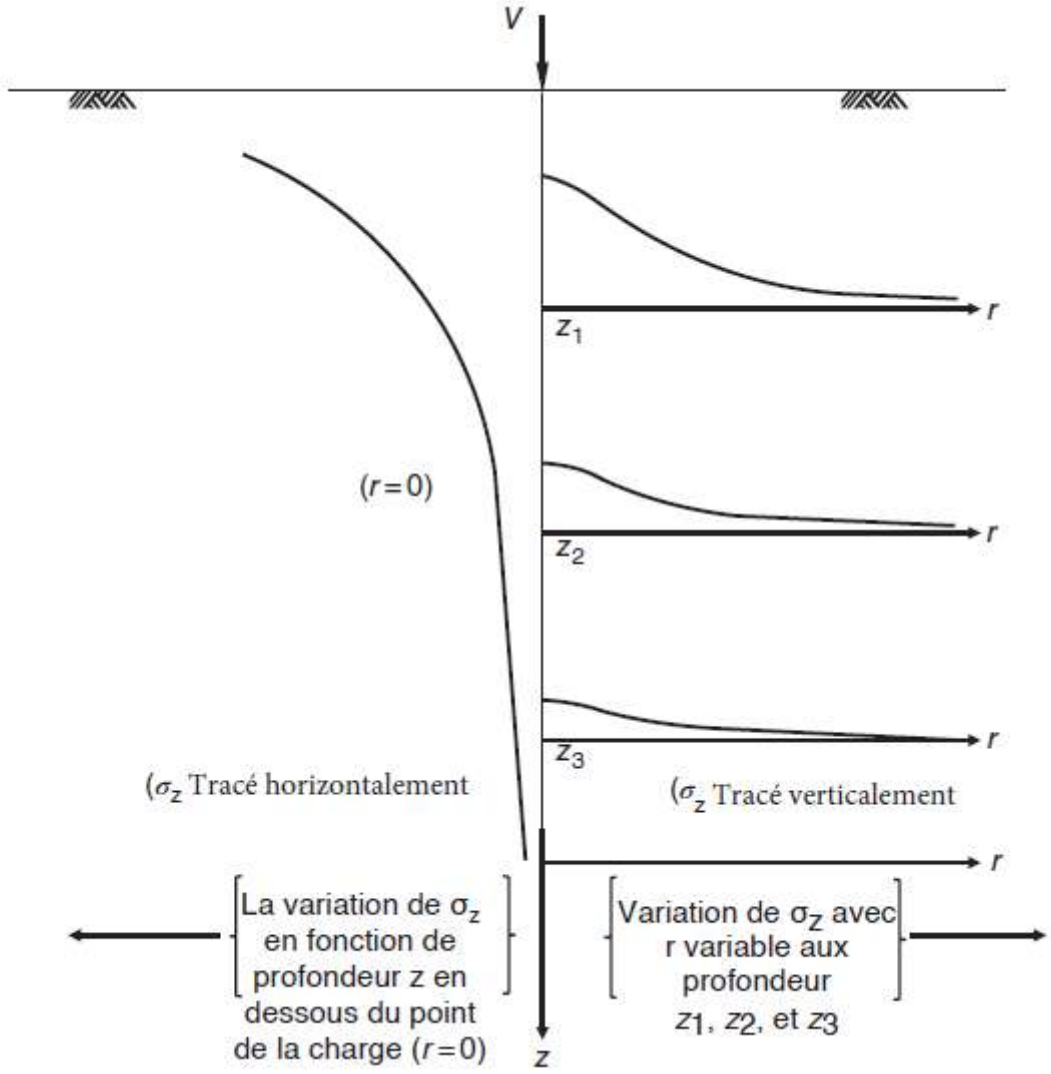


Figure 2-8
Variation de la contrainte verticale σ_z due à une charge ponctuelle. (6)

2.4.3 Contrainte verticale due à une charge linéaire

La solution de Boussinesq décrite à la section 3.2.2 peut être utilisée pour obtenir les contraintes verticales dans un massif de sol due à une charge linéaire verticale. La figure 2-9 montre une charge linéaire de longueur infinie ayant une intensité V par longueur unitaire à la surface d'une masse de sol semi-infinie. La contrainte verticale augmente au point A à l'intérieur du la masse du sol est [6] :

$$\sigma z = \frac{2V}{\pi}\frac{z^3}{(x^2+z^3)^2} \ldots\ldots\ldots \text{Eq 2.16}$$

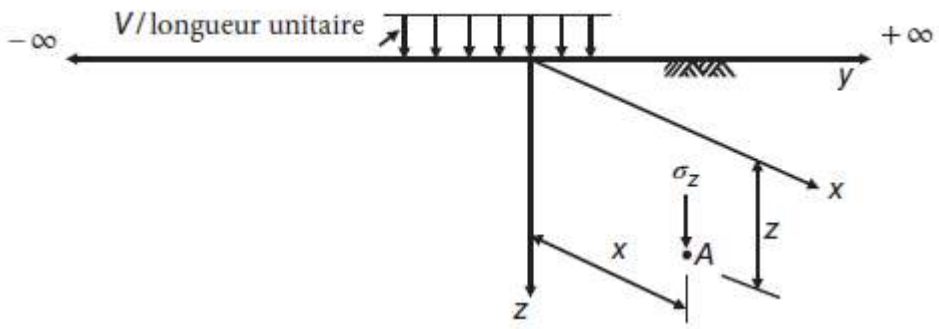


Figure 2-9
Contrainte verticale due à une charge de ligne de longueur infinie. (6)

2.4.4 Contrainte verticale due à une zone circulaire uniformément chargée

En se référant à la figure 2-11, les contraintes en un point dues à une zone circulaire uniformément chargée d'intensité q peut être obtenu en divisant la zone chargée en plusieurs petits éléments, chacun avec une zone de *dA* et une petite charge concentrée en son centre égale à

$$dV = qdA$$

D'après l'équation de Boussinesq de la contrainte verticale due à une charge ponctuelle concentrée, la contrainte verticale au point A en raison de *dV* est

$$d\sigma z = \frac{3(dV)}{2\pi z^2}\frac{1}{[1+\left(\frac{r}{z}\right)^2]^{\frac{5}{2}}} = \frac{3q}{2\pi z^2}\frac{1}{[1+\left(\frac{r}{z}\right)^2]^{\frac{5}{2}}}dA \text{…….. Eq 2.17}$$

L'augmentation de la contrainte σz peut être trouvée en intégrant cette équation sur la zone chargée. Si l'on considère la contrainte verticale à n'importe quelle profondeur z en dessous du centre de la zone de rayon R chargée, nous aurons

$$\sigma z = \frac{3q}{2\pi}\int_0^{2\pi}\int_0^R \frac{1}{z^2[1+\left(\frac{r}{z}\right)^2]^{\frac{5}{2}}} r.d\theta.dr \text{…….. Eq 2.18}$$

ou $r.d\theta.dr = dA$

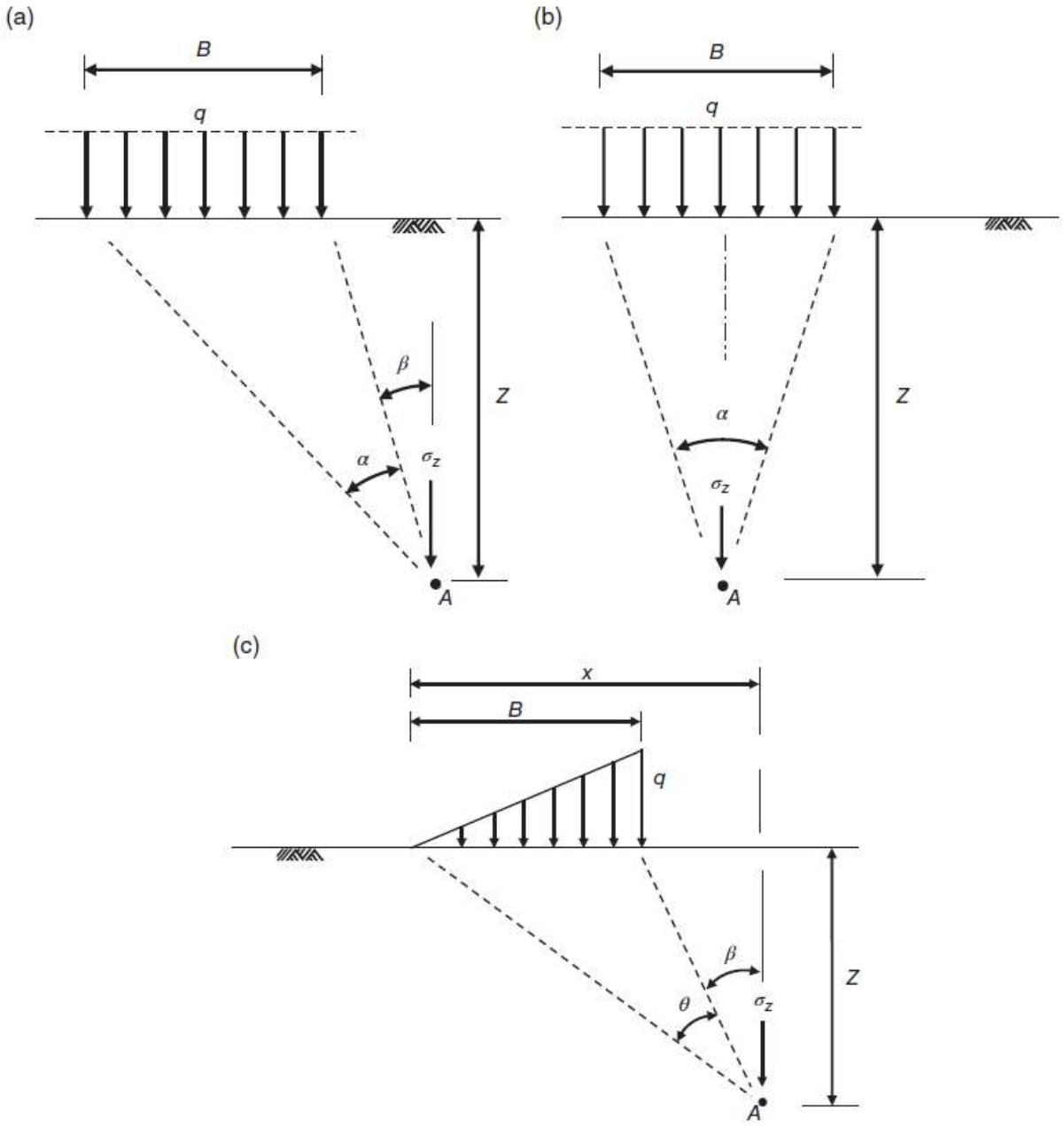


Figure 2-10
(a, b) Contraintes verticales dues à une zone de bande uniformément chargée de longueur infinie. (c) Contraintes verticales dues à une zone de déclenchement chargée de longueur infinie. [6]

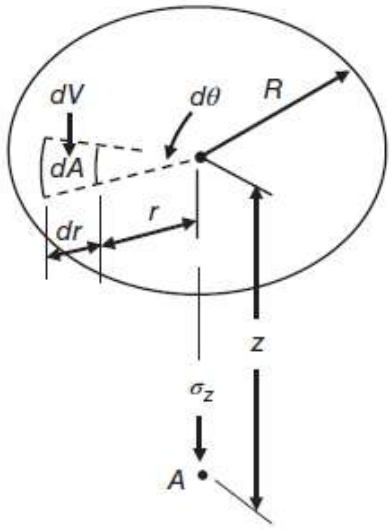


Figure 2-11
Contraintes verticales sous le centre d'une zone circulaire uniformément chargée. (6)

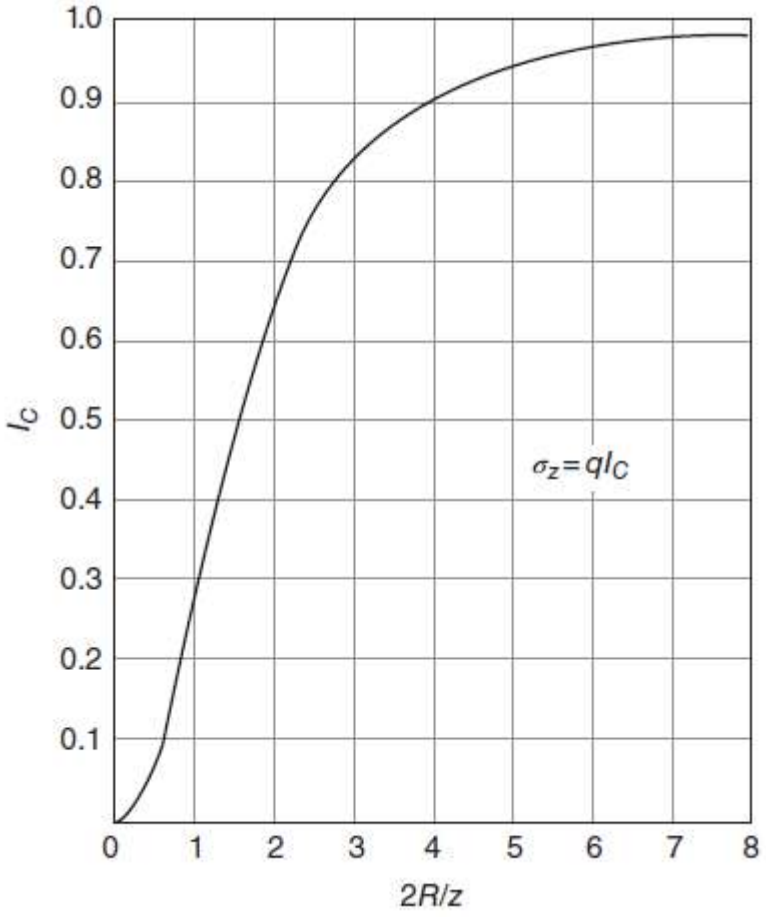


Figure 2-12
Contraintes verticales sous le centre de la zone circulaire portant une pression uniforme. (6)

En effectuant les intégrations et en remplaçant les limites, on obtient :

$$\sigma z = q\left\{1 - \frac{1}{\left[1+\left(\frac{R}{z}\right)^2\right]^{\frac{3}{2}}}\right\} = qIc\ldots\ldots\ldots \text{ Eq 2.19}$$

Cette équation peut être utilisée pour obtenir directement la contrainte verticale à la profondeur z sous le centre d'une zone circulaire flexible chargée de rayon R. La partie support de l'équation est généralement connue sous le nom de facteur d'influence Ic qui est fonction du rapport R / z. Pour les valeurs sélectionnées de R / z, les valeurs de Ic peuvent être facilement calculées et tabulé, ou, peut être obtenu en termes de rapport 2R / z à partir du tracé de la figure 2-12 [6].

2.4.5 Contrainte verticale due à une semelle rectangulaire uniformément chargée

La contrainte verticale augmente à la profondeur z sous un coin d'une zone rectangulaire flexible uniformément chargée (Figure 2-13) peut être obtenue en utilisant la technique d'intégration de l'équation de Boussinesq [6].
Considérons une zone élémentaire *dA = dx dy* sur la zone rectangulaire chargée (figure 2-13). Si la charge par la surface unitaire est q, la charge totale sur la surface élémentaire est

$$dV = qdx\,dy\ldots\ldots\ldots \text{ Eq 2.20}$$

Cette charge élémentaire *dV* peut être traitée comme une charge ponctuelle qui provoque une augmentation de la contrainte verticale $d\sigma z$ au point A. L'équation de la charge ponctuelle de Boussinesq peut s'écrire

$$\sigma z = \frac{3V}{2\pi}\frac{z^3}{(r^2+z^2)^{\frac{5}{2}}}\ldots\ldots\ldots \text{ Eq 2.21}$$

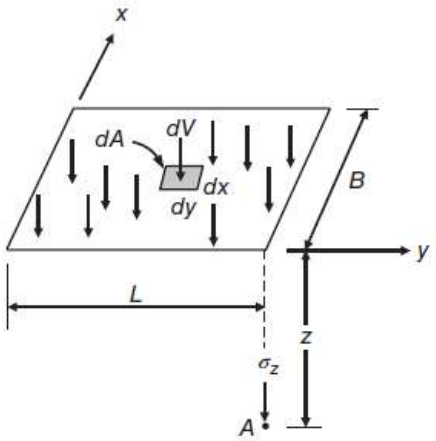


Figure 2-13
Contraintes verticales σz à la profondeur z sous un coin d'une zone rectangulaire uniformément chargée

En utilisant $r^2 = x^2 + y^2$; l'équation peut être réécrite pour la charge ponctuelle élémentaire comme :

$$d\sigma z = \frac{3q(dxdy)z^3}{2\pi(x^2+y^2+z^2)^{\frac{5}{2}}} \text{…….. Eq 2.22}$$

La valeur de σz au point A causée par toute la zone rectangulaire chargée des dimensions B et L peut maintenant être obtenu en intégrant l'équation précédente :

$$\sigma z = \int_{y=0}^{L}\int_{x=0}^{B} \frac{3q(dxdy)z^3}{2\pi(x^2+y^2+z^2)^{\frac{5}{2}}} = qI_r \text{….. Eq 2.23}$$

Le facteur d'influence Ir est en fonction de deux variables m et n, où

$$m = \frac{B}{z}; n = \frac{L}{z}$$

Il est intéressant de noter que pour toute grandeur de z la contrainte verticale σz ne dépend que des rapports m et n et l'intensité de la charge de surface q.
Les variations des valeurs de I_r avec m et n, nécessaires au calcul de σz sous le coin d'une zone rectangulaire chargée, sont présentés dans le tableau 2-1. La table est généralement connue sous le nom de table Newmark, car la première utilisation de la technique d'intégration de l'équation de Boussinesq a été attribuée à Newmark (1935) [6].

Les valeurs de I_r en termes de m et n sont également données dans le graphique de la figure 2-14 (notez que Ir est Iqr dans le graphique); due à Fadum (1948).

L'équation (2-23) peut également être utilisée pour trouver la contrainte verticale en un point qui n'est pas situé en dessous du coin (Figure 2-15). La zone rectangulaire, portant une pression uniforme q, est subdivisée en quatre rectangles tels que chaque rectangle ait un coin au point où la contrainte verticale est requise [6].
Le principe de superposition est utilisé pour déterminer la contrainte verticale au point.

La figure (2-15) montre l'emplacement de tout point P sur la zone rectangulaire EFGH uniformément chargée. Ce rectangle est subdivisé en quatre petits rectangles EIPL, IFJP, PJGK et LPKH. Ces rectangles ont leurs facteurs d'influence I_1, I_2, I_3 et I_4, respectivement. La contrainte verticale au point A de profondeur z en dessous du point P en raison de la zone rectangulaire uniformément chargée EFGH est [6]:

$$\sigma z = q\, I_1+I_2+I_3+I_4$$

Tableau 2-1
Valeurs du facteur d'influence I_r (équation 2-23) pour calculer les contraintes verticales sous le coin d'une charge uniformément chargée zone rectangulaire [6].

	m									
n	**0.1**	**0.2**	**0.3**	**0.4**	**0.5**	**0.6**	**0.7**	**0.8**	**0.9**	**1.0**
0.1	0.005	0.009	0.013	0.017	0.020	0.022	0.024	0.026	0.027	0.028
0.2	0.009	0.018	0.026	0.033	0.039	0.043	0.047	0.050	0.053	0.055
0.3	0.013	0.026	0.037	0.047	0.056	0.063	0.069	0.073	0.077	0.079
0.4	0.017	0.033	0.047	0.060	0.071	0.080	0.087	0.093	0.098	0.101
0.5	0.020	0.039	0.056	0.071	0.084	0.095	0.103	0.110	0.116	0.120
0.6	0.022	0.043	0.063	0.080	0.095	0.107	0.117	0.125	0.131	0.136
0.7	0.024	0.047	0.069	0.087	0.103	0.117	0.128	0.137	0.144	0.149
0.8	0.026	0.050	0.073	0.093	0.110	0.125	0.137	0.146	0.154	0.160
0.9	0.027	0.053	0.077	0.093	0.116	0.131	0.144	0.154	0.162	0.168
1.0	0.028	0.055	0.079	0.101	0.120	0.136	0.149	0.160	0.168	0.175
1.1	0.029	0.056	0.082	0.104	0.124	0.140	0.154	0.165	0.174	0.181
1.2	0.029	0.057	0.083	0.106	0.126	0.143	0.157	0.168	0.178	0.185
1.3	0.030	0.058	0.085	0.108	0.128	0.146	0.160	0.171	0.181	0.189
1.4	0.030	0.059	0.086	0.109	0.130	0.147	0.162	0.174	0.184	0.191
1.5	0.030	0.059	0.086	0.110	0.131	0.149	0.164	0.176	0.186	0.194
2.0	0.031	0.061	0.089	0.113	0.135	0.153	0.169	0.181	0.192	0.200
2.5	0.031	0.062	0.089	0.114	0.136	0.155	0.170	0.183	0.194	0.202
3.0	0.031	0.062	0.090	0.115	0.137	0.155	0.171	0.184	0.195	0.203
5.0	0.032	0.062	0.090	0.115	0.137	0.156	0.172	0.185	0.196	0.204
10.0	0.032	0.062	0.090	0.115	0.137	0.156	0.172	0.185	0.196	0.205
	m									
	1.1	**1.2**	**1.3**	**1.4**	**1.5**	**2.0**	**2.5**	**3.0**	**5.0**	**10.0**
0.1	0.029	0.029	0.030	0.030	0.030	0.031	0.031	0.031	0.032	0.032
0.2	0.056	0.057	0.058	0.059	0.059	0.061	0.062	0.062	0.062	0.062
0.3	0.082	0.083	0.085	0.086	0.086	0.089	0.089	0.090	0.090	0.090
0.4	0.104	0.106	0.108	0.109	0.110	0.113	0.114	0.115	0.115	0.115
0.5	0.124	0.126	0.128	0.130	0.131	0.135	0.136	0.137	0.137	0.137
0.6	0.140	0.143	0.146	0.147	0.149	0.153	0.155	0.155	0.156	0.156
0.7	0.154	0.157	0.160	0.162	0.164	0.169	0.170	0.171	0.172	0.172
0.8	0.165	0.168	0.171	0.174	0.176	0.181	0.183	0.184	0.185	0.185
0.9	0.174	0.178	0.181	0.184	0.186	0.192	0.194	0.195	0.196	0.196
1.0	0.181	0.185	0.189	0.191	0.194	0.200	0.202	0.203	0.204	0.205
1.1	0.186	0.191	0.195	0.198	0.200	0.207	0.209	0.211	0.212	0.212
1.2	0.191	0.196	0.200	0.203	0.205	0.212	0.215	0.216	0.217	0.218

	m									
n	**1.1**	**1.2**	**1.3**	**1.4**	**1.5**	**2.0**	**2.5**	**3.0**	**5.0**	**10.0**
1.3	0.195	0.200	0.204	0.207	0.209	0.217	0.220	0.221	0.222	0.223
1.4	0.198	0.203	0.207	0.210	0.213	0.221	0.224	0.225	0.226	0.227
1.5	0.200	0.205	0.209	0.213	0.216	0.224	0.227	0.228	0.230	0.230
2.0	0.207	0.212	0.217	0.221	0.224	0.232	0.236	0.238	0.240	0.240
2.5	0.209	0.215	0.220	0.224	0.227	0.236	0.240	0.242	0.244	0.244
3.0	0.211	0.216	0.221	0.225	0.228	0.238	0.242	0.244	0.246	0.247
5.0	0.212	0.217	0.222	0.226	0.230	0.240	0.244	0.246	0.249	0.249
10.0	0.212	0.218	0.223	0.227	0.230	0.240	0.244	0.247	0.249	0.250

Remarque : Les facteurs m et n sont interchangeables.

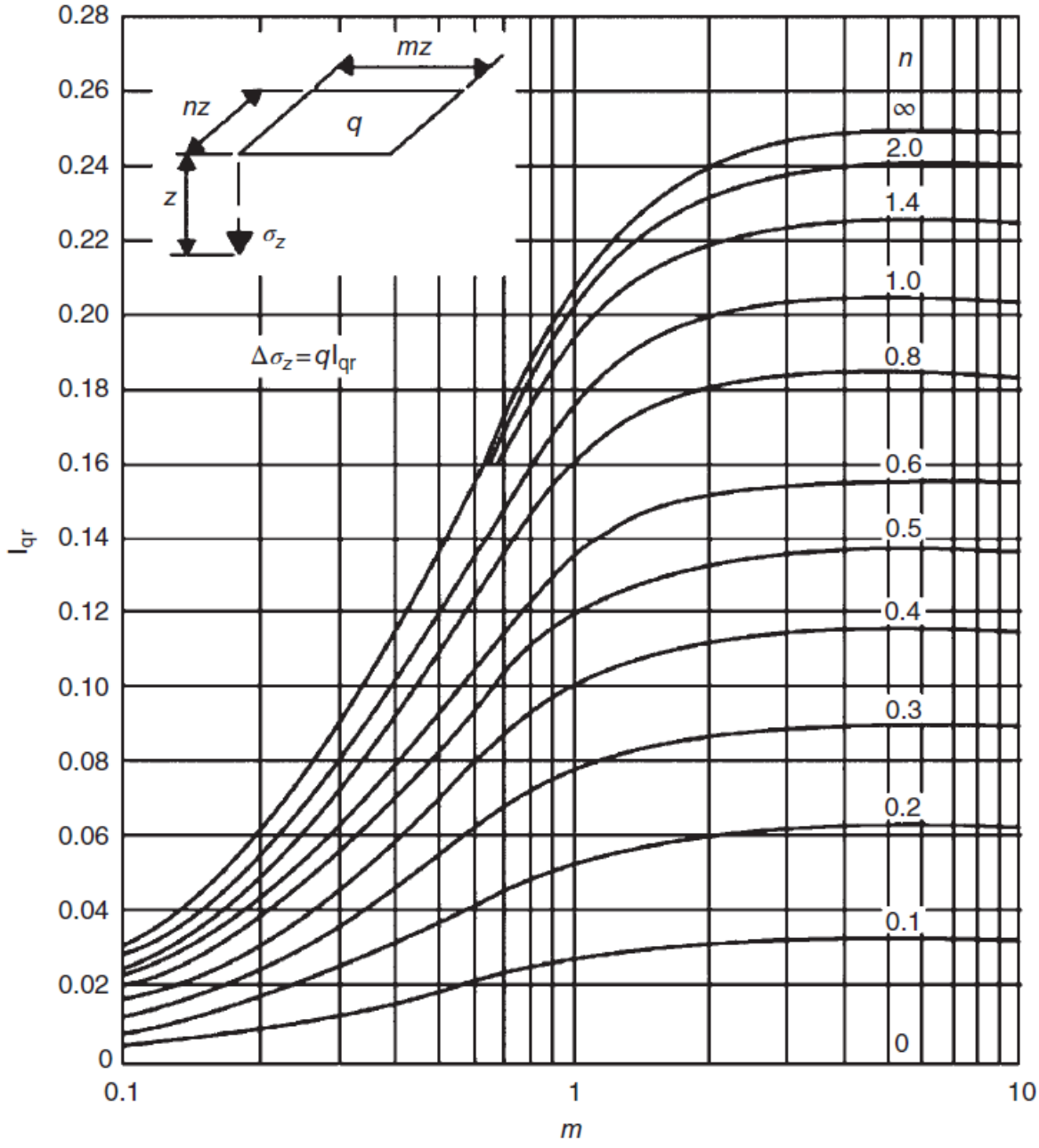


Figure 2-14
Valeurs du facteur d'influence pour le calcul de la contrainte verticale sous l'angle d'une zone rectangulaire portant une pression uniforme
(reproduit de Knappett et Craig, 2012; d'après R.E. Fadum, 1948). (6)

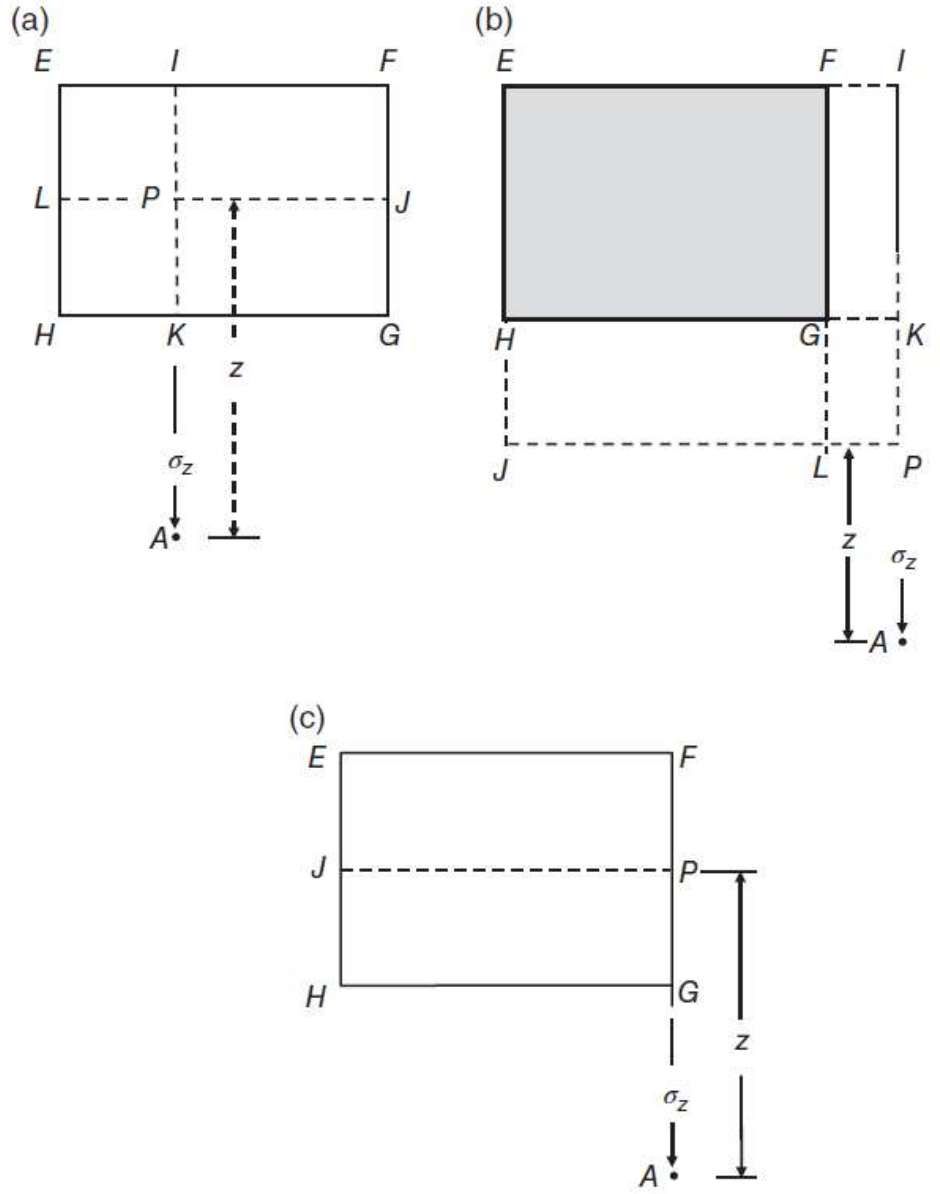


Figure 2-15 Contraintes verticales sous une zone rectangulaire uniformément chargée. (6)

La figure 2-15 b montre l'emplacement de tout point P en dehors de la zone chargée EFGH. Dans ce cas, un grand rectangle EIPJ est dessiné de telle sorte que le point P est l'un de ses coins. Par conséquent, la contrainte verticale au point A de la profondeur z en dessous du point P en raison de la zone rectangulaire uniformément chargée EFGH est

$$\sigma z = q\ (I_1 - I_2 - I_3 + I_4)$$

Les facteurs d'influence I_1, I_2, I_3 et I_4 appartiennent aux rectangles EIPJ, FIPL, HKPJ et GKPL, respectivement [6].

La figure 2.33c montre tout point P situé sur un bord de la zone chargée EFGH. Afin de trouver la contrainte verticale au point A de profondeur z en dessous du point P, la zone est divisée en deux petits rectangles EFPJ et JPGH. Par conséquent,

$$\sigma z = q\,(I_1 + I_2)$$

Les facteurs d'influence I_1 et I_2 appartiennent respectivement aux rectangles EFPJ et JPGH.

Il existe une méthode approximative, appelée méthode 2V : 1H, utilisée pour estimer les contraintes verticales causés par les charges de fondation (figure 2-16). Cependant, comme la méthode ne donne que des estimations valeurs de contrainte, elle n'est pas très utilisée à l'heure actuelle [6].
Selon cette méthode, la charge de fondation se répartit dans le sol de support sur une pente de deux vertical à un horizontal [6].

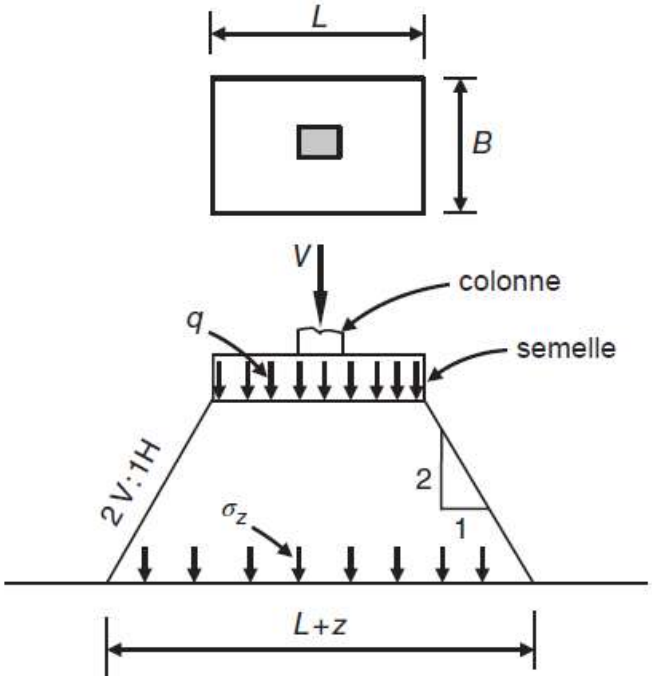


Figure 2-16
Méthode approximative 2V:1H de répartition verticale des contraintes sous une semelle rectangulaire. (6)

Ainsi, une charge verticale V, répartie sous forme d'une pression uniforme q sur une zone horizontale B × L (zone chargée), provoque une augmentation de la pression σz, à une profondeur z en dessous de la zone chargée, sur une zone de dimensions (B + z) (L + z). Par conséquent,

$$\sigma z = \frac{V}{(B+z)(L+z)} \; Or \; \sigma z = q\,\frac{B \times L}{(B+z)(L+z)} \quad \text{….. Eq 2.24}$$

Selon « Bowles » (2001), la méthode 2V : 1H se compare raisonnablement bien à une méthode plus théorique les méthodes pour les valeurs de z valent B à environ 4B mais ne doivent pas être utilisées pour les valeurs z comprises entre 0 et la valeur B.

2.4.6 Contrainte verticale sous les zones de forme arbitraire

Newmark (1942) a développé un graphique pour déterminer l'augmentation de la contrainte verticale due à une zone uniformément chargée de toute forme. Le diagramme se compose de cercles concentriques divisés par des lignes radiales (Figure 2-17). La superficie de chaque segment représente une proportion égale de la contrainte de surface appliquée à une profondeur z sous la surface. S'il y en a 10 cercles concentriques et 20 lignes radiales, la contrainte sur chaque cercle est qs / 10 et sur chaque segment est *qs* / (10) et sur chaque segment est *qs* / (10 x 20).
Le rapport rayon / profondeur du premier cercle (intérieur) est obtenu en définissant σz=0,1*qs* dans l'équation (2-19), c'est-à-dire [6],

$$0.1qs = qs[1 - \left\{\frac{1}{1+\left(\frac{r_0}{z}\right)^2}\right\}^{3/2}] \text{.....Eq 2.25}$$

à partir de laquelle r / z = 0,27. Pour les autres cercles, remplacez σz par la valeur appropriée; par exemple, pour le deuxième cercle σz = 0,2qs et trouver r / z. Le graphique est normalisé à la profondeur ; c'est-à-dire que toutes les dimensions sont mises à l'échelle par un facteur initialement déterminé pour la profondeur. Chaque graphique doit montrer une échelle et un facteur d'influence. Le facteur d'influence de la figure (2-17) est de 0,001.

La procédure d'utilisation du graphique de Newmark est la suivante [6] :

1. Réglez l'échelle, indiquée sur le graphique, égale à la profondeur à laquelle l'augmentation de la contrainte verticale est obligatoire. Nous l'appellerons l'échelle de profondeur.
2. Identifiez le point sous la zone chargée où la contrainte est requise. Disons que ce point est A.
3. Tracez la zone chargée, en mettant à l'échelle sa dimension de plan en utilisant l'échelle de profondeur avec le point A au centre du tableau.
4. Comptez le nombre de segments (Ns) couverts par la zone chargée mise à l'échelle. Si certains segments ne sont pas entièrement couverts, vous pouvez estimer quelle fraction est couverte.
5. Calculez l'augmentation de la contrainte verticale comme $\Delta\sigma z$= qs I_s Ns·.

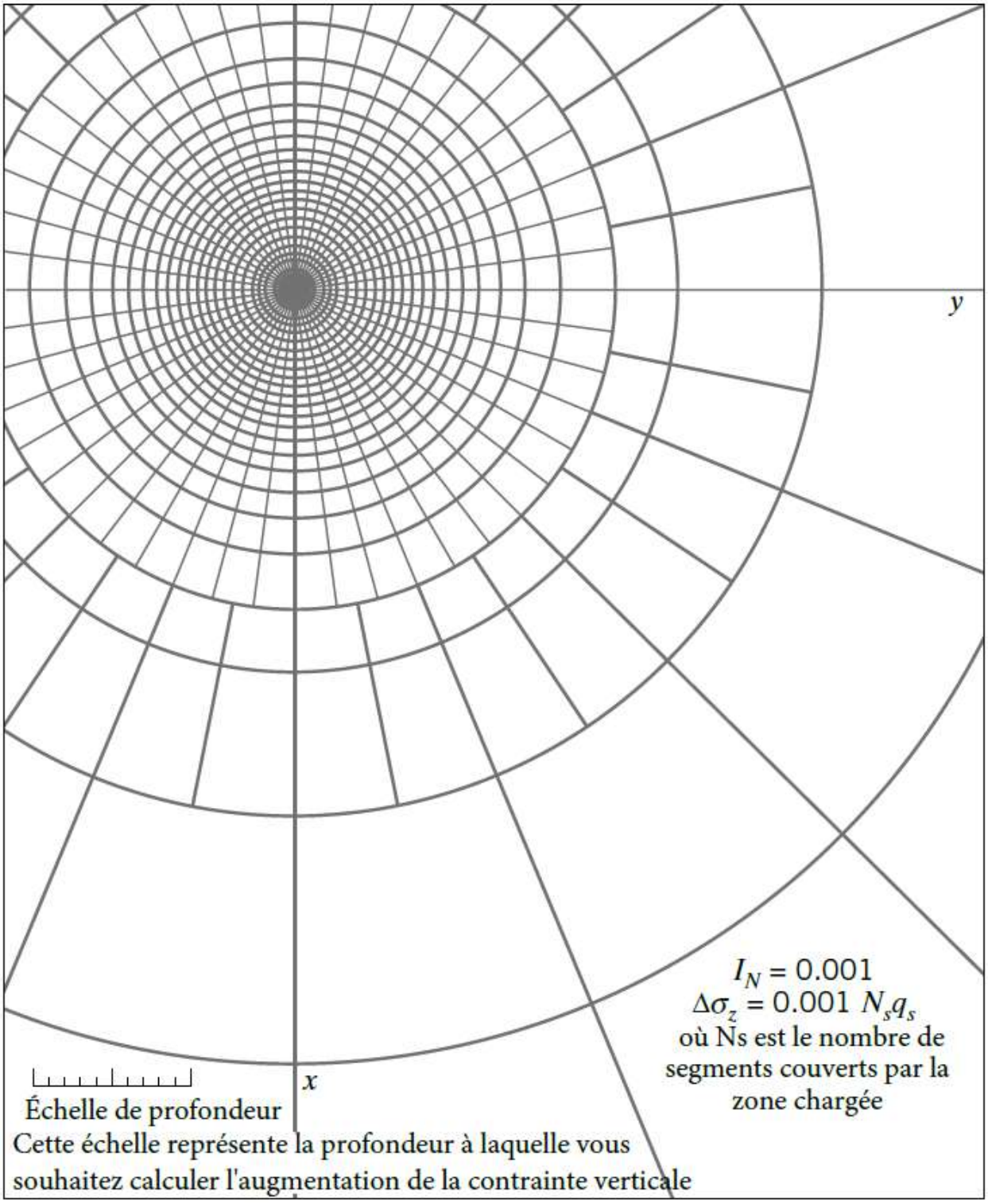


Figure 2-17
Graphique d'augmentation de Newmark
en contrainte verticale. (6)

2.4.7 Équations de Westergaard

Une masse de sol réelle peut ne pas être aussi homogène et isotrope que suppose la solution de Boussinesq.

Les dépôts de sols sédimentaires sont généralement anisotropes. Les couches d'argile typiques ont généralement des séparations ou des lentilles minces de matériaux plus grossiers et plus rigides pris en sandwich en eux. Ces lentilles ou feuilles minces sont à l'origine d'une résistance fortement accrue à la déformation latérale.

Westergaard (1938) a dérivé des équations, pour calculer la contrainte verticale *σz*, sur la base de conditions qui sont presque analogues à des conditions extrêmes existant dans la réalité. Par conséquent, la solution élastique de Westergaard peut donner une meilleure estimation de la contrainte verticale dans les dépôts sédimentaires réels du sol et dans une masse de sol constituée de strates en couches de matériaux fins et grossiers [6].

L'équation de Westergaard pour la contrainte verticale causée par une charge ponctuelle de surface Q est

$$\sigma z = \frac{Q\frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{1-2\mu}{2-2\mu}}}{z^2[\frac{1-2\mu}{2-2\mu}+(\frac{r}{z})^2]^{\frac{3}{2}}} \text{..... Eq 2.26}$$

Comme on le voit, l'équation de Westergaard, contrairement à celle de Boussinesq, inclut le coefficient de Poisson μ;

les autres termes sont les mêmes que ceux définis dans l'équation de Boussinesq. Aussi, comme pour l'équation de Boussinesq, nous pouvons écrire cette équation comme

$$\sigma z = \frac{Q}{z^2} I_w \text{..... Eq 2.27}$$

Où, I_w représente le coefficient d'influence de Westergaard. Pour μ = 0,30, nous obtenons les valeurs suivantes [6] :

r/z	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0
I_w	0.557	0.529	0.458	0.369	0.286	0.217	0.109	0.058	0.021	0.01

Selon Taylor (1948), pour les cas de charges ponctuelles avec un rapport r / z inférieur à environ 0,8, l'équation, en supposant que μ = 0, donne des valeurs de contraintes verticales qui sont approximativement égales à deux tiers des valeurs données par l'équation de Boussinesq. En outre, il donne des résultats aussi raisonnables que pour une utilisation dans le cadre d'analyses de sol, car il donne la courbe la plus plate de variation de la contrainte verticale (ou facteur d'influence) avec la profondeur et une courbe plate est la forme logique pour un cas de grande retenue latéral [6].

Pour la condition supposée de μ = 0, l'équation (2.21) devient :

$$\sigma z = \frac{Q\frac{1}{\pi}}{z^2[1+2\left(\frac{r}{z}\right)^2]^{3/2}} = \frac{Q}{z^2}(I_w) \text{ ..... Eq 2.28}$$

De même que pour l'équation de Boussinesq, l'équation de Westergaard, l'équation (2.26), peut également être intégré sur des zones circulaires et rectangulaires uniformément chargées pour obtenir des équations pour *σz*, comme écrit au-dessous de :

$$\sigma z = q\left(1 - \sqrt{\frac{a}{\left(\frac{r}{z}\right)^2 + a}}\right) = q(I_{wc}) \quad \left(a = \frac{1-2\mu}{2-2\mu}\right) \text{..... Eq 2.29}$$

Pour une zone rectangulaire ; σz sous le coin de la zone

$$\sigma z = \frac{q}{2\pi}\cot^{-1}\left[a\left(\frac{1}{m^2} + \frac{1}{n^2}\right) + a^2\frac{1}{m^2 n^2}\right]^{\frac{1}{2}} = \frac{q}{2\pi}(I_{wr}) \text{ ..... Eq 2.30}$$

$$\sigma z = \frac{q}{2\pi}\cot^{-1}\left[\frac{1}{2m^2} + \frac{1}{2n^2} + \frac{1}{4m^2 n^2}\right]^{\frac{1}{2}} \text{ (pour } \mu = 0) \text{ ..... Eq 2.31}$$

Les facteurs m et n sont tels que définis précédemment avec le tableau de Newmark ou le graphique Fadum.
De même, tout comme les graphiques de Newmark, il existe des graphiques d'influence basés sur l'équation de Westergaard, la valeur de μ est donnée, disponible dans les manuels de géotechnique. Ils sont utilisés de la même manière que pour le graphique de Boussinesq (Newmark) [6].
Selon Taylor (1948), il a été constaté que les estimations des colonies obtenues en utilisant le Les équations de Boussinesq pour l'estimation des contraintes, qui est une procédure largement utilisée, sont dans la majorité des cas plus importants que les colonies observées. Cela peut être quelque peu une indication que les équations de Boussinesq donnent des valeurs de contraintes qui sont relativement importantes, bien que cela puisse aussi être le résultat d'autres hypothèses utilisées dans les estimations de règlement.
Pour ces raisons, les équations de Westergaard ont tendance à être acceptées par de nombreux ingénieurs quelque peu préférable aux équations de Boussinesq pour une utilisation dans les prévisions de tassement des dépôts du sol sédimentaire [6].

2.5 Tassement des fondations superficielles

2.5.1 Généralité

Sous un chargement quelconque le sol se déposent en provoquant un tassement, si ce tassement dépasse une valeur admissible (tolérable), l'utilisation de la structure sera compromise et sa durée de vie peut être réduite. Une structure peut se tasser uniformément ou bien d'une façon non uniforme, appelé aussi différentiel. Ce tassement différentiel doit être l'objet de tout étude de conception d'une fondation.
La tour penchée de Pise est l'exemple classique de tassement différentiel le plus connu au monde (figure 2-17). La construction de la tour a commencé en 1173, et à la fin de 1178, lorsque les deux tiers de la tour ont été achevés, la structure avait incliné. Depuis lors, la tour s'est installée différemment. La fondation de la tour est située à environ 3 m dans un lit de sable limoneux qui repose sur 30 m d'argile tendre reposant sur un dépôt de sable. Une couche de sable d'environ 5 m d'épaisseur croise l'argile. La structure de la tour est intacte, mais sa fonction est altérée par le règlement différentiel [6].
Le tassement total se compose généralement de trois parties: compression immédiate ou élastique, primaire consolidation et compression secondaire.

Le tassement d'une fondation superficielles peut être divisé en deux grandes catégories :

1. Tassement élastique ou immédiat
2. Tassement de consolidation.

2.5.2 Tassement immédiat ou élastique :

Le tassement immédiat, c'est-à-dire le tassement élastique, sous le coin ou le centre d'une semelle flexible de surface rectangulaire uniformément chargée, peut être calculée à partir des équations (3.5) et (3.8).

$$s_i = q \times B \times \frac{1-\mu^2}{E_s} \times m \times I_s \times I_F \text{.....Eq 2.32}$$

$$S_i = \frac{q_0 B_e I_G I_F I_E}{E_0}(1 - \mu^2{}_s) \text{.....Eq 2.33}$$

Dans les argiles saturées ou les limons argileux, le tassement immédiat se produit dans des conditions non drainées ; Par conséquent, le module non drainé Eu est requis. Il est de pratique générale d'obtenir des Valeurs de E drainé et non drainé des sols à grains fins issus d'essais en laboratoire sur des échantillons non perturbés prélevés dans des forages.
Le module Eu non drainé des argiles peut être déterminé à partir des relations avec le cisaillement non drainé comme indiqué dans le tableau 3.9. En outre, la valeur de Eu peut être déterminée à partir des résultats du pressiomètre tests ou autres tests in situ [6].

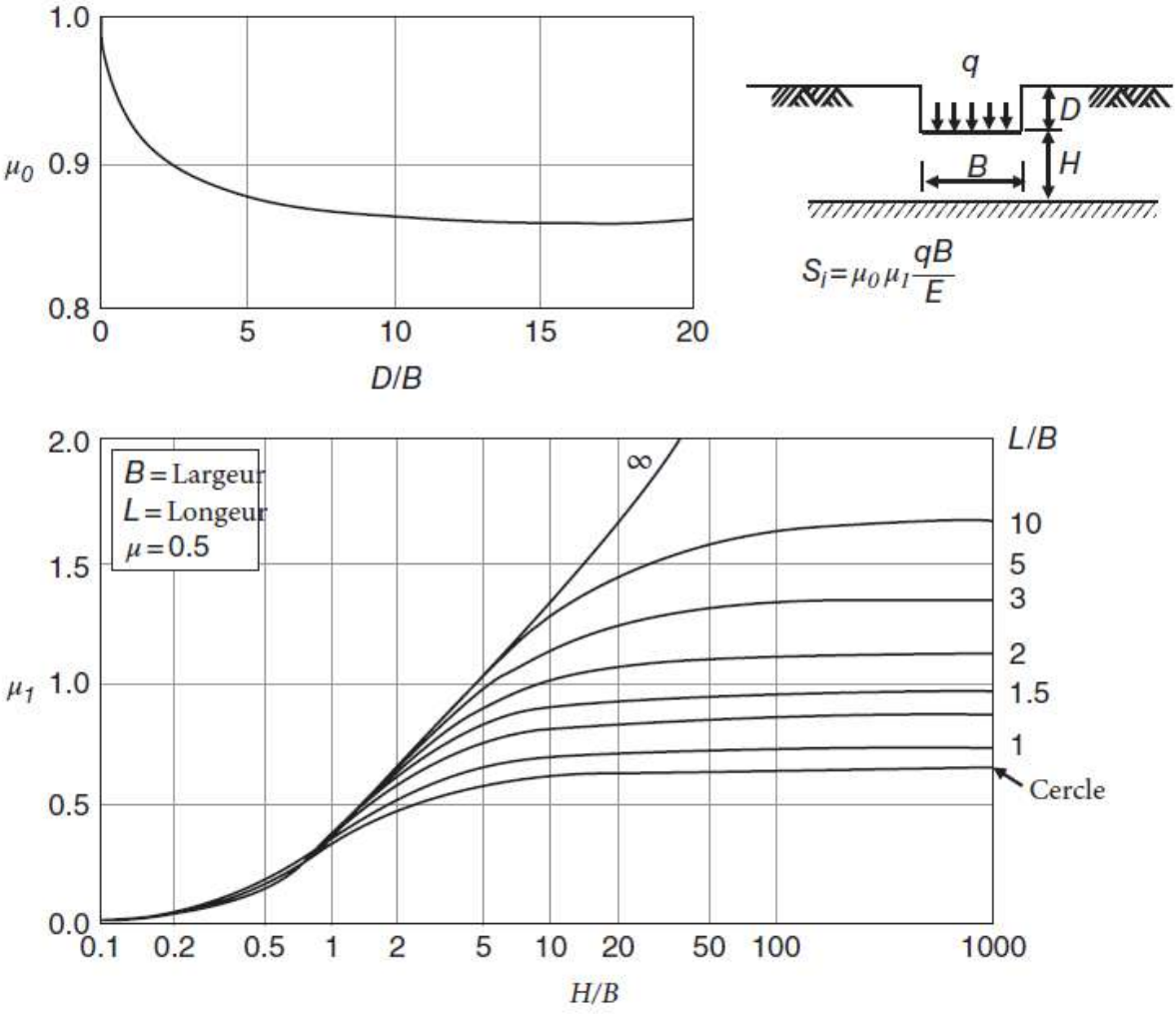


Figure 2-18
Facteurs de tassement immédiat moyen dans les sols argileux saturés ou argilo-limoneux (de Knappett et Craig, 2012; d'après Christian et Carrier, 1978).(9)

Le rendement se produira dans cette fourchette et le tassement immédiat sera sous-estimé ; Par conséquent, les ingénieurs géotechniciens devraient en être conscients [6].

2.5.3 Tassement de consolidation

(La déformation latérale est négligée - méthode de Terzaghi)
L'essais de consolidation unidimensionnels en laboratoire sur des échantillons de sol saturé non perturbé à grains fins peut être effectués pour déterminer le tassement de consolidation causé par divers chargements incrémentiels [6].
Afin d'estimer le tassement de consolidation, la valeur du coefficient de compressibilité volumique mv ou les valeurs de l'indice de compression Cc, de l'indice d'expansion (gonflement) Ce, de l'indice de recompression Cr et une pression de préconsolidation effective σc est requise[6].

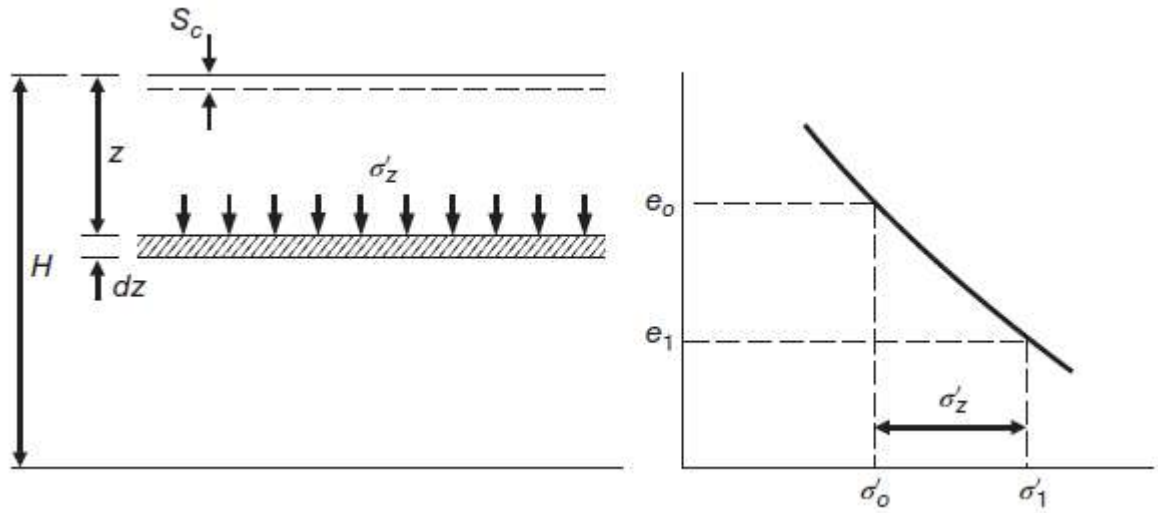


Figure 2-19
Tassement de consolidation(9)

Considérons une couche d'argile saturée d'épaisseur H : en raison de la construction, la contrainte verticale totale une couche élémentaire d'épaisseur dz à la profondeur z est augmentée de σz, comme le montre la figure 3.10. C'est supposé que la condition de déformation latérale nulle s'applique à l'intérieur de la couche d'argile ; qui est la même condition avec l'échantillon sous le test œdomètre en raison de l'anneau de confinement. Après l'achèvement de consolidation une augmentation égale de la contrainte verticale effective $\sigma_z = \sigma_1 - \sigma_o$ aura pris lieu correspondant à une augmentation de la contrainte σ_o à σ_1 et à une réduction du taux de vide de e_o à e1 sur la courbe e − σ. La réduction du volume ΔV par unité de volume initial Vo d'argile peut être écrite en termes de rapport de vide comme [6]

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \text{.....Eq 2.34}$$

La déformation latérale est supposée égale à zéro ; d'où la réduction du volume par unité de volume est égale à la réduction d'épaisseur par unité d'épaisseur, c'est-à-dire le tassement par unité de profondeur [6].

$$S_c = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H \text{.....Eq 2.35}$$

Il est à noter que l'équation (2.35) est générale et peut être utilisée pour des argiles sur consolidées et sous-consolidées [6].
Selon la théorie de la consolidation de Terzaghi, le rapport vide / logarithme de la relation de pression pour les argiles normalement consolidées est une ligne droite. La pente de cette ligne droite est l'indice de compression $C_c = \frac{\Delta e}{\log \sigma'_1 - \log \sigma'_0}$ comme le montre la figure (2-20). Par conséquent, Δe = Cc log σ1 σo [6].

Par conséquent, l'équation (2.35) peut s'écrire :

$$s_c = \frac{c_c \log(^{\sigma'_1}/_{\sigma'_0})}{1+e_0} H \text{.....Eq 2.36}$$

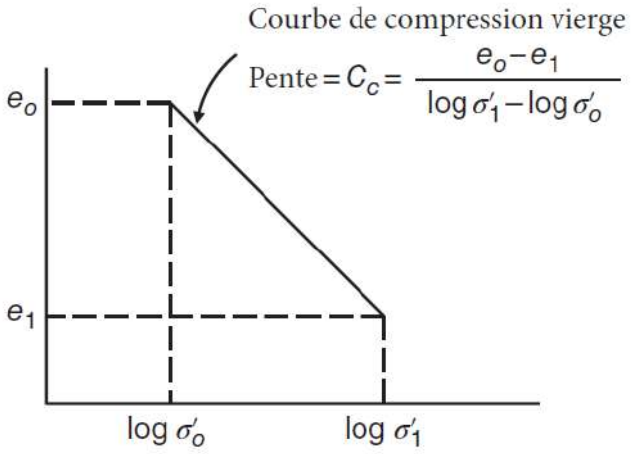


Figure 2-20
Relation du rapport pression / vide pour l'argile normalement consolidée, selon Terzaghi théorie de la consolidation. [9]

2.5.4 Estimation du taux de consolidation

Parfois, il est nécessaire de connaître le rythme auquel les fondations s'installeront au cours du long processus de consolidation d'une couche d'argile. Dans les problèmes pratiques, c'est le degré moyen de consolidation U sur la profondeur de la couche dans son ensemble qui présente un intérêt ; le décompte de consolidation au moment « t » étant donné par le produit de U et du tassement final [6].

Dans la consolidation unidimensionnelle, le facteur temps sans dimension :

$$T_v = \frac{C_v t}{d^2} \text{.....Eq 2.37}$$

Par conséquent,

$$t = \frac{T_v d^2}{C_v} \quad \text{or} \quad t = \frac{10^{-7} \times T_v \times d^2}{3.154 \times C_v} \text{.....Eq 2.38}$$

Où :

t = temps en années

c_v = coefficient de consolidation moyen sur la plage de pression impliquée, obtenu à partir d'un test d'œdomètre, en m² / sec.
d = H (épaisseur de la couche compressible en mètres) pour le drainage en haut ou en bas seulement, alors que, d =H/2 pour le drainage en haut et en bas [6].

2.6 Méthodes de calcul numériques (éléments finis, différences finies)

2.6.1 Généralité

Le sol comme définie auparavant est un matériau de construction méritant une importante préoccupation et étude à cause du Rolle primordiale qu'il joue dans la stabilité de la structure. Dans certains cas on constate que le sol est le matériau constituant la plupart voire l'intégralité de la structure. Comme par exemple les pentes coupées et les remblais de terre et d'enrochement, (voir figure 2.21), il fournit à la fois les forces de déstabilisation et de stabilisation qui maintiennent l'équilibre de la structure.
L'ingénieur concepteur doit évaluer les forces imposées dans le sol et les membres de la structure, ainsi que ses mouvements potentiels dans l'environnement sol. Habituellement, ceux-ci doivent être déterminés à la fois sous la charge de travail et sous la charge ultime conditions (ELS, ELU) [7].
La conception géotechnique traditionnelle a été réalisée à l'aide d'analyses simplifiées ou des approches empiriques. La plupart des codes de conception ou des manuels de conseils sont basés sur ces approches. L'introduction de matériel informatique peu coûteux mais sophistiqué et les logiciels ont entraîné des progrès considérables dans l'analyse et la conception géotechniques. Beaucoup de progrès a été accomplis dans la tentative de modéliser le comportement des structures géotechniques en service et étudier les mécanismes de l'interaction sol-structure [7].
À l'heure actuelle, il existe de nombreuses méthodes de calcul différentes pour analyse des structures géotechniques. Cela peut être très déroutant pour un ingénieur inexpérimenté géotechnique. Les principaux objectifs sont de décrire les procédures d'analyse qui sont en usage actuel et de fournir un cadre dans lequel les différentes méthodes de l'analyse peuvent être comparée. Ayant établi la place de l'analyse numérique dans ce cadre global, il est alors possible d'identifier ses avantages potentiels [7].

La théorie du calcul dans le domaine des fondations et de la géotechnique en général est liée à la solution d'équations différentielles décrivant un problème physique.
Leur résolution à travers l'analyse, sous une forme fermée, entraîne de nombreuses difficultés mathématiques, donc très souvent des simplifications sont appliquées afin d'obtenir des solutions acceptables au problème. Quand il s'agit des tâches difficiles, telles que le calcul de conception des poutres de fondation, l'analyse approche est généralement abandonnée, laissant la place aux méthodes numériques, qui peuvent inclure un nombre considérablement plus grand de paramètres influents. Les méthodes numériques les plus fréquemment utilisé sont la méthode des différences finies et la méthode des éléments finis [7].

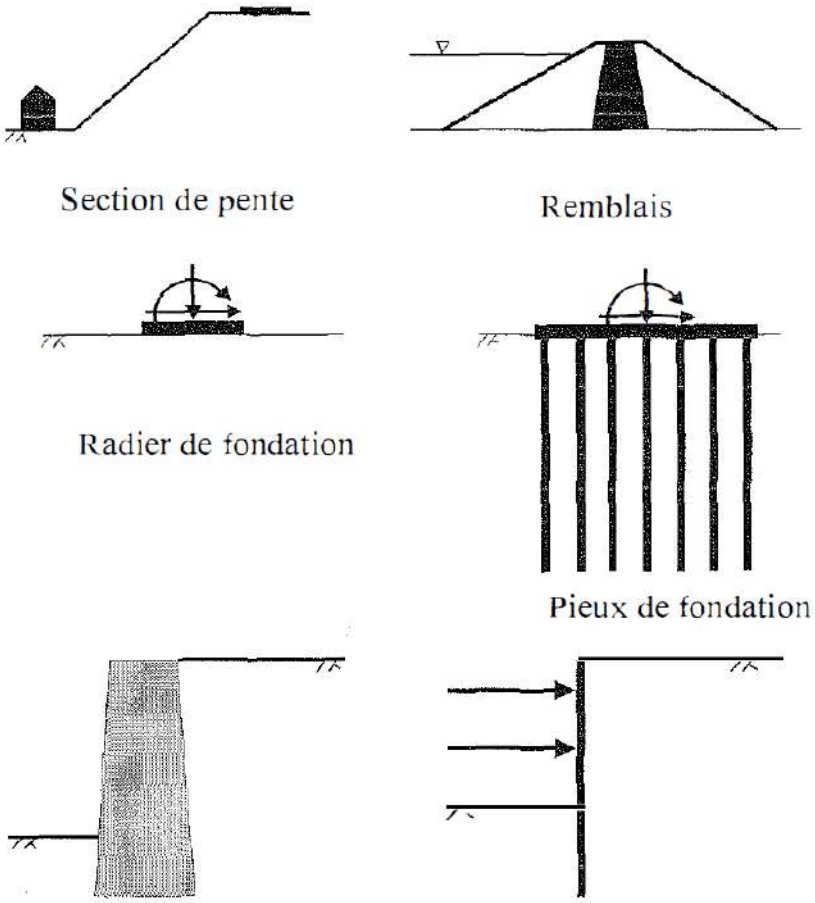


Figure 2-21
Exemples de structures géotechniques(7)

2.6.2 Analyse géotechnique

Nous allons tacher d'analyse des structures géotechniques. Présenté Exigences de conception et les considérations théoriques fondamentales. L'objectif principal du chapitre est de fournir un cadre dans lequel de différentes méthodes d'analyse peuvent être comparées. Cette volonté fournit un aperçu des avantages potentiels de l'analyse numérique par rapport à des approches plus « conventionnelles » actuellement utilisées [7].

2.6.3 Objectifs de conception

Lors de la conception de toute structure géotechnique, l'ingénieur doit s'assurer qu'elle est stable. Toutefois La stabilité peut prendre plusieurs formes [7].
Premièrement, la structure et le système de soutien doivent être stables dans leur ensemble. Il ne doit y avoir aucun danger de rotation, ou d'échec de retrait (translation). (Voir la figure 2.22). Deuxièmement, la stabilité globale doit être établie. Par exemple, si une structure de soutènement prend en charge la pente d'un morceau de terrain, la possibilité que la construction favorise une rupture globale de pente doit être étudiée. (Voir la figure 2.23) [7].

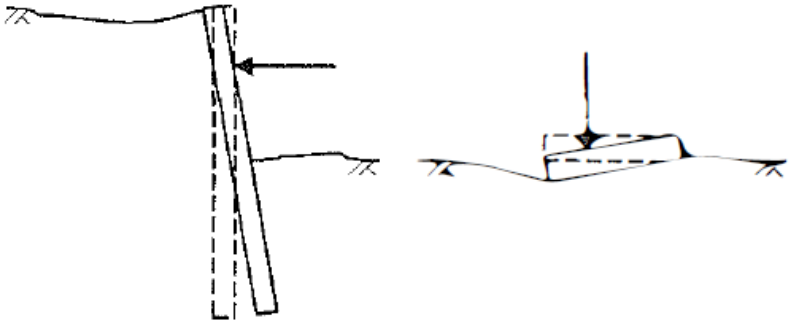


Figure 2-22
Stabilité locale

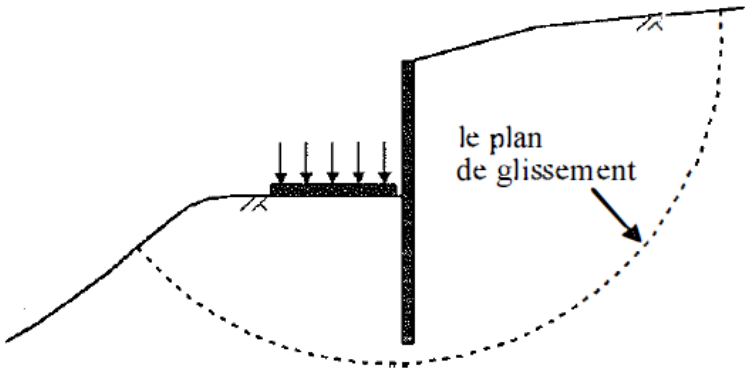


Figure 2-23
Stabilité globale(7)

Les éléments structurels présentent impliqué présentent toujours des charges appliquées, il faut donc calculer ses charges et prendre leur effet sur la structure en considération [7].

Tout comme les charges et les efforts, les mouvements et les déformations doivent également être estimés, à la fois dans la structure et dans le sol. Ceci est particulièrement important s'il y a des bâtiments adjacents et / ou des services sensibles. Par exemple, si une excavation doit être effectuée dans une zone urbaine à proximité de services et de bâtiments existants, (voir la figure 2.24), l'un des principaux objectifs de conception doit être l'effet que l'excavation a sur les structures et services adjacents. Il peut être nécessaire de prévoir les forces structurelles induites dans ces structures et / ou services existants [7].
Dans le cadre du processus de conception, il est nécessaire qu'un ingénieur effectue des calculs pour fournir des estimations des quantités ci-dessus. L'analyse fournit le cadre mathématique de ces calculs. Une bonne analyse, qui simule un comportement réel, permet à l'ingénieur de mieux comprendre les problèmes. Tandis que Tout en étant une partie importante du processus de conception, l'analyse ne fournit à l'ingénieur qu'un outil pour

quantifier les effets une fois que les propriétés du matériau et les conditions de chargement ont été définies. Le processus de conception implique bien plus que l'analyse [7].

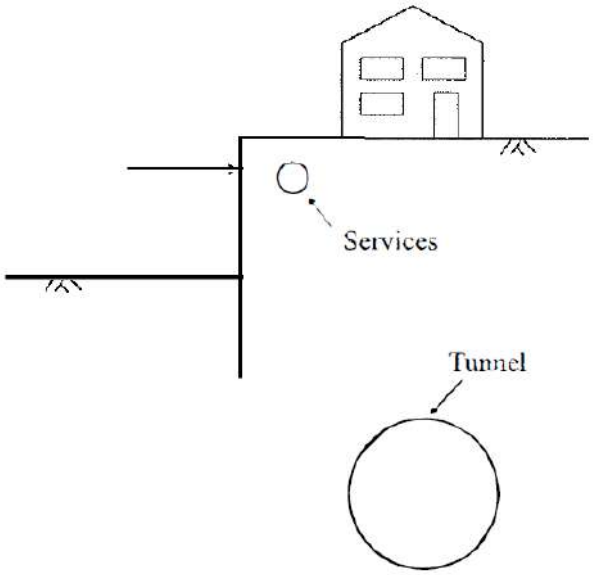


Figure 2-24
Interaction des structures(7)

2.6.4 Méthode des éléments finis

Cette section présente un aperçu de base sur la méthode des éléments finis, avec une attention particulière aux domaines impliquant l'approximation. La discussion est limité aux conditions de déformation plane linéaire élastique bidimensionnelle. Seuls les éléments continuum* sont pris en compte et l'attention se concentre sur l'approche par éléments finis. Le chapitre commence par un bref aperçu des principales étapes de la méthode et suit avec une discussion détaillée de chaque étape [7].

Continuum : Une séquence continue dans laquelle les éléments adjacents ne sont pas sensiblement différents les uns des autres, bien que les extrêmes soient tout à fait distincts.

2.6.4.1 Aperçu

La méthode des éléments finis comprend les étapes suivantes [7].

1. Discrétisation des éléments
   C'est le processus de modélisation de la géométrie du problème sous enquête par un assemblage de petites régions, appelées éléments finis. Ces éléments ont des nœuds définis sur les limites de l'élément ou dans l'élément.
2. Approximation de la variable primaire
   Une variable primaire doit être sélectionnée (ex. Déplacements, contraintes, etc.) et des règles quant à la façon dont il devrait varier sur un élément fini établi. Cette

variation est exprimée en termes de valeurs nodales. En génie géotechnique, il est habituel d'adoptez les déplacements comme variable principale.

3. Equations des éléments
   Utilisation d'un principe variationnel approprié (par exemple, énergie potentielle minimale) pour dériver les équations des éléments :

$$[K_E]\{\Delta d_E\} = \{\Delta R_E\} \quad \text{.....Eq 2.39}$$

   où [K_E] est la matrice de rigidité de l'élément, {Δd_E), est le vecteur de l'incrémental les déplacements nodaux d'élément et $\{\Delta R_E\}$ est le vecteur de force nodale incrémental de l'élément.
5. Équations globales
   Combinez des équations d'éléments pour former des équations globales

$$[K_G]\{\Delta d_G\} = \{\Delta R_G\} \quad \text{.....Eq 2.40}$$

   où [K_G] est la matrice de rigidité globale, {Δd_E), est le vecteur de tous les déplacements nodaux et $\{\Delta R_E\}$ est le vecteur de toute les forces nodale incrémental.
6. Conditions aux limites
   Formulez des conditions aux limites et modifiez les équations globales. Chargements (par ex.
   les charges linéaires et ponctuelles, les pressions et les forces corporelles) affectent $\{\Delta R_G\}$, tandis que
   les déplacements affectent $\{\Delta d_G\}$.
7. Résolvez les équations globales
   Les équations globales (2.40) se présentent sous la forme d'un grand nombre d'équations. Ceux-ci sont résolus pour obtenir les déplacement $\{\Delta d_G\}$ à tous les nœuds.

A partir de ces déplacements nodaux des quantités secondaires, telles que les contraintes et souches, sont évaluées.

2.6.4.2 Discrétisation des éléments

La géométrie du problème de valeur limite à l'étude doit être définie et quantifiée. Des simplifications et des approximations peuvent être nécessaires au cours de ce processus. Cette géométrie est alors remplacée par un maillage d'éléments finis équivalent qui est composé de petites régions appelées éléments finis. Pour des problèmes bidimensionnels, les éléments finis sont généralement triangulaires ou de forme quadrilatère, (voir figure 2.25). Leur géométrie est spécifiée dans termes des coordonnées de points clé sur l'élément appelé nœuds. Pour les éléments à côtés droits ces nœuds sont généralement situés au coin de l'élément. Si les éléments ont des côtés incurvés et des nœuds supplémentaires doivent être introduits généralement au milieu de chaque côté [7].

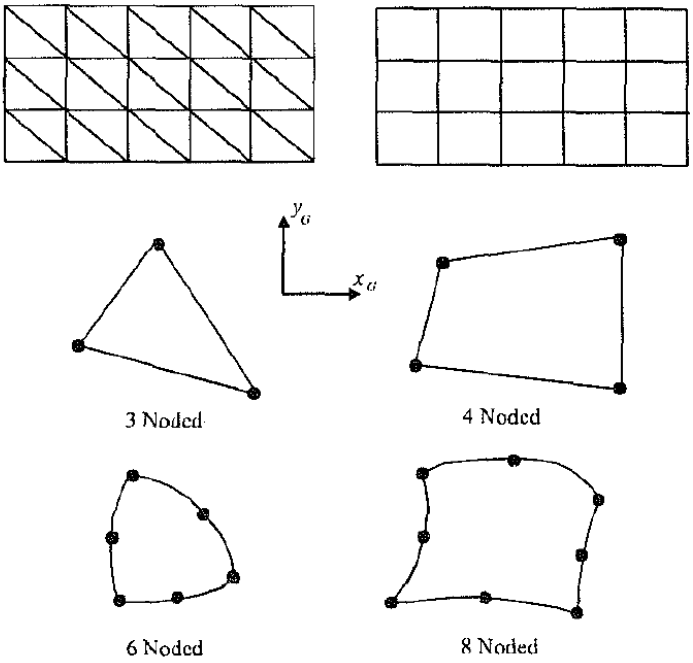


Figure 2-25
Éléments finis 2D typiques(7)

La numérotation des éléments et des nœuds doit être effectué de manière systématique afin de bien se référer au system maillé. Un exemple d'un schéma de numérotation pour un maillage de 4 éléments quadrilatéraux noué sont illustrés à la figure (2.26). Les nœuds sont numérotés séquentiellement de la gauche à la droite et du bas en haut ; les éléments sont numérotés séparément de la même manière. À décrire l'emplacement d'un élément dans le maillage, une liste de connectivité d'élément est utilisé. Cette liste contient les numéros de nœuds de l'élément, généralement dans le sens inverse des aiguilles d'une montre. Par exemple, la liste de connectivité de l'élément 2 est 2, 3, 7, 6. Lors de la construction du maillage d'éléments finis les éléments suivants doivent être pris en compte [7].

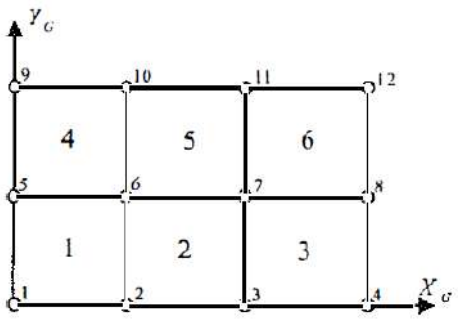


Figure 2-26
Élément et numérotation des nœuds(7)

- La géométrie du problème de la valeur limite doit être approchée aussi précisément que possible.

- S'il y a des limites ou une interface de matériaux courbés, l'éléments à ordre supérieur, avec des nœuds intermédiaires doivent être utilisé, voir la figure (2.27).

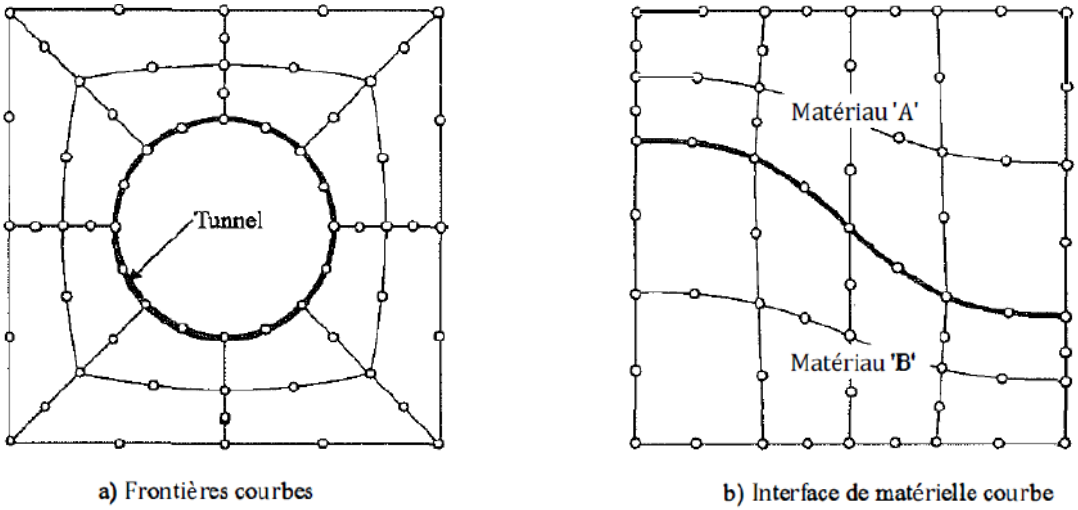


Figure 2-27
Utilisation d'élément a ordre plus haut[7]

- Dans de nombreux cas, les discontinuités géométriques suggèrent une forme naturelle de subdivision. Par exemple, les discontinuités dans le gradient de frontière, telles que les coins rentrants ou les fissures, peuvent être modélisées en plaçant des nœuds aux points de discontinuité. Des interfaces entre des matériaux aux propriétés différentes peuvent être introduites par les côtés des éléments, voir Figure (2.28) [7].

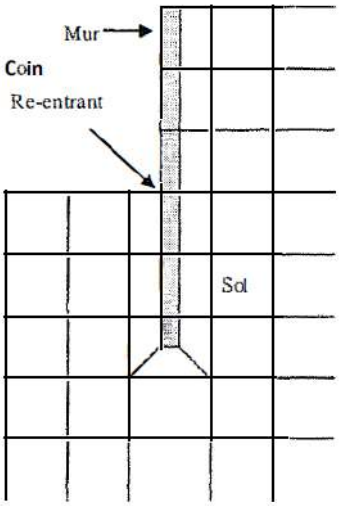


Figure 2-28
discontinuités Géométrique[7]

- La conception du maillage peut également être influencée par les conditions aux limites appliquées. S'il y a des discontinuités dans le chargement, ou des charges ponctuelles, celles-ci peuvent à nouveau être introduites en plaçant des nœuds aux points de discontinuité, voir Figure (2.29).

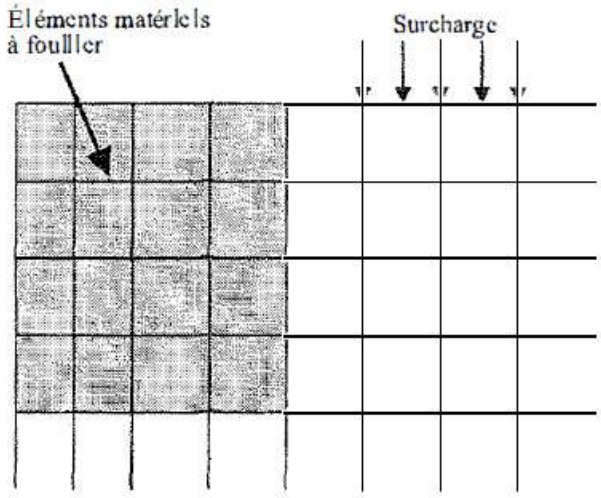


Figure 2-29
Effet des conditions aux limites(7)

- En combinaison avec les facteurs ci-dessus, la taille et le nombre d'éléments dépendent en grande partie du comportement du matériau, car cela influence la solution finale. Pour le comportement linéaire des matériaux, la procédure est relativement simple et seules les zones où les inconnues varient rapidement nécessitent une attention particulière. Afin d'obtenir des solutions précises, ces zones nécessitent un maillage raffiné de plus petits éléments. La situation est plus complexe pour le comportement général des matériaux non linéaires, car la solution finale peut dépendre, par exemple, de l'historique de chargement précédent. Pour de tels problèmes, la conception du maillage doit prendre en compte les conditions aux limites, les propriétés du matériau et, dans certains cas, la géométrie, qui varient tout au long du processus de résolution. Dans tous les cas, un maillage d'éléments de forme régulière donnera les meilleurs résultats. Les éléments avec des géométries largement déformées ou des éléments longs et minces doivent être évités (voir la figure 2.30 par exemple) [7].

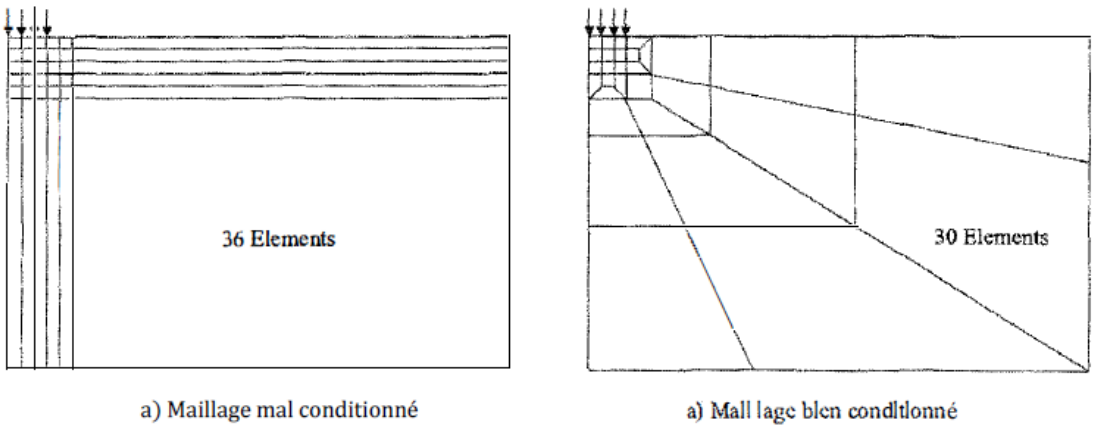


Figure 2-30
Exemples de bons et de mauvais maillages(7)

2.6.4.3 Équations des éléments

Les équations des éléments sont celles qui régissent le comportement de déformation de chaque élément. Ils combinent essentiellement la compatibilité, l'équilibre et les conditions constitutifs [7].

Déplacements : comme indiqué ci-dessus, les déplacements choisis sont supposés être donné par

$$\{\Delta d\} = \begin{Bmatrix}\Delta u \\ \Delta v\end{Bmatrix} = [N]\{\begin{matrix}\Delta u \\ \Delta v\end{matrix}\}_n = [N]\{\Delta d\}_n \text{.....Eq 41}$$

Déformations : Les déformations correspondant à ces déplacements sont :

$$\Delta\varepsilon_x = -\frac{\sigma(\Delta u)}{\sigma x} \quad ; \quad \Delta\varepsilon_y = -\frac{\sigma(\Delta v)}{\sigma y} \quad ; \quad \Delta\gamma_{xy} = -\frac{\sigma(\Delta u)}{\sigma y} - \frac{\sigma(\Delta v)}{\sigma x} \text{.....Eq 42}$$

$$\Delta\varepsilon_z = \Delta\gamma_{xz} = \Delta\gamma_{zy} = 0 \ ; \{\Delta\varepsilon\}^T = \left\{\Delta\varepsilon_x \Delta\varepsilon_y \Delta\varepsilon_{xy} \Delta\varepsilon_z\right\}^T \text{.....Eq 43}$$

La combinaison des équations (2.9) et (2.10) pour un élément à n nœuds conduit à :

$$\begin{Bmatrix}\Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\gamma_{xy} \\ \Delta\varepsilon_z\end{Bmatrix} = -\begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial x} & 0 & \dots & \dots & \frac{\partial N_n}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \dots & \dots & 0 & \frac{\partial N_n}{\partial y} \\ \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_1}{\partial x} & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \frac{\partial N_2}{\partial x} & \dots & \dots & \frac{\partial N_n}{\partial y} & \frac{\partial N_n}{\partial x} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & \dots & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix}\Delta u_1 \\ \Delta v_1 \\ \Delta u_2 \\ \Delta v_2 \\ \dots\dots \\ \dots\dots \\ \Delta u_n \\ \Delta v_n\end{Bmatrix} \text{.....Eq 44}$$

Ou plus commodément :

$$\{\Delta\varepsilon\} = [B]\{\Delta d\}_n \text{.....Eq 45}$$

Où la matrice [B] ne contient que des dérivées des fonctions de forme N_i tandis que $\{\Delta d\}_n$ contient la liste des déplacements nodaux pour un seul élément.

Si des éléments isoparamétriques sont utilisés, les fonctions de forme sont identiques aux fonctions d'interpolation, et N_i ne dépendent que du coordonnées S et T. Par conséquent, les dérivées globales ${}^{\sigma N_i}/_{\sigma_x}$; ${}^{\sigma N_i}/_{\sigma_y}$ dans L'équation (2.44) ne peut pas être déterminée directement. Cependant, en utilisant la règle de la chaîne qui relie les dérivés x, y aux dérivés S,T donne :

$$\begin{Bmatrix}\frac{\partial N_i}{\partial S} & \frac{\partial N_i}{\partial T}\end{Bmatrix}^T = [J]\begin{Bmatrix}\frac{\partial N_i}{\partial x} & \frac{\partial N_i}{\partial y}\end{Bmatrix}^T \text{.....Eq 46}$$

Où [J] est la matrice jacobéenne :

$$[J] = \begin{bmatrix}\frac{\partial x}{\partial S} & \frac{\partial y}{\partial S} \\ \frac{\partial x}{\partial T} & \frac{\partial y}{\partial T}\end{bmatrix}$$

Le travail effectué par les charges appliquées, ΔL, peut être divisé en contributions de forces corporelles et tractions de surface et peuvent donc être exprimées comme suit :

$$\Delta L = \int_{Vol}\{\Delta d\}^T\{\Delta F\}dVol + \int_{Srf}\{\Delta d\}^T\{\Delta T\}dSrf \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Eq 47}$$

Où

$\{\Delta d\}^T$=$\{\Delta u, \Delta v\}$ = déplacements;

$\{\Delta F\}^T$=$\{\Delta Fx, \Delta Fy\}$ = forces corporelles;

$\{\Delta T\}^T$=$\{\Delta Tx, \Delta Ty\}$ = tractions de surface (charge de ligne, surpressions);

Srf est la partie de la limite du domaine sur laquelle la surface tractions sont appliqués.

En combinant les équations (2.19) et (2.20) l'énergie potentielle totale du corps devient :

$$\Delta E = \frac{1}{2}\int_{Vol}\{\Delta\boldsymbol{\varepsilon}\}^{\mathrm{T}}[\boldsymbol{D}]\{\Delta\boldsymbol{\varepsilon}\}\,dVol - \int_{Vol}\{\Delta\boldsymbol{d}\}^{\mathrm{T}}\{\Delta\boldsymbol{F}\}\,dVol - \int_{Srf}\{\Delta\boldsymbol{d}\}^{\mathrm{T}}\{\Delta\boldsymbol{T}\}\,dSrf \ldots\ldots \text{Eq 48}$$

L'essence de la méthode des éléments finis est maintenant de discrétiser le problème en éléments. Cela a deux effets. Premièrement, l'énergie potentielle est remplacée par la somme des énergies potentielles des éléments séparés :

$$\boxed{\Delta E = \sum_{i=1}^{N}\Delta E_i} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{Eq 49}$$

2.6.4.4 Équations globales

La prochaine étape de la formulation des équations aux éléments finis est l'assemblage des équations d'équilibre des éléments séparés en un ensemble d'équations globales [7] :

$$[K_G]\{\Delta d\}_{nG} = \{\Delta R_G\} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{Eq 50}$$

Où

$[K_G]$= La matrice de rigidité globale ;

$\{\Delta d\}_{nG}$ = Un vecteur contenant les degrés de liberté inconnus (déplacements nodale) pour l'ensemble du maillage par éléments finis

$\{\Delta R_G\}$ = Le vecteur de charge global du côté droit.

2.6.4.5 Conditions aux limites

La dernière étape de la mise en place du système global d'équations est l'application de la condition aux limites. Ce sont les conditions de charge et de déplacement qui définissent le problème de valeur limite analysé.

Les conditions de chargement, les charges de ligne et les pressions de surcharge affectent le côté droit du système global d'équations. Si des forces linéaires ou ponctuelles sont prescrites,

ils peuvent être assemblé directement dans le vecteur de droite $\{\Delta R_G\}$. Si les conditions aux limites de la pression sont définies, celles-ci doivent d'abord être exprimées comme force nodales équivalentes avant d'être ajouté à $\{\Delta R_G\}$. Comme pour le processus d'assemblage pour la rigidité matrice, l'assemblage du vecteur de droite est effectué par rapport au système de numérotation à degré de liberté global. Les forces corporelles contribuent également à $\{\Delta R_G\}$, tout comme les forces des éléments excavés et construits [7].

Les conditions aux limites de déplacement affectent $\{\Delta d\}_{nG}$. L'équation correspondante au degré de liberté prescrit (composante de déplacement) doit être effectivement éliminés pendant le processus de résolution. Dans tous les cas, de suffisantes conditions de déplacement doivent être prescrites afin de conserver tout mode de corps rigide de déformation, comme des rotations ou des traductions de l'ensemble du maillage d'éléments finis [7].
Si ces conditions ne sont pas satisfaites, la matrice de rigidité globale sera singulière et les équations ne peuvent pas être résolues. Pour les problèmes de déformation plane bidimensionnelle au moins deux nœuds doivent avoir un déplacement prescrit dans la direction x et un nœud a déplacement prescrit dans leur direction, ou, en variante, deux nœuds doivent avoir un déplacement prescrit dans la direction y et un nœud a prescrit déplacement dans la direction x [7].

2.6.4.6 Solution d'équations globales

Une fois la matrice de rigidité globale établie et les conditions aux limites ajouté, il se forme mathématiquement un grand système d'équations simultanées. Celles-ci doivent être résolus pour donner des valeurs pour les déplacements nodaux $\{\Delta d\}_{nG}$. Voici plusieurs techniques mathématiques différentes pour résoudre de grands systèmes d'équations.
La plupart des programmes par éléments finis adoptent une technique basée sur l'élimination gaussienne [7].

2.6.5 Méthode des différences finis

La modélisation numérique des géo-matériaux est une étape nécessaire de l'élaboration de tout projet de génie civil. Elle fait appel à deux grands types de méthodes. D'une part, des méthodes d'équilibre limite permettent de calculer rapidement les efforts maximaux que peut soutenir une structure (pente, fondation, etc.), au prix d'hypothèses souvent simplistes sur le comportement des matériaux et leurs interactions et de la donnée a priori des mécanismes de rupture. D'autre part, des mé-thodes numériques plus sophistiquées éléments finis ou différences finies fournissent les champs d'efforts et de déformations, ainsi que le mécanisme de rupture le plus critique, au prix de calculs beaucoup plus lourds à mettre en œuvre [8].

Parmi ces dernières, la méthode des éléments finis a depuis longtemps supplanté sa concurrente, la méthode des différences finies à laquelle était surtout reproché son manque de souplesse. En fait, les défauts attribués à la méthode des différences finies étaient liés à la ma-nière dont celle-ci était formulée, et non à son principe même. Par une formulation « non-traditionnelle » de la méthode, on supprime facilement ces défauts et l'on peut bâtir une méthode numérique qui montre de nom-breux attraits pour la modélisation des géo-matériaux. L'objectif de cet article est de présenter une telle for-mulation, appelée « méthode des éléments Lagran-giens », et développée au cours des cinq dernières années. Après un rappel des concepts de base, la for-mulation numérique est décrite de manière détaillée. Une application au calcul d'un remblai renforcé est en-suite présentée. Enfin, la formulation

complète d'un pro-blème simple est présentée en annexe, et permet la comparaison de la méthode des éléments finis avec celle des éléments Lagrangiens [8].

2.6.5.1 Concepts de base

La méthode des éléments Lagrangiens consiste en une application « non-traditionnelle » de la méthode des différences finies explicites. Ses caractéristiques principales sont passées en revue, ainsi que leurs implications pour la modélisation des géo-matériaux [8].

2.6.5.2 Les différences finies

La méthode des différences finies est peut-être la plus ancienne technique numérique utilisée pour résoudre des systèmes d'équations différentielles avec conditions initiales et/ou conditions aux limites. Dans la méthode des différences finies, toute dérivée présente dans le système d'équations est remplacée directement par une expres-sion algébrique écrite en terme des variations interve-nant dans le système d'équations, en des lieux discrets de l'espace. Ces variables sont indéterminées partout ailleurs [8].

Dans la méthode des éléments finis, les contraintes et déplacements (en mécanique) sont définis partout dans le domaine d'étude. Des fonctions spécifiques décrivent leurs variations dans chaque élément. La formulation consiste alors en l'ajustement de ces fonctions pour mi-nimiser des termes d'erreur ou une énergie locale ou globale [8].

Les deux méthodes produisent un système d'équations algébriques. Bien qu'elles soient obtenues de manières différentes, ces équations sont similaires et même par-fois identiques. Par contre, un certain nombre de « tra-ditions » différentes se sont ancrées au cours des années. Par exemple, les programmes Eléments Finis combinent en général les matrices élémentaires en une matrice de rigidité globale de grande taille, alors que les programmes Différences Finies ne construisent pas de matrice globale car ils peuvent de manière relative-ment efficace reformuler les équations à chaque pas. Il existe d'autres différences, dont beaucoup sont dues surtout aux habitudes des numériciens [8].

Enfin, il faut faire un sort à un mythe qui a survécu jusqu'à aujourd'hui. De nombreux professionnels (y compris des auteurs de livres) croient que les différences finies sont cantonnées à des maillages rectangulaires définies en termes de (D x, D y). Ceci est faux ! De fait, WILKINS a présenté (en 1964 !) une méthode qui per-met de formuler les équations des différences finies pour des éléments de forme quelconque. C'est cette méthode que nous utilisons. La croyance erronée que les Différences Finies sont inséparables des maillages rectangulaires est responsable de nombreuses affirma-tions, aussi peu fondées, sur les formes possibles des limites et la distribution des propriétés des matériaux. En utilisant la méthode de WILKINS, on peut donner n'importe quelle forme aux limites et faire varier les propriétés d'un élément à l'autre, exactement comme avec les Eléments Finis [8].

2.6.5.3 La résolution explicite avançant dans le temps

L'objectif de la méthode aux éléments Lagrangiens pré-sentée est de trouver la solution d'un problème statique ou quasi statique. Malgré cela, les équations du mou-vement dynamique sont incluses dans la formulation. En effet, ceci permet de s'assurer que le schéma nu-mérique est stable même lorsque le système physique modélisé est instable. Avec des matériaux à comporte-ment non linéaire, des instabilités physiques peuvent survenir : rupture soudaine d'un pilier, d'une pente, par exemple. Dans le monde physique, une partie de l'éner-gie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique, qui se propage

ensuite à partir de la source et se dissipe. Si les termes d'inertie sont inclus dans la formulation numérique, ce processus est reproduit directement : de l'énergie cinétique est en-gendrée puis dissipée. Un algorithme de résolution « sta-tique » qui n'inclut pas les termes d'inertie doit utiliser une procédure numérique pour modéliser les instabilités physiques. Même si la procédure supprime effective-ment les instabilités numériques.

La séquence de calcul générale de la méthode est il-lustrée en figure 1. Les équations du mouvement sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces en jeu. Ensuite les taux de déformation sont dé-duits des vitesses et la loi de comportement du matériau est utilisée pour déduire de nouvelles contraintes et forces des taux de déformation. Chaque parcours de cette boucle représente un cycle de calcul. Le principe fondamental de la résolution explicite est que chaque boîte de la figure 1 remet à jour toutes les variables qu'elle doit traiter à partir de valeurs connues et qui restent fixées durant les calculs dans la boîte. Par exemple, la boîte inférieure calcule de nouvelles contraintes dans chaque élément à partir des vitesses calculées à l'étape précédente. Ces vitesses sont blo-quées durant le fonctionnement de la boîte : les nou-velles contraintes n'affectent pas les vitesses. Cette hypothèse est justifiée si nous choisissons un pas de temps assez petit pour que l'information ne puisse pas passer d'un élément à l'autre au cours de cet intervalle de temps. Puisqu'un parcours de la boucle représente un pas de temps, le « blocage » des vitesses est alors justifié car des éléments voisins ne peuvent pas s'in-fluencer pendant une période de calcul. Bien entendu, les perturbations peuvent se propager dans le modèle en plusieurs cycles de calcul, à la vitesse que met l'in-formation à se propager physiquement [8].

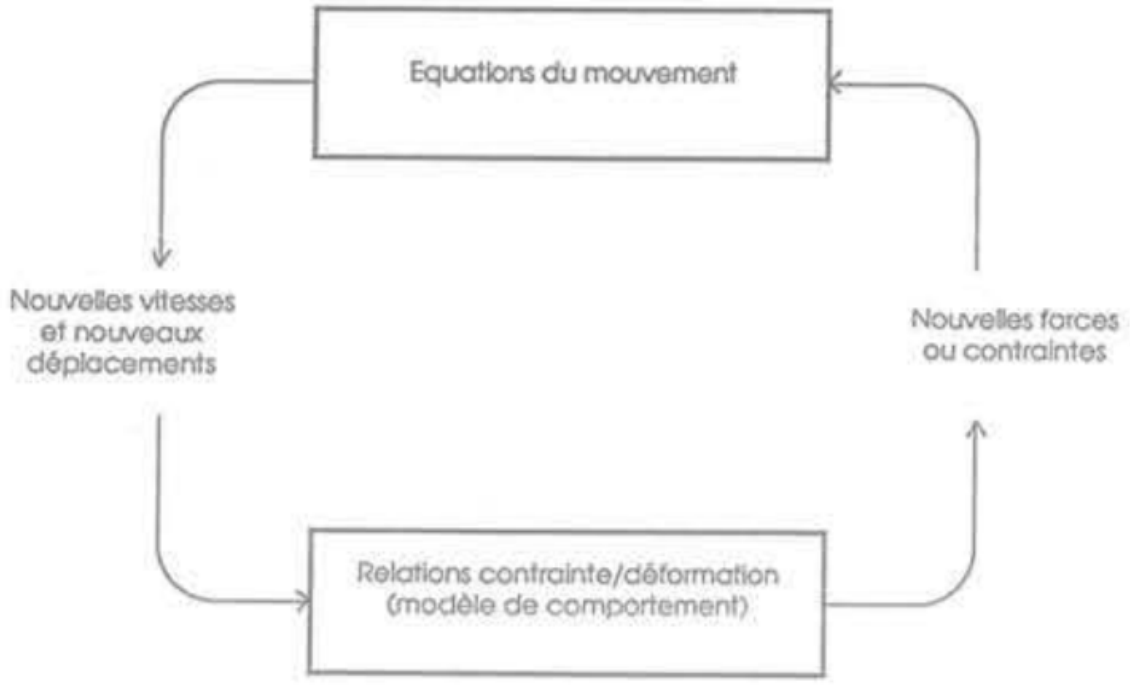


Figure 2-31
Séquence de calcul générale(8)

2.6.5.4 L'analyse Lagrangienne

N'ayant pas de matrice de rigidité globale à construire, nous pouvons de manière très simple réactualiser les coordonnées des nœuds à chaque pas de temps. Les déplacements incrémentaux sont ajoutés aux coordon-nées et le maillage se déforme donc avec le matériau qu'il représente. La formulation est donc « Lagran-gienne », par opposition à la formulation « Eulérienne » pour laquelle le matériau se déforme par rapport à un maillage fixe. L'intérêt de la méthode Lagrangienne est simple : elle permet de traiter les problèmes en grandes déformations de manière à la fois rigoureuse et aisée, en ne pesant que très peu sur la rapidité des calculs [8].

2.6.6 Formulation numérique

Les équations générales sur lesquelles est basée la ré-solution sont rapidement passées en revue. Les équa-tions aux différences finies en sont déduites. Deux points importants de la méthode sont ensuite détaillés : l'amortissement utilisé et la détermination du pas de temps critique. Les développements exposés ci-dessous concernent la modélisation mécanique. A partir de la loi de FOURIER ou de la loi de DARCY, on peut construire de la même manière les équations aux dif-férences finies permettant de résoudre des problèmes thermiques ou d'hydraulique souterraine [8].

2.6.6.1 Equations générales

Dans un solide déformable et dans un référentiel La-grangien, la loi de NEWTON peut être exprimée par l'équation différentielle suivante (MALVERN, 1969) :

$$\rho \frac{\sigma \mathring{u}_i}{\sigma t} = \frac{\sigma \sigma_{ij}}{\sigma x_j} + \rho g_i \text{.....Eq 51}$$

Où :
Les indices i, j représentent les trois composantes dans un repère cartésien, la répétition d'un indice indiquant une sommation [8].
ρ : est la masse volumique
t : est le temps
$\mathring{u}$: est le vecteur vitesse
x : est le vecteur position
g : est l'accélération due aux forces de volume (en général, accélération de la pesanteur)
σ : est le tenseur des contraintes.

En plus de l'équation du mouvement ci-dessus, l'étude du solide déformable fait intervenir sa loi de comportement. Celle-ci peut être écrite de manière incrémentale [8] :

$$\sigma = M(\sigma, \dot{e}, K) \text{.....Eq 52}$$

Où :
M( ) est la fonctionnelle définissant la loi

$\dot{e}$ est le tenseur des taux de déformation :

$$e = \frac{1}{2}\left(\frac{\sigma \mathring{u}_i}{\sigma x_j} + \frac{\sigma \mathring{u}_i}{\sigma x_i}\right)$$

K est un paramètre dépendant de l'histoire du matériau une mesure de la déformation plastique de cisaillement par exemple pour un matériau radoucissant ou durcissant [8].

2.6.6.2 Equations aux différences finies

Le solide est maillé par des quadrilatères. Chacun d'eux est subdivisé en deux paires d'éléments triangulaires à déformation uniforme (fig. 2). La force exercée sur un nœud est prise comme la moyenne des forces pour les deux paires de triangles, ce qui permet d'assurer une réponse symétrique à un chargement symétrique [8].

Les équations aux différences finies sont déduites du théorème de GAUSS :

$$\int_s n_i f ds = \int_A \frac{\sigma f}{\sigma x_i} dA \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Eq 53}$$

Où :

s est le périmètre de l'élément de surface A

n est le vecteur unitaire normal à s

f est un scalaire, vecteur ou tenseur défini sur A et son périmètre.

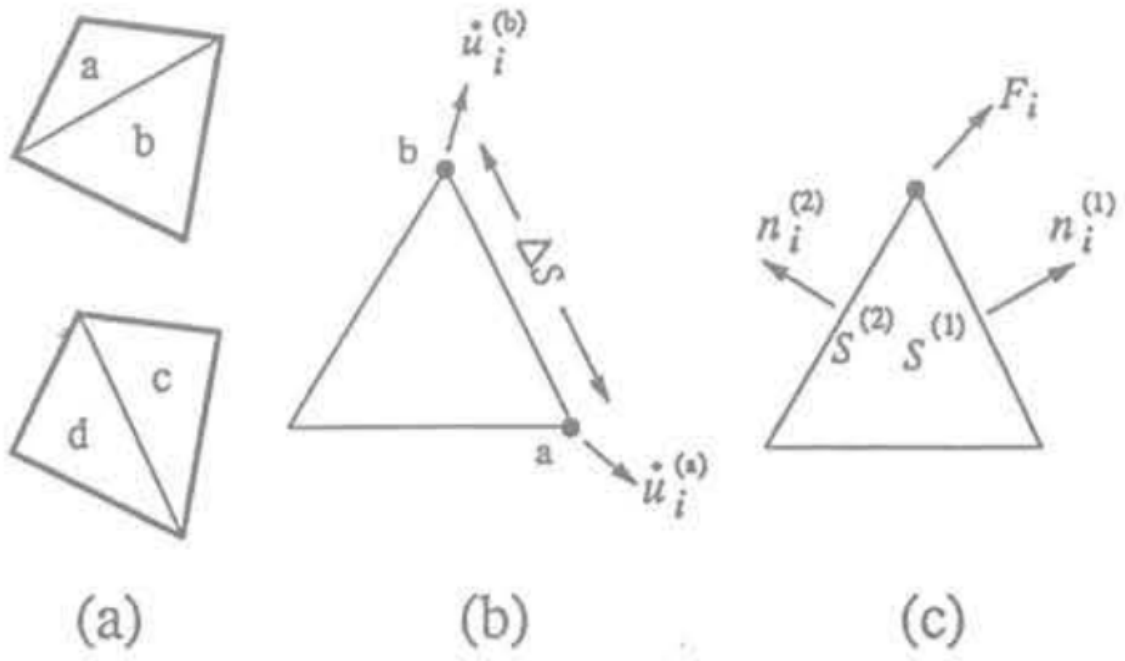


Figure 2-32
Discrétisation mixte
a) Quadrilatères superposés ; b) Vecteurs vitesse ;
c) Vecteur force nodale(8)

2.7 Conclusion

Pour de nombreux problèmes d'intérêt pratique, il est nécessaire d'estimer les tassements sous conditions dans lesquelles la contrainte induite varie spatialement. Les premières étapes des analyses de ces problèmes impliquent généralement des estimations des états initiaux de stress dans le sol et les changements de ces contraintes lors du chargement et lorsque le sol se rapproche de l'équilibre. Deux des méthodes d'analyse ont été couramment suivies.

La première méthode d'analyse est raisonnablement précise lorsque le sol est dans un état naissant défaillance et la deuxième méthode est raisonnablement précise pour les contraintes appliquées qui sont faibles par rapport aux contraintes qui entraîneraient une défaillance. Dans de nombreux problèmes de fondation, une certaine quantité de déformation plastique se produit même si le facteur de sécurité contre un cisaillement total l'échec est satisfaisant ; donc aucune des deux approches n'est vraiment correcte. La méthode des éléments finis de l'analyse est utilisée pour tenter de résoudre ces problèmes, mais la méthode n'a pas été développé à un point tel qu'il peut être utilisé pour l'analyse de routine des problèmes d’ingénierie des fondations.

La théorie du calcul dans le domaine des fondations et de la géotechnique en général est liée à solution d'équations différentielles décrivant un problème physique. Leur résolution à travers l'analyse, sous une forme fermée, entraîne de nombreuses difficultés mathématiques, donc très souvent diverses des simplifications sont appliquées afin d'obtenir des solutions acceptables du problème. Quand il s'agit des tâches difficiles, telles que le calcul de conception des poutres de fondation, l'analyse l'approche est généralement abandonnée, laissant la place aux méthodes numériques, qui peuvent inclure nombre considérablement plus grand de paramètres influents. Le numérique le plus fréquemment utilisé les méthodes sont la méthode des différences finies et la méthode des éléments finis.

Les solutions théoriques donnent des contraintes totales dans un milieu élastique en apesanteur. Les contraintes totales sont données parce que le sol est supposé être un continuum. Leur résolution en contraintes efficaces et la pression interstitielle de l'eau est un problème distinct non considéré en termes de théorie d’élasticité.

Chapitre 3. Etablissement d’un code de calcul en VB.net permettant le calcul et la Visualisation des contraintes.

3. Introduction

La disponibilité de logiciels conviviaux a considérablement accru l'application des ordinateurs dans l'analyse / la conception d'ouvrages de génie civil et dans de nombreux autres domaines. L'application du logiciel MS Visual Basic a été illustrée dans ce chapitre pour réaliser la conception les codes de calculs des contraintes sous les différents types de fondations. La conception entière a été traduite en fonctions simples et utilisée dans la feuille de calcul sur la base des équations de calculs analytique décrites précédemment.

Le langage de programmation adapté est le vb.net dû à sa simplicité et sa facilité de travail pour les ingénieurs et le technicien en général. Le logiciel utilisé pour le développement est « microsoft visual basic 2010 express »

Les programmes de calculs présentés dans ce chapitre ont été développé sur la base des équations décrite dans le chapitre 2 et pour plusieurs types de fondation :

- Contrainte verticale due à une charge concentrée (Équations de Boussinesq)
- Contrainte verticale due à une charge linéaire
- Contrainte verticale due à une zone circulaire uniformément chargée
- Contrainte verticale due à une charge concentrée (Équations de Westergaard)

Par la suite, on a implémenté dans chaque programme un bouton permettant la visualisation des contraintes sous forme de courbe iso contraintes qui montre la variation de la contrainte en fonction de la profondeur et l'éloignement de l'axe de l'application de la charge.

3.1 Généralité sur le visual basic.net

Un langage de programmation est une notation pour écrire des programmes qui sont les spécifications d'un calcul ou d'un algorithme. Visual Basic permet une approche disciplinée de la conception de programmes informatiques. Dans cette phase, nous avons introduit la programmation Visual Basic et présentons des exemples qui illustrent plusieurs fonctionnalités importantes du langage.

Un ordinateur ne peut comprendre la langue parlée d'une personne. Une langue parlée comme l'anglais ou le français est tout simplement trop générale et ambiguë à comprendre pour les ordinateurs. Par conséquent, nous devons nous adapter à la machine et apprendre le langage informatique pour que l'ordinateur puisse comprendre. C'est là que Visual Basic entre en jeu: lorsqu'un code source Visual Basic est entré dans l'ordinateur, l'ordinateur traite ces instructions en langage Visual Basic.

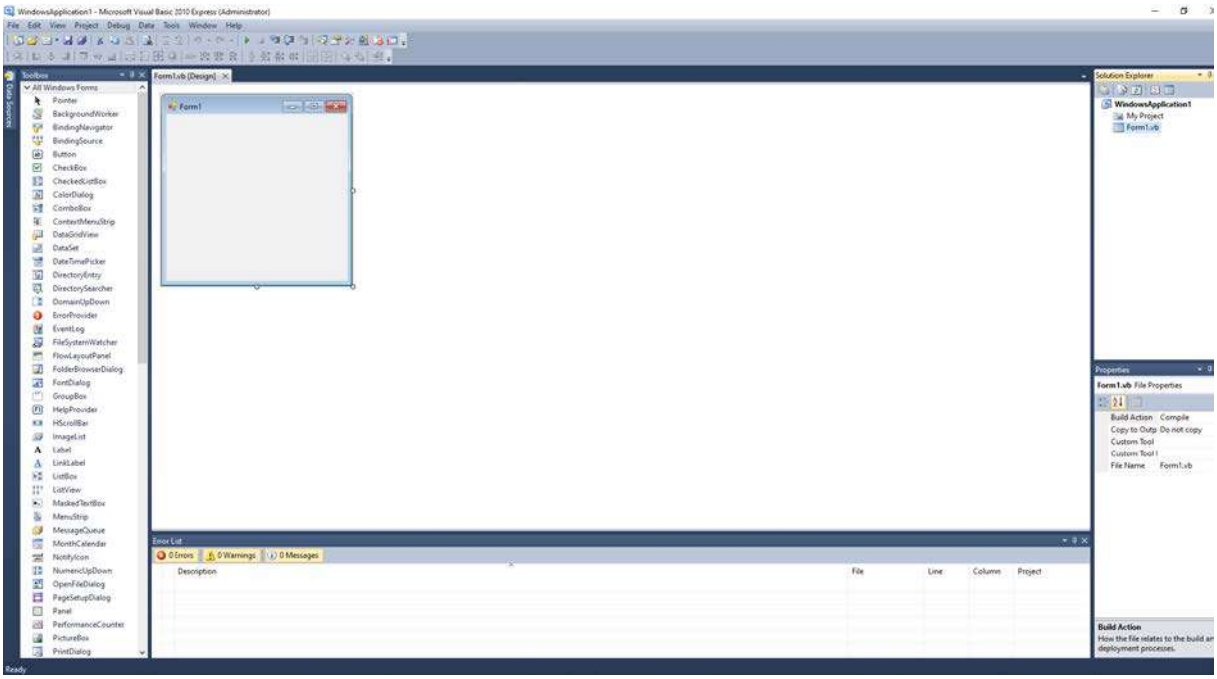


Figure 3-1
Espace de travail conventionnel du logiciel microsoft Visual basic 2010 express

Dans un Visual Basic, des centaines de problèmes complexes peuvent être résolus en très peu de temps, tandis que les calculs faits à la main prennent du temps et un travail acharné est nécessaire, non seulement cela devient parfois très complexe. Mais, simplicité et la rapidité, la précision du résultat est également une question vitale.

3.2 Présentation des programmes de calculs

Le programme a été développé sous la plateforme « Microsoft windows 10 64bits », sachant que le logiciel du développement procède à créer des boucles de dossier dans lesquels le chemin d'emplacement finale du programme se situe, il est donc nécessaire d'indiquer que le cheminement à suivre lors de l'exécution.

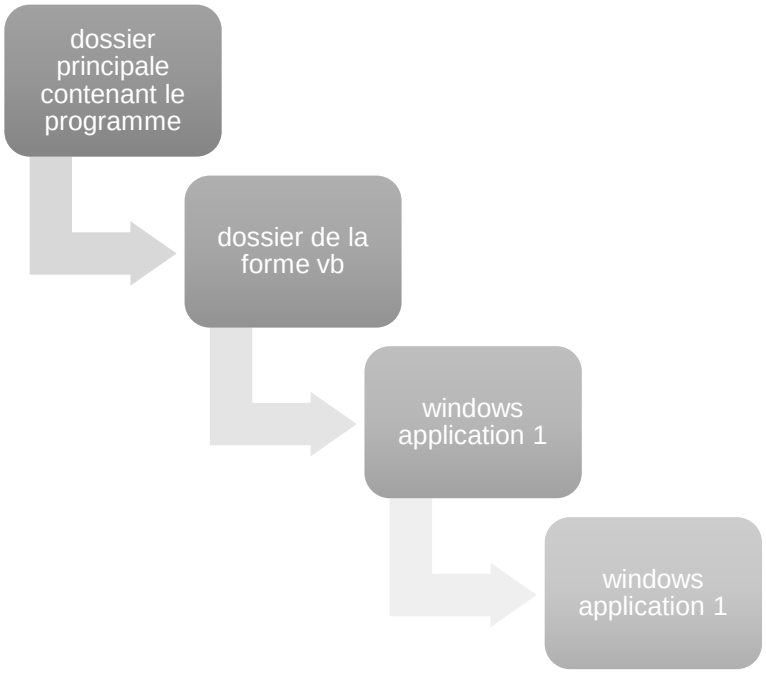


Figure 3-2
Chemin D'accès à l'application Windows du programme

Pour faciliter la tâche de la représentation des programmes la symbolisation suivante a été adapté :

- « P1 » programme de calcul de Contraintes verticales due à une charge concentrée (Équations de Boussinesq)
- « P2 » programme de calcul de Contraintes verticales due à une charge linéaire
- « P3 » programme de calcul de Contraintes verticales due à une zone circulaire uniformément chargée
- « P4 » programme de calcul de Contraintes verticales due à une charge concentrée (Équations de Westergaard)

3.2.1 Contrainte verticale due à une charge concentrée (Équations de Boussinesq)

Le programme adapte une méthode de calcul qui se fait par configuration de variable ordonnée, c'est-à-dire le programme suit comme ordre d'itération, la première variable dans l'équation puis en la remplaçant dans la suite de l'équation on arrive à trouver la valeur de la contrainte finale.

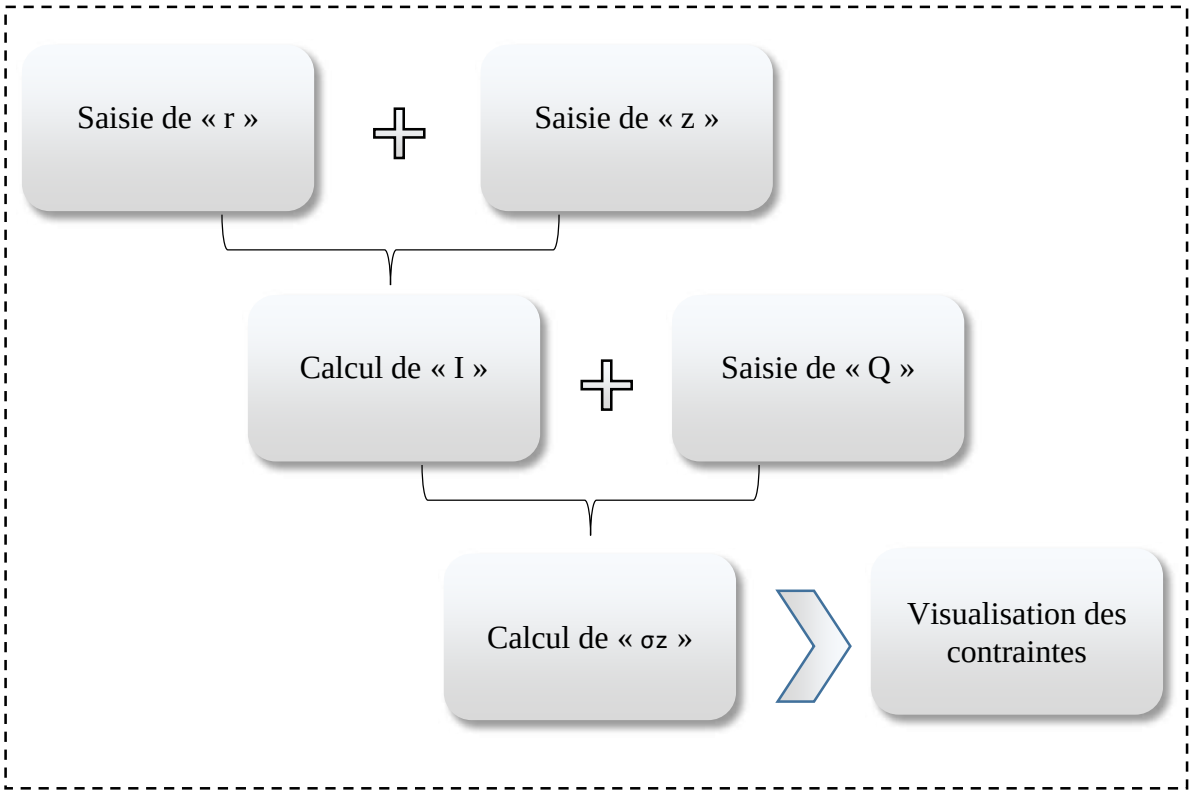


Figure 3-3
Routine de calcul du programme P1

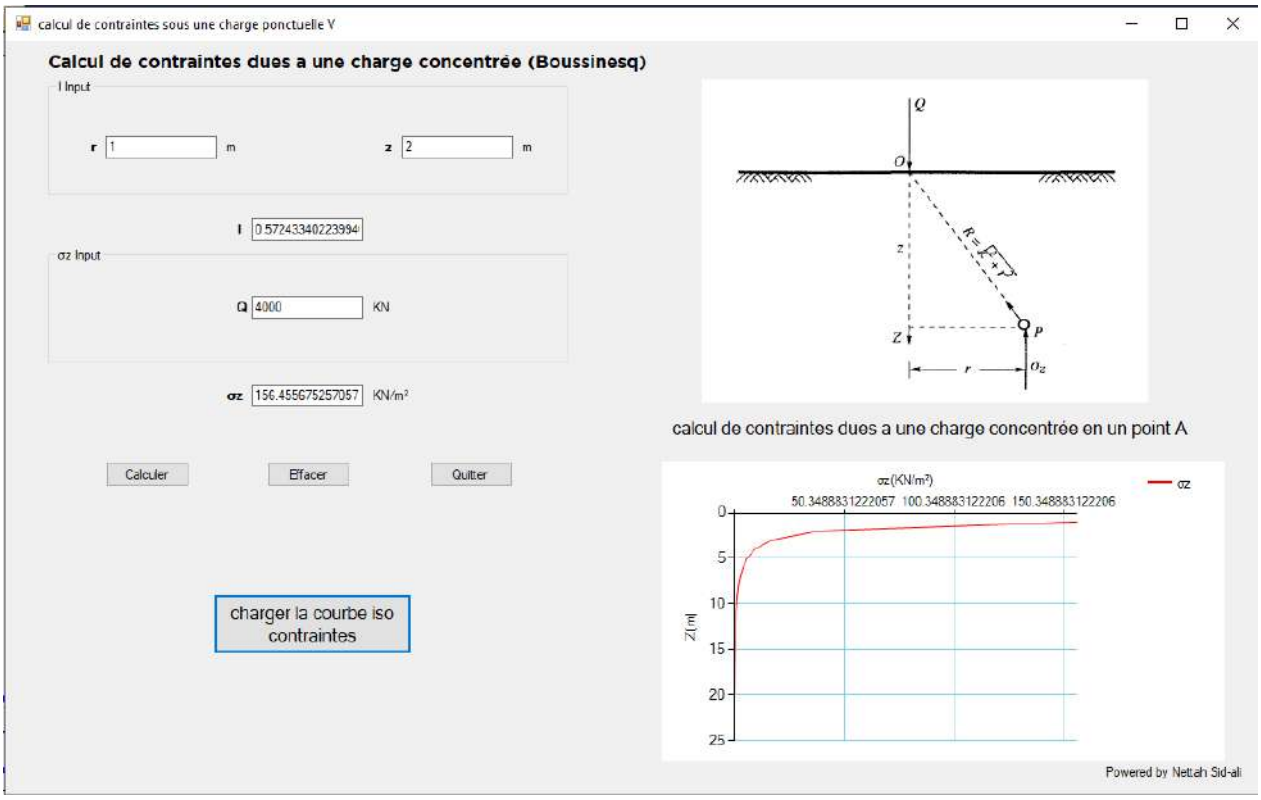


Figure 3-4
Fenêtre d'interface du programme P1

3.2.2 Contrainte verticale due à une charge due à une charge linéaire

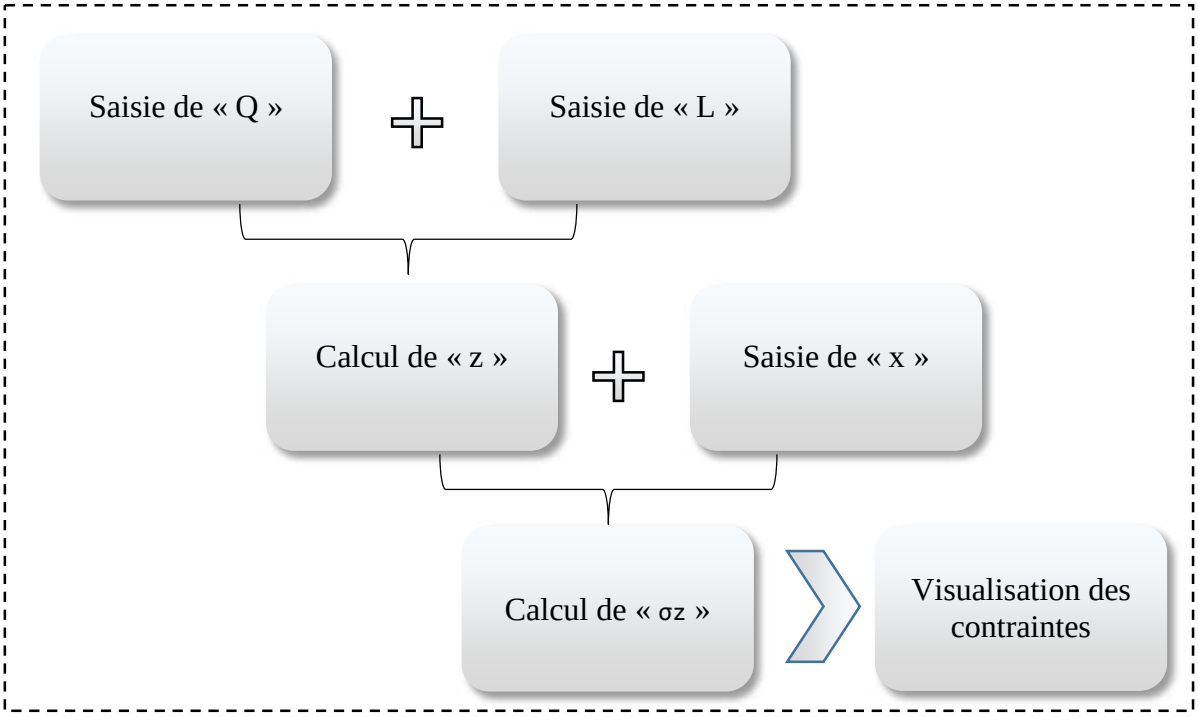


Figure 3-5
Routine de calcul du programme P2

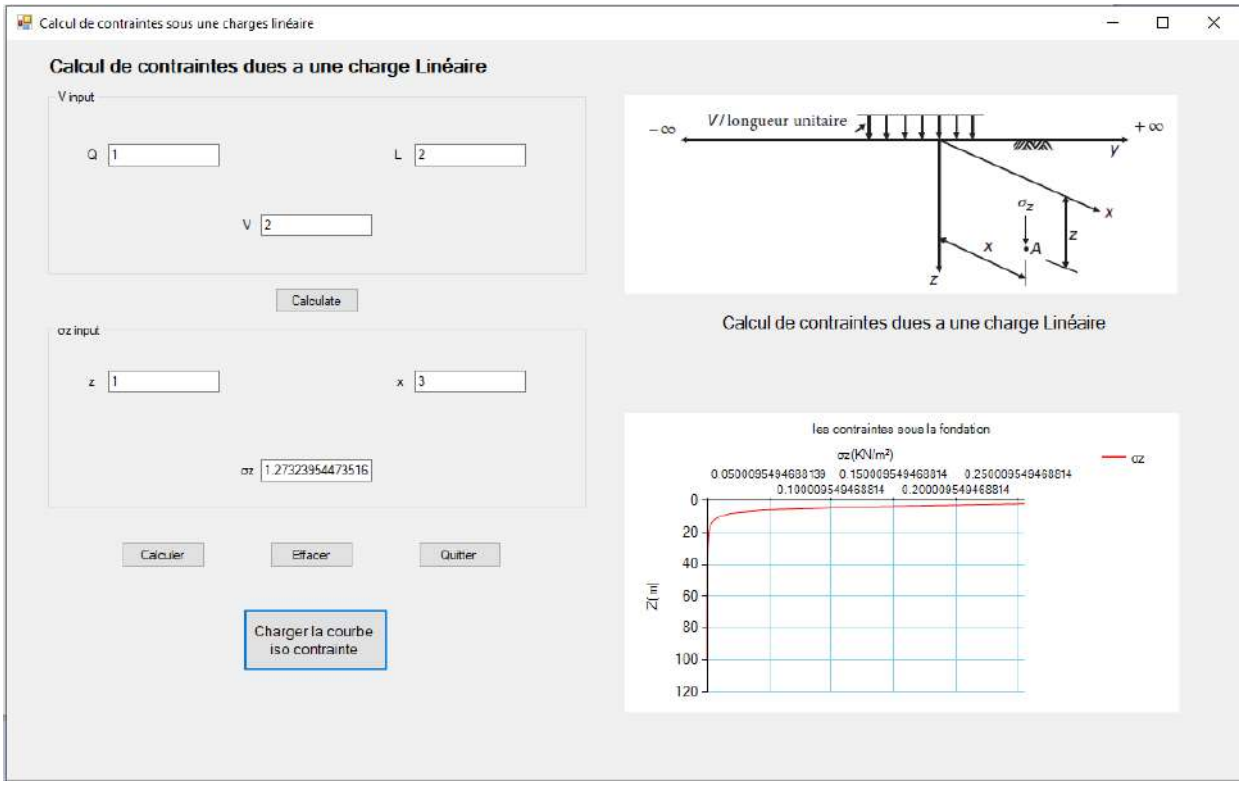


Figure 3-6 Fenêtre d'interface du programme P2

3.2.3 Contrainte verticale due à une zone circulaire uniformément chargée

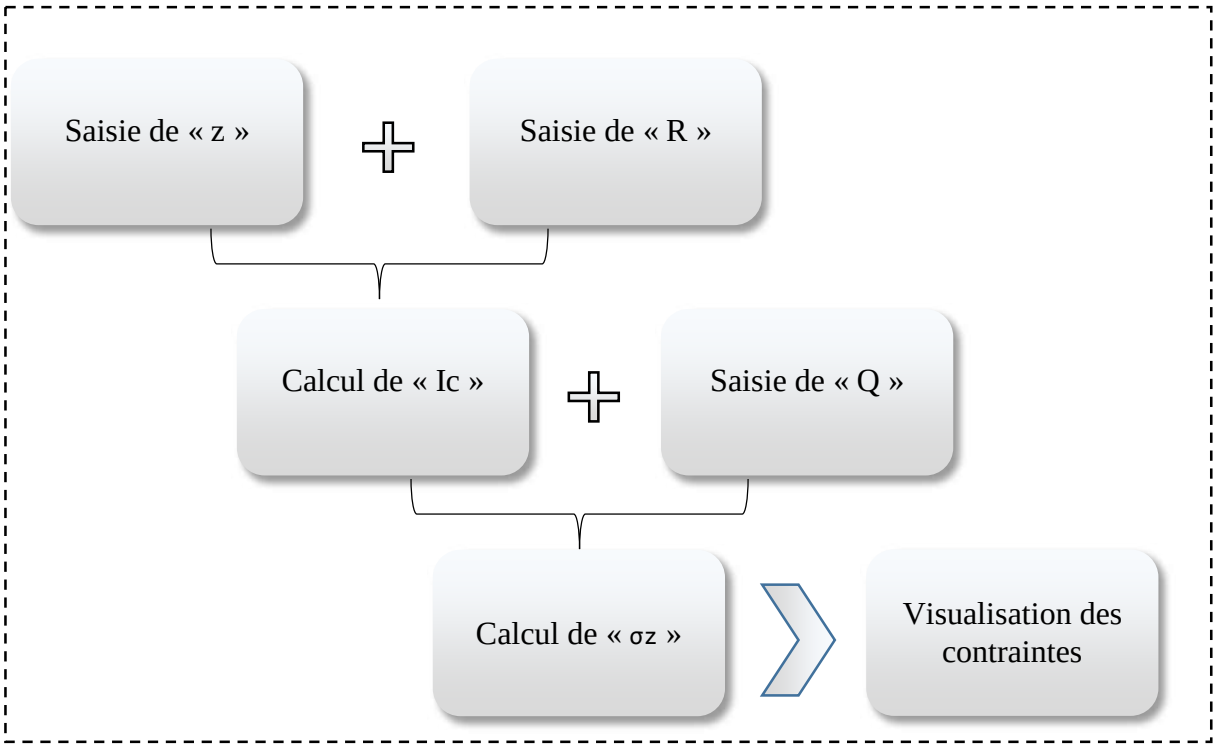


Figure 3-7 Routine de calcul du programme P3

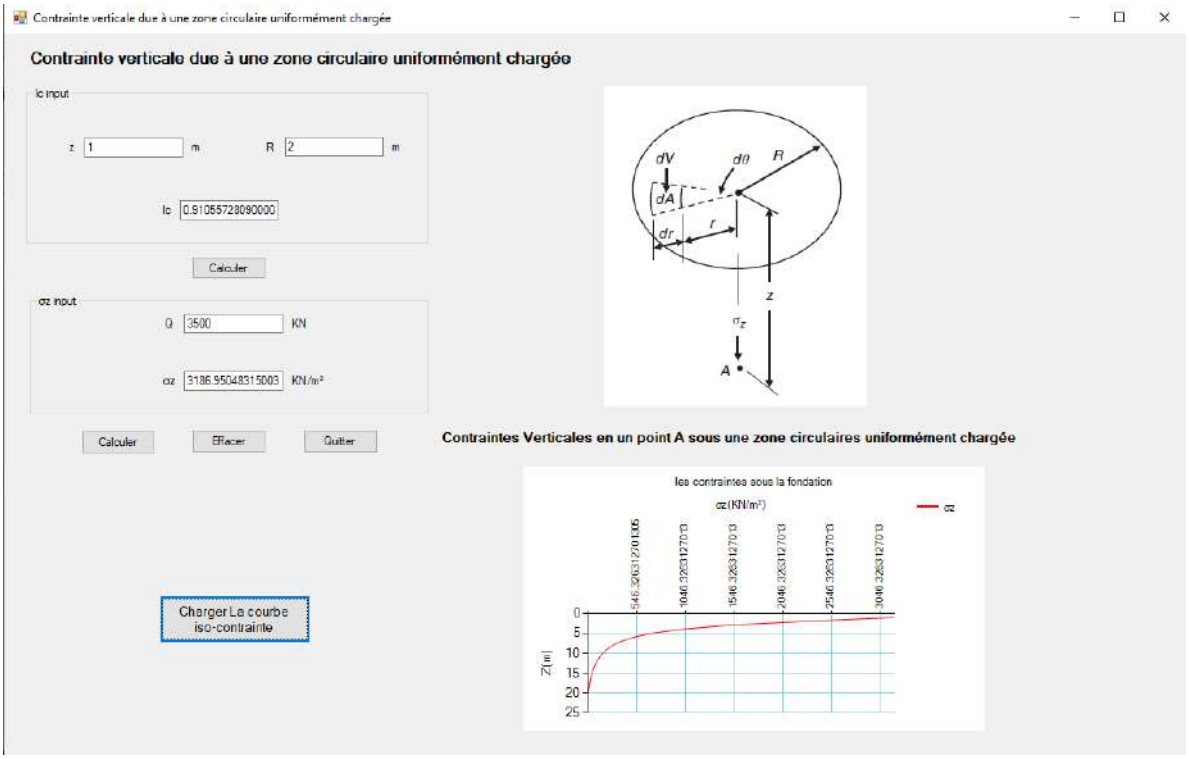


Figure 3-8 Fenêtre d'interface du programme P3

3.2.4 Contrainte verticale due à une charge concentrée (Équations de Westergaard)

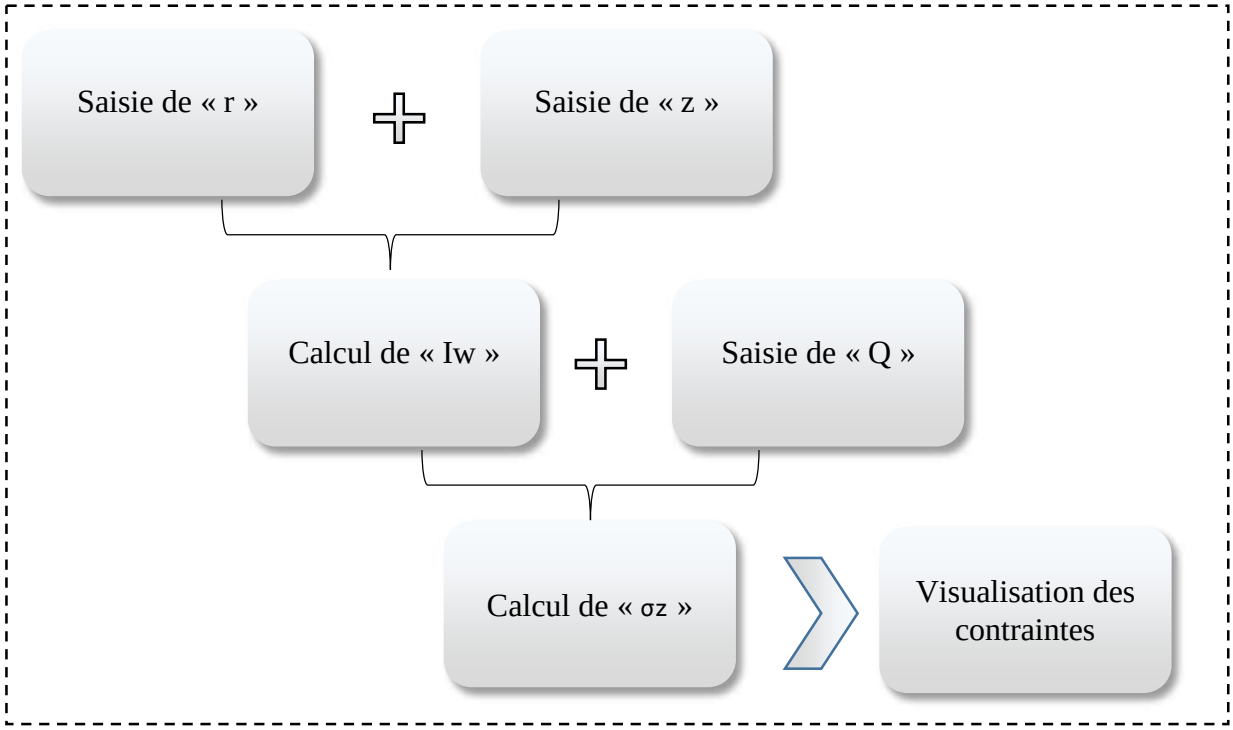


Figure 3-9 Routine de calcul du programme P4

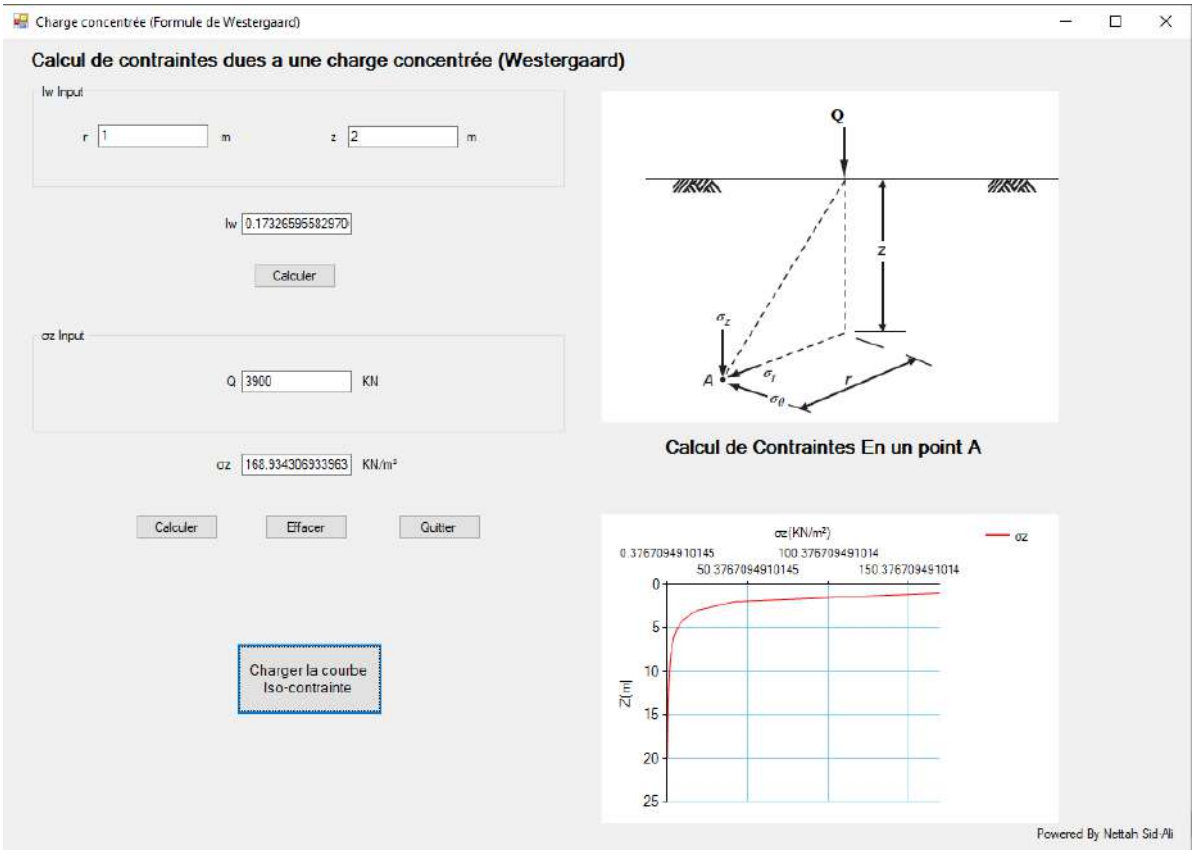


Figure 3-10 Fenêtre d'interface du programme P4

3.3 Visualisation des contraintes

Massif homogène, isotrope et linéairement élastique a poids négligeable, surface horizontale plane :

La solution au problème du calcul des contraintes dans un demi-espace élastique soumis à une charge ponctuelle verticale à la surface sera utile pour estimer les contraintes induites dans un dépôt de sol dont la profondeur est grande par rapport aux dimensions de cette partie de la surface qui est chargé. Ainsi, les semelles de colonne individuelles ou les charges de roue peuvent être remplacées par charges ponctuelles équivalentes à condition que les contraintes soient calculées en des points suffisamment éloignés du point d'application de la charge ponctuelle.

L'estimation des contraintes verticales en tout point d'une masse de sol due à une charge externe est essentielle pour la prédiction des tassements des bâtiments, des ponts et de la pression. Les contraintes induites dans un sol en raison des charges appliquées dépendent de ses caractéristiques contrainte-déformation. Le comportement de contrainte-déformation des sols est extrêmement complexe et dépend d'un grand nombre de facteurs, tels que les conditions de drainage, la teneur en eau, le taux de vide, le taux de chargement, le niveau de charge et le chemin de contrainte. Cependant, des hypothèses simplificatrices sont généralement faites dans l'analyse du comportement du sol pour obtenir des contraintes. On

suppose généralement que la masse du sol est homogène et isotrope. La relation contrainte-déformation est supposée linéaire. La théorie de l'élasticité est utilisée pour déterminer les contraintes dans la masse du sol. Bien que cela implique une simplification considérable du comportement réel du sol et que les contraintes calculées soient approximatives, les résultats sont suffisamment bons pour les problèmes de sol habituellement rencontrés dans la pratique [7].

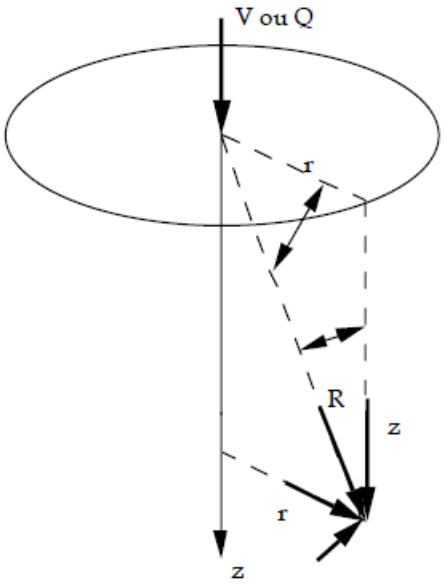


Figure 3-11
Symboles utilisés dans les équations
Pour une charge ponctuelle appliquée à la surface(3)

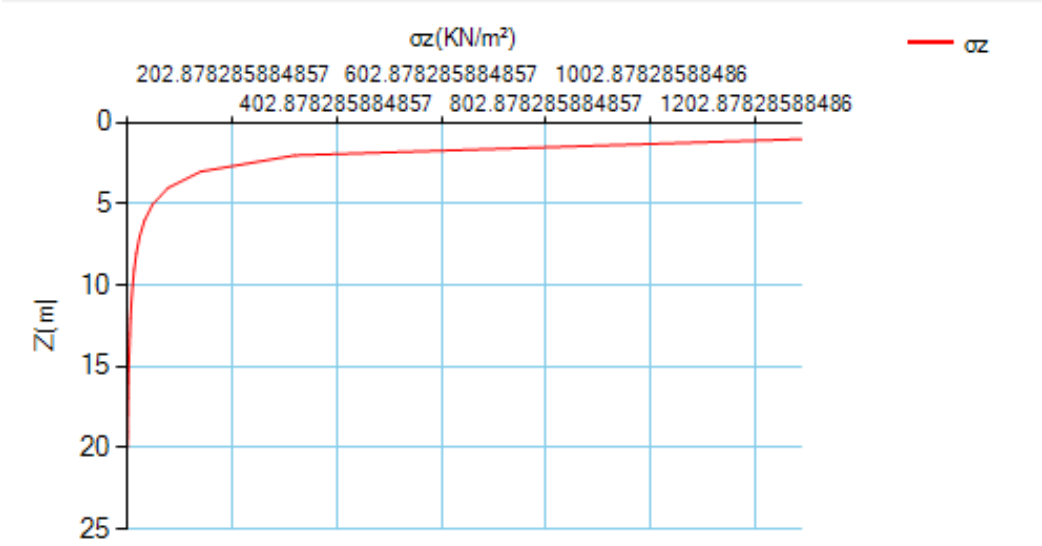


Figure 3-12
La variation des contraintes en fonction de la profondeur et l'éloignement de l'axe de l'application de la charge

Conclusion :

Si la surface d’un chargement est finie (point, circulaire, bande, rectangulaire, carré), la contrainte verticale en dessous du sol diminue avec l'augmentation de la profondeur et de la distance de la surface zone de chargement. Des méthodes ont été développées pour estimer l'augmentation de la contrainte verticale dans le sol en tenant compte de la forme de la surface de chargement. Dans ce chapitre Nous étions capable de discuter l’une des plusieurs méthodes développées dans ce domaine de calcul, la méthode (traditionnelle) de calcul manuel en contrepartie se manifeste très longue à effectuer et plus couteuse, mais grâce à cette méthode de nombreuse études de cas pratiques peuvent être concrétiser efficacement sans avoir à solliciter d’autres méthodes plus couteuse voir plus lent à effectuer tel que les essais d’évaluation in-situ.

Chapitre 4. Etude Paramétrique.

4. Introduction

Dans ce chapitre une analyse d'un sol sera menée avec la variation des coordonnées du point où les contraintes locales sont calculées dans chaque cas de chargement pour chaque type de fondations (« r », « z » et « x »). L'étude va consister à présumer une charge initiale de :

- ✓ Q =5000 KN
- ✓ Q =20 000 KN

Aussi arbitrairement choisie, les paramètres et les coordonnées impliqués dans cette étude vont nous permettre de visualiser la propagation des contraintes sous la fondation superficielle. La comparaison des résultats se fera sous forme de graphique de barre, afin de pouvoir visualiser a échelle adéquate la différence entre les diverses variations de contraintes en chaque point donné.

4.1 Données du cas d'étude :

L'ensemble des données présentées dans ce cas d'étude est présenté dans les tableaux à suivre.

4.1.1 Contrainte verticale due à une charge concentrée (Équations de Boussinesq) :

Premier cas de chargement :

Q = 5000 KN		
z =1 m	**z = 5 m**	**z = 10 m**
r = 1 m	**r = 5 m**	**r = 10 m**

Tableau 4-1 Coordonnées du point A situé sous une contrainte verticale due à une charge concentrée (Équations de Boussinesq) avec Q = 5000 KN

Deuxième cas de chargement :

Q = 20 000 KN		
z =1 m	**z = 5 m**	**z = 10 m**
r = 1 m	**r = 5 m**	**r = 10 m**

Tableau 4-2 Coordonnées du point A situé sous une contrainte verticale due à une charge concentrée (Équations de Boussinesq) avec Q = 20 000 KN

4.1.2 Contrainte verticale due à une charge due à une charge linéaire :

Premier cas de chargement :

Q = 5000 KN		
z =1 m	**z = 5 m**	**z = 10 m**
x = 1 m	**x = 5 m**	**x = 10 m**

Tableau 4-3 Coordonnées du point A situé sous une contrainte verticale due à une charge due à une charge linéaire avec Q = 5000 KN

Deuxième cas de chargement :

Q = 20 000 KN		
z =1 m	**z = 5 m**	**z = 10 m**
x = 1 m	**x = 5 m**	**x = 10 m**

Tableau 4-4 Coordonnées du point A situé sous une contrainte verticale due à une charge due à une charge linéaire avec Q = 20 000 KN

4.1.3 Contrainte verticale due à une zone circulaire uniformément chargée :

Premier cas de chargement :

Q = 5000 KN		
z =1 m	**z = 5 m**	**z = 10 m**
R = 1 m	**R = 5 m**	**R = 10 m**

Tableau 4-5 Coordonnées du point A situé sous une contrainte verticale due à une zone circulaire uniformément chargée avec Q = 5000 KN

Deuxième cas de chargement :

Q = 20 000 KN		
z =1 m	**z = 5 m**	**z = 10 m**
R = 1 m	**R = 5 m**	**R = 10 m**

Tableau 4-6 Coordonnées du point A situé sous une contrainte verticale due à une zone circulaire uniformément chargée avec Q = 20 000 KN

4.1.4 Contrainte verticale due à une charge concentrée (Équations de Westergaard) :

Premier cas de chargement :

Q = 5000 KN		
z =1 m	**z = 5 m**	**z = 10 m**
r = 1 m	**r = 5 m**	**r = 10 m**

Tableau 4-7 Coordonnées du point A situé sous une contrainte verticale due à une charge concentrée (Équations de Westergaard) avec Q = 5000 KN

Deuxième cas de chargement :

Q = 20 000 KN		
z =1 m	**z = 5 m**	**z = 10 m**
r = 1 m	**r = 5 m**	**r = 10 m**

Tableau 4-8 Coordonnées du point A situé sous une contrainte verticale due à une charge concentrée (Équations de Westergaard) avec Q = 20 000 KN

4.2 Présentation des résultats

Il est d'une vaste importance de noter que l'intégralité de notre programme développé à base d'équations analytiques a était vérifier par des calculs manuels secondaires afin d'assurer des résultats aussi corrects que valides.

4.2.1 Contrainte verticale due à une charge concentrée (Équations de Boussinesq) :

Q appliquée = 5000 KN	**z =1m**	**z =5m**	**z =10m**
r =1m	**74.61**	**78.49**	**22.72**
r =5m	**0.00020093**	**2.99**	**7.83**
r =10m	**2.27E-07**	**0.031**	**0.75**

Tableau 4-9 Contraintes verticales au point A situé sous une charge concentrée (Équations de Boussinesq) avec Q = 5000 KN

Q appliquée = 20 000 KN	**z =1m**	**z =5m**	**z =10m**
r =1m	**298.42**	**313.96**	**90.86**
r =5m	**0.00080372**	**11.94**	**31.30**
r =10m	**9.09E-07**	**0.13**	**2.99**

Tableau 4-10 Contraintes verticales au point A situé sous une charge concentrée (Équations de Boussinesq) avec Q = 20 000 KN

4.2.2 Contrainte verticale due à une charge due à une charge linéaire :

Q appliquée = 5000 KN	**z =1m**	**z =5m**	**z =10m**
x =1m	**1591.55**	**25.47**	**3.19**
x =5m	**122.43**	**25.43**	**3.19**
x =10m	**31.52**	**25.31**	**3.19**

Tableau 4-11 Contraintes verticales au point A situé sous une charge linéaire avec Q = 5000 KN

Q appliquée = 20 000 KN	z =1m	z =5m	z =10m
x =1m	6366.2	101.86	12.74
x =5m	489.71	101.70	12.74
x =10m	126.07	101.22	12.74

Tableau 4-12 Contraintes verticales au point A situé sous une charge linéaire avec Q = 20 000 KN

4.2.3 Contrainte verticale due à une zone circulaire uniformément chargée :

Q appliquée = 5000 KN	Z=1m	Z=5m	Z=10m
R=1m	3232.24	285.67	74.08
R=5m	4962.29	3232.24	1422.30
R=10m	4995.08	4552.79	3232.24

Tableau 4-13 Contraintes verticales au point A situé sous une zone circulaire uniformément chargée avec Q = 5000 KN

Q appliquée = 20000 KN	Z=1m	Z=5m	Z=10m
R=1m	12928.94	1142.68	296.3
R=5m	19849.15	12928.94	5689.17
R=10m	19980.3	18211.15	12928.94

Tableau 4-14 Contraintes verticales au point A situé sous une zone circulaire uniformément chargée avec Q = 20 000 KN

4.2.4 Contrainte verticale due à une charge concentrée (Équations de Westergaard) :

Q appliquée = 5000 KN	z =1m	z =5m	z =10m
r =1m	306.3	56.73	15.45
r =5m	4.37	12.26	8.67
r =10m	0.56	2.36	3.07

Tableau 4-15 Contraintes verticales au point A situé sous une zone circulaire uniformément chargée avec Q = 5000 KN

Q appliquée = 20 000 KN	z =1m	z =5m	z =10m
r=1m	1225.18	226.89	61.80
r =5m	4.37	49.0	34.66
r =10m	2.24	9.44	12.26

Tableau 4-16 Contraintes verticales au point A situé sous une zone circulaire uniformément chargée avec Q = 20 000 KN

4.3 Comparaison des résultats :

La comparaison des résultats sur les figures suivantes montre la déclinaison des contraintes verticales avec la variation des coordonnées du point A en terme de profondeur ainsi que l'éloignement par rapport à l'axe verticale au point d'application de la charge.

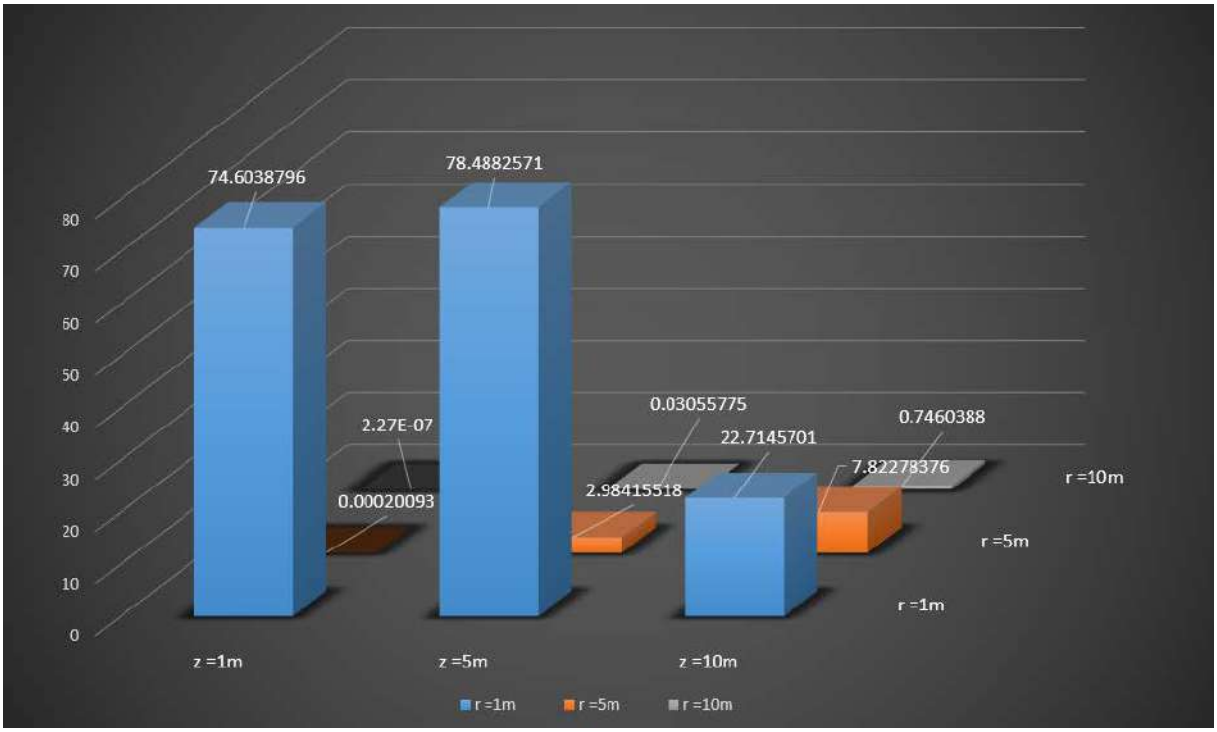


Figure 4-1 Comparaison des contraintes verticales au point A situé sous une charge concentrée (Équations de Boussinesq) avec Q = 5000 KN

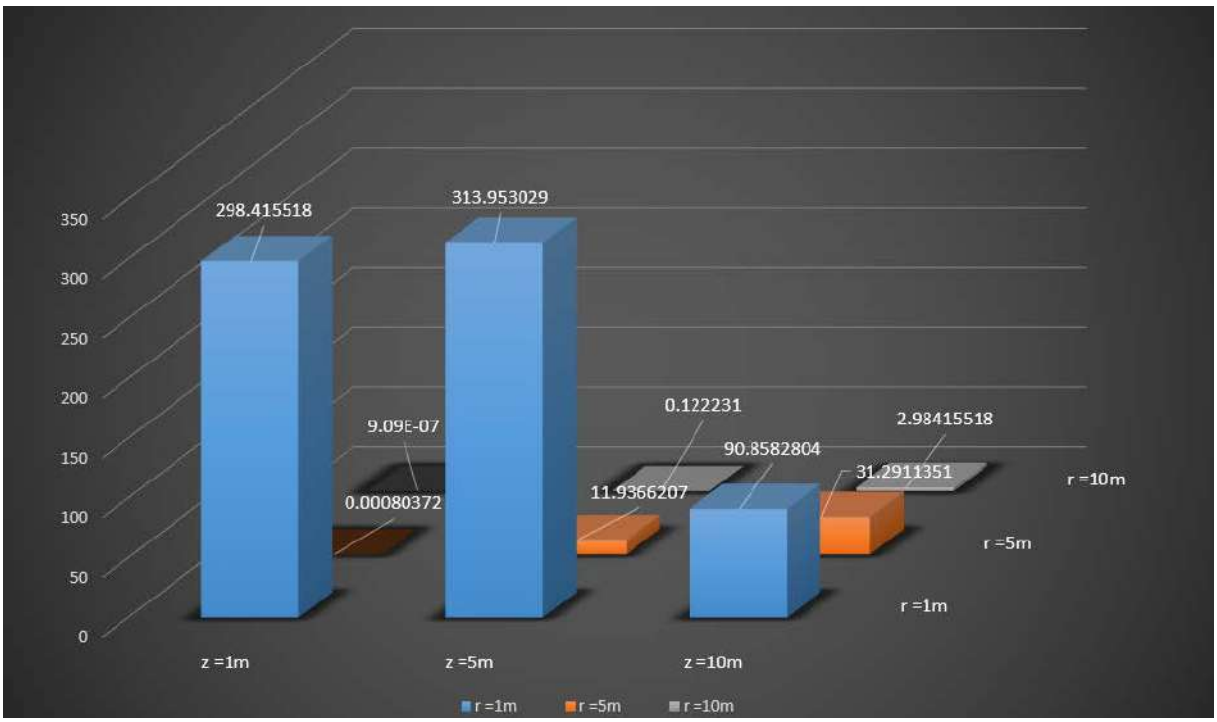


Figure 4-2 Comparaison des contraintes verticales au point A situé sous une charge concentrée (Équations de Boussinesq) avec Q = 20 000 KN

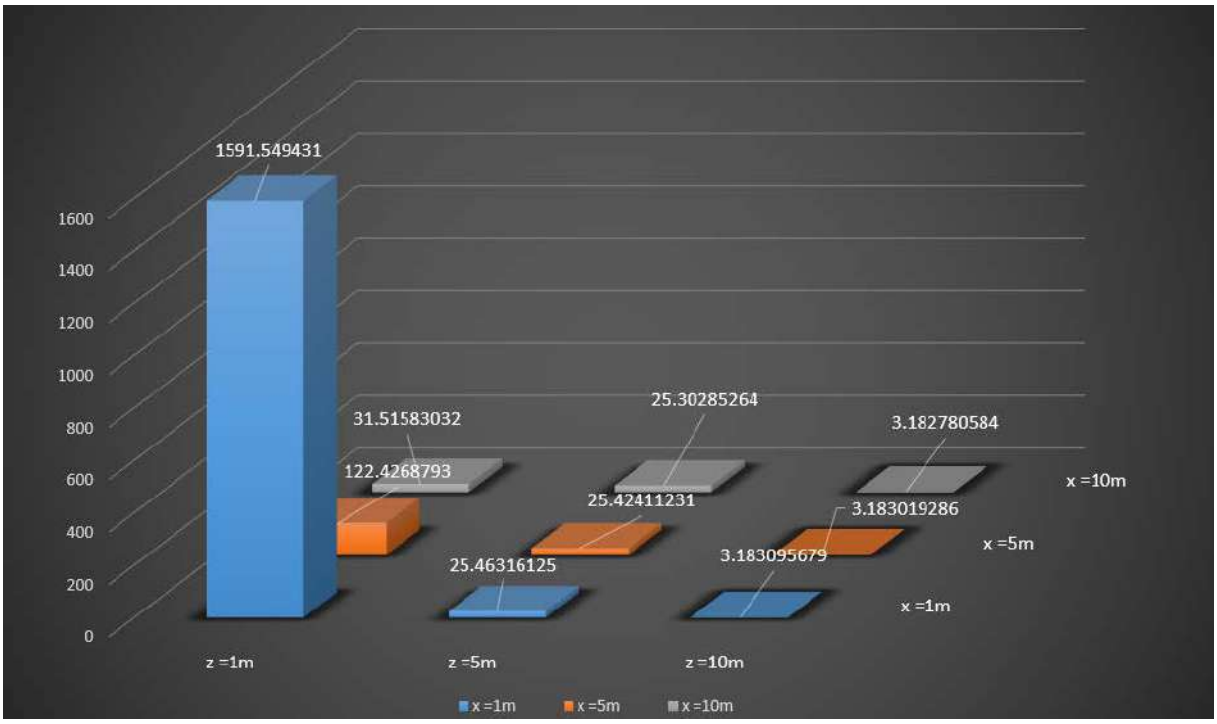


Figure 4-3 Comparaison des Contrainte verticale due à une charge due à une charge linéaire avec Q = 5000 KN

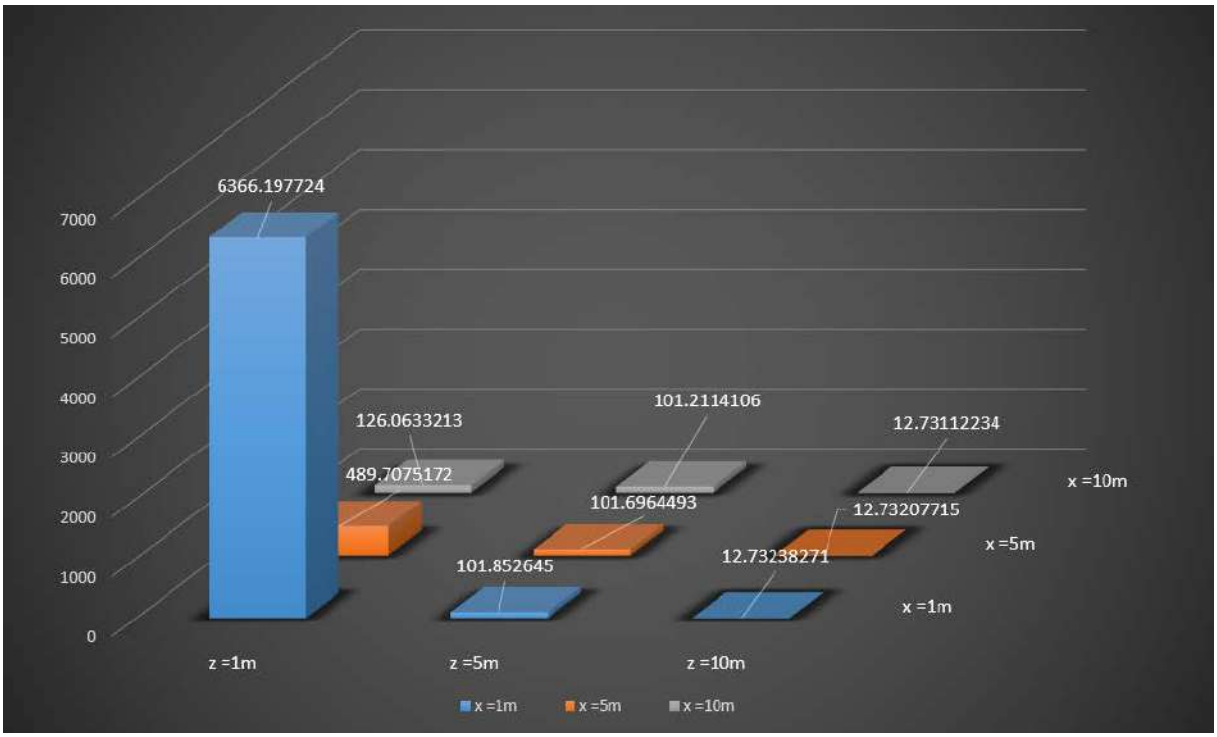


Figure 4-4 Comparaison des Contrainte verticale due à une charge due à une charge linéaire avec Q = 20 000 KN

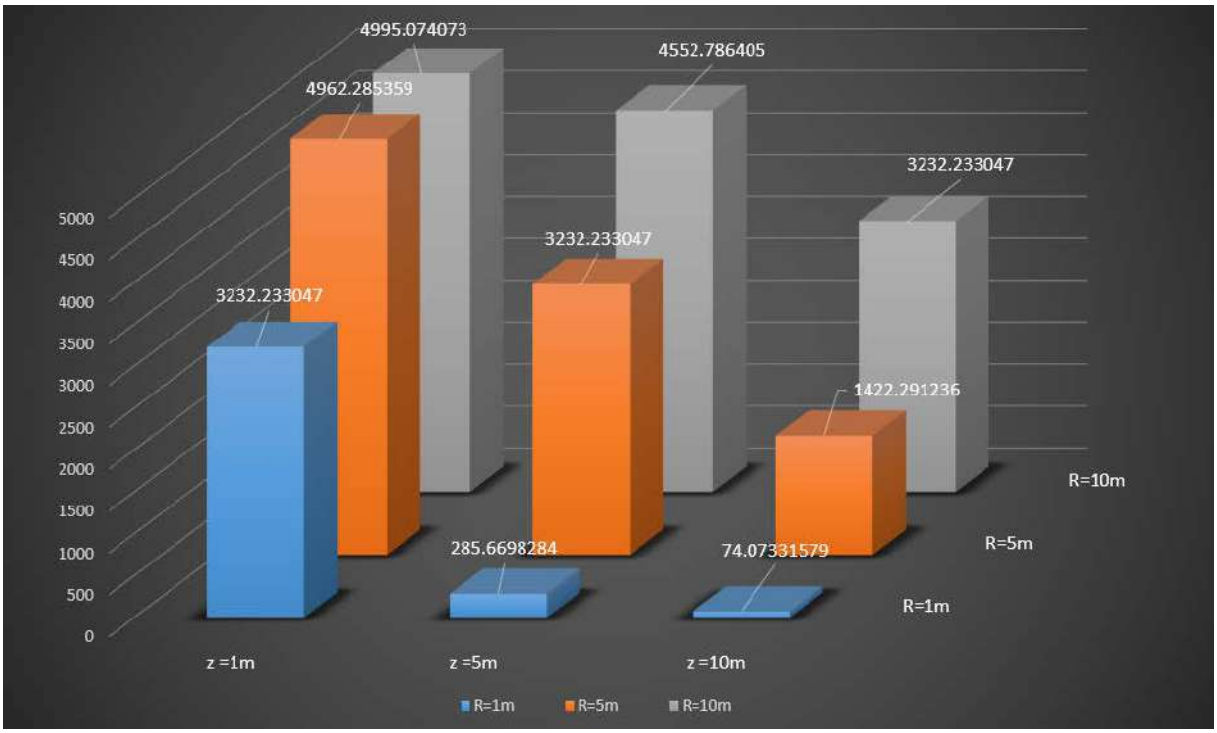


Figure 4-5 Comparaison des Contrainte verticale due à une zone circulaire uniformément chargée avec Q = 5000 KN

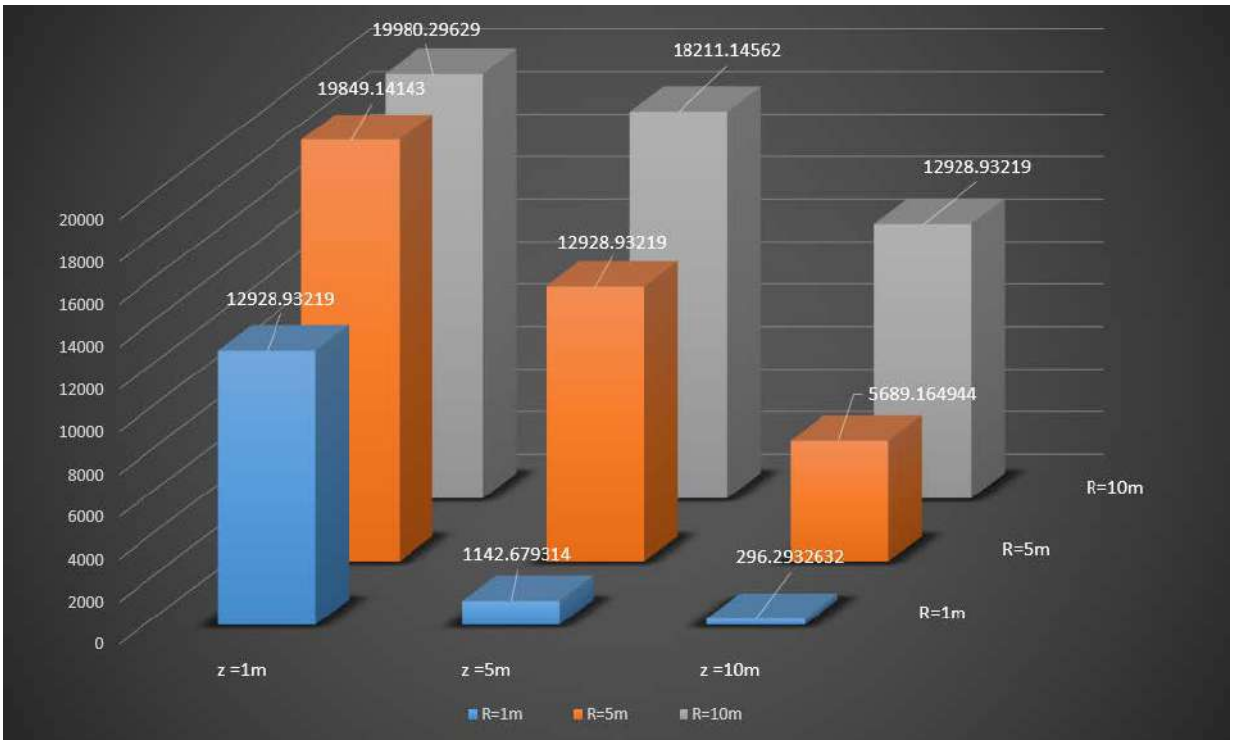


Figure 4-6 Comparaison des Contrainte verticale due à une zone circulaire uniformément chargée avec Q = 20 000 KN

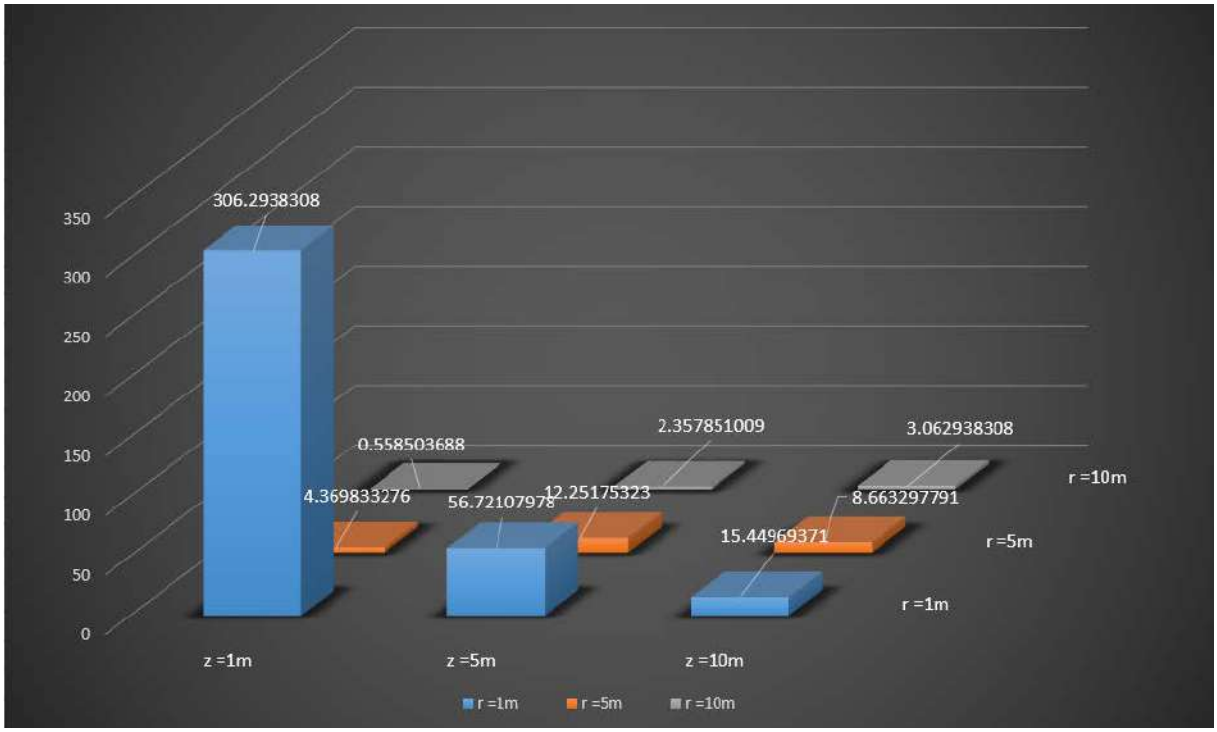


Figure 4-7 Comparaison des Contrainte verticale due à une charge concentrée (Équations de Westergaard) avec Q = 5000 KN

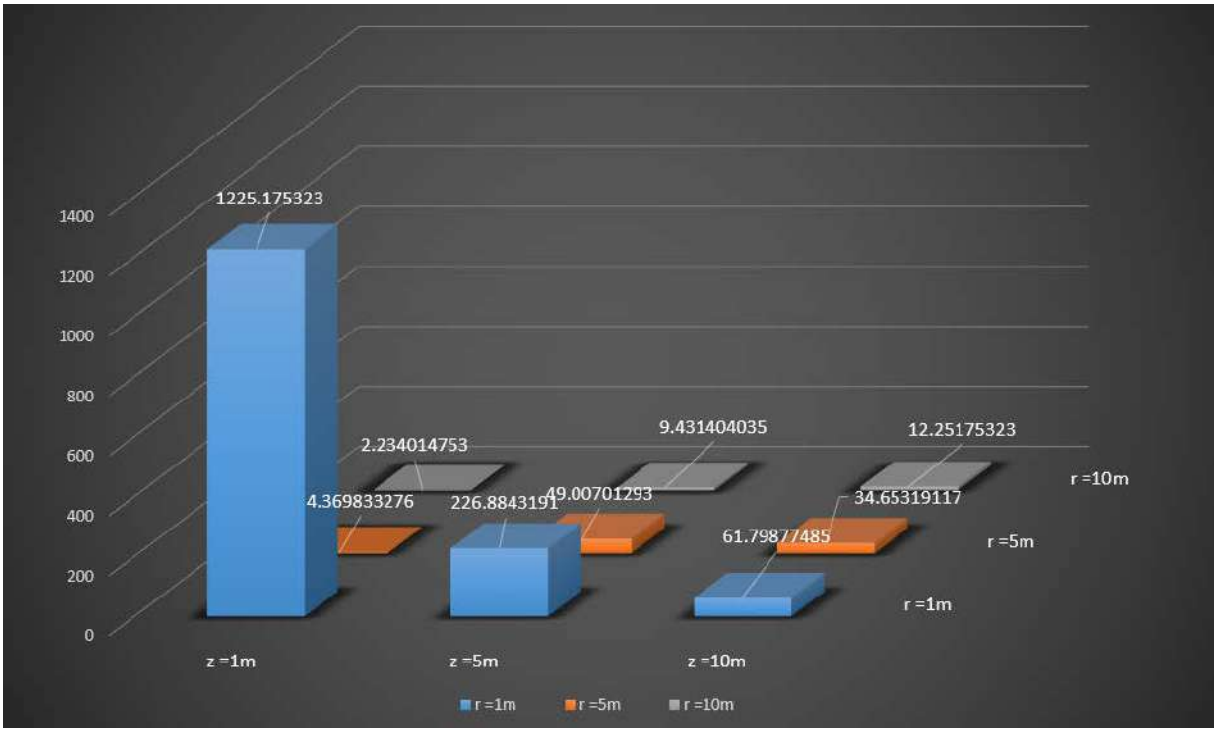


Figure 4-8 Comparaison des Contrainte verticale due à une charge concentrée (Équations de Westergaard) avec Q = 20 000 KN

4.4 Conclusion :

La comparaison des résultats nous permet d'apercevoir en grande clarté la forme de la distribution des contraintes sous chaque fondation. Ce qui est l'objectif principal de notre étude, on remarque que pour la charge ponctuelle concentré les contraintes prennent une forme de bulle de pression, ainsi identifié par Boussinesq lui-même, cette forme de distribution est appelé la bulle de pression sous une fondation.

Tandis que pour la charge linéaire, les contraintes prennent la forme d'une vague qui s'intensifie plus lorsque on se rapproche vers l'axe du point d'application de la charge. Cette ampleur se réduit de plus en plus lorsqu'en profondeur jusqu'à la valeur nulle.

La zone circulaire uniformément chargé présente une forme de distribution de contraintes de « cône » avec les valeurs maximales naturellement vers la surface. Cette distribution n'est toutefois ne se varie linéairement.

Etant donné que l'étude établis satisfait effectivement les calculs et les théories proposés, il ne faut surtout pas négliger la supposition qui attribue au sol les propriétés homogène, isotrope, linéairement élastique, et sans poids, car certes cette supposition a pour objectif de simplifier les calculs théoriques mais peut toutefois avoir un impact sur le comportement du sol dans chaque ouvrage réel.

Conclusion générale

Conclusion Générale :

L’objectif de notre étude a était d’établir un programme de calcul de contraintes sous une fondation superficielle. Pour ce faire on a utilisé le langage « Vb.net », grâce à sa simplicité et la facilité de l’environnement de la programmation. Cette dernière a était basé sur les équations analytiques rencontré durant nos années d’étude. Ceci a non seulement rendu la tâche plus familier mais aussi nous a attribué un raisonnement logique qui permet d’apercevoir le comportement des contraintes dans le sol.

Théoriquement, la contrainte s'approche de zéro à l'infini. Cependant, pratiquement ils ont atteint une valeur négligeable à une courte distance finie. L'ordonnée de la pression maximale est relativement élevée à des altitudes peu profondes et diminuant avec l'augmentation de la profondeur. En d'autres termes, la forme en cloche résultante de la charge ponctuelle s'aplatit avec une profondeur croissante. Le diagramme de distribution des contraintes verticales sur un plan horizontal peut également être obtenu graphiquement si les isobares d'intensités différentes sont disponibles. Le plan horizontal est dessiné sur le diagramme isobare. Les points d'intersection de l'horizontale plan avec l'isobare d'une intensité particulière donnent cette contrainte verticale.

Ce travail nous a permis de traiter des problèmes d'ordre théorique et de vérifier des connaissances théoriques acquises toute le long de notre formation. Grâce au travail continu, on a pu atteindre notre but et satisfaire l’objectif, mais cela ne veut pas dire qu'il est complet, nous proposons que le programme soit développé encore plus afin d’obtenir des résultats plus affinés et plus adéquate au milieu pratique qu’au milieu théorique. En effet le comportement de sol est de loin plus complexe et non linéaire que présume les théories de calcul.

Références Bibliographiques

Références Bibliographiques

1. Geotechnical engineering circular no. 6 shallow Foundations-Robert E. Kimberling-Office of Bridge Technology Federal Highway Administration
2. A Review of Basic Soil Constitutive Models for Geotechnical Application
3. [Braja_M._Das]_Principles_of_Foundation_Engineerin(www.IraniData.com)
4. Basics of Foundation Engineering with Solved Problems (Prepared by: **Ahmed S. Al-Agha** September -2015)
5. Mecaique des sols-Theorie et pratique par Vincent Robitaille et Denis Tremblay
6. Shallow Foundations Discussions and Problem Solving by Tharwat M. Baban
7. Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering Vol.1 – Theory
8. Simulation des géo-matériaux par la méthode des éléments Lagrangiens
9. Civil Engineering Department: Foundation Engineering (ECIV 4052) Engr. Yasser M. Almadhoun.
10.