



Université Mohamed khider –Biskra

Faculté d'Architecture, de l'Urbanisme, de Génie Civil et de l'Hydraulique

Département de Génie civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies

Filière : Génie civil

Spécialité : Géotechnique

Présenté et soutenu par :
Belaghlem Mohamed Ziad

Etude numérique de la capacité portante d'une fondation superficielle sous une charge inclinée

Encadreur : Dr. Brahmi Narimane

Année universitaire : 2024/2025

Remerciements

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

Je tiens à remercier sincèrement Madame Brahmi, directrice de ce mémoire, pour son aide précieuse et pour avoir assuré l'encadrement scientifique de ce mémoire.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude aux membres du jury pour leur présence et pour le temps qu'ils ont bien voulu consacrer à l'évaluation de ce travail.

Je voudrais remercier aussi toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Enfin, j'adresse mes plus sincères remerciements à ma famille : mes chers parents, ma sœur et mes frères, ainsi que tous ceux qui me sont chers, qui m'ont accompagné, aidé, soutenu et encouragé tout au long de la réalisation de ce mémoire.

Résumé :

Ce mémoire présente une étude numérique de la capacité portante d'une fondation superficielle de type semelle filante, soumise à une charge inclinée et reposant sur un sol argileux homogène ou stratifié. L'objectif est d'évaluer l'influence de plusieurs paramètres géométriques et mécaniques, tels que l'angle d'inclinaison de la charge, le rapport d'épaisseur de la couche supérieure à la largeur de la semelle H/B , ainsi que le rapport de cohésion $Cu1/Cu2$ entre les deux couches du sol.

L'étude est réalisée à l'aide du logiciel PLAXIS 2D, basé sur la méthode des éléments finis, permettant une modélisation élasto-plastique du comportement du sol. Les résultats obtenus sont exprimés en termes de facteur de portance corrigé Nc^* , facteur d'inclinaison ic^* , et de courbes enveloppes dans le plan des charges normalisées ($Vu/BCu, Hu/BCu$). Ces résultats permettent d'observer l'influence conjointe de l'inclinaison de la charge et de la stratification du sol sur la stabilité de la fondation.

Ce travail contribue à une meilleure compréhension du comportement des fondations sur sols hétérogènes et à l'amélioration des modèles de calcul utilisés en conception géotechnique.

Mots clés : Semelle filante, capacité portante, charge inclinée, sol stratifié, cohésion, Plaxis, éléments finis.

Abstract:

This thesis presents a numerical study of the bearing capacity of a shallow foundation in the form of a strip footing, subjected to an inclined load and resting on either a homogeneous or a stratified clayey soil. The objective is to evaluate the influence of several geometric and mechanical parameters, such as the load inclination angle, the thickness-to-width ratio of the upper layer (H/B), and the cohesion ratio ($Cu1/Cu2$) between the two soil layers.

The study is carried out using PLAXIS 2D software, based on the finite element method, which allows for an elasto-plastic modeling of soil behavior. The results are expressed in terms of corrected bearing capacity factor Nc^* , inclination factor ic^* , and interaction envelopes in the normalized loading plane (Vu/BCu , Hu/BCu). These results illustrate the combined influence of load inclination and soil stratification on the overall stability of the foundation.

This work contributes to a better understanding of the behavior of foundations on heterogeneous soils and to the improvement of design models used in geotechnical engineering.

Keywords: Strip footing, bearing capacity, inclined load, stratified soil, cohesion, Plaxis, finite elements.

الملخص:

يقدم هذا البحث دراسة عددية لسعة التحمل لأساس سطحي من نوع أساس شريطي، خاضع لحمل مائل ومرتکز على تربة طينية متجانسة أو متغيرة الطبقات. يهدف هذا العمل إلى تقييم تأثير مجموعة من المعاملات الهندسية والميكانيكية، مثل زاوية ميل الحمل، ونسبة سمك الطبقة العلوية إلى عرض الأساس، بالإضافة إلى نسبة التماسك بين الطبقتين (نسبة تماسك الطبقة العليا إلى السفلى).

تم إجراء الدراسة باستخدام برنامج بلاكسيس ثنائي الأبعاد، المعتمد على طريقة العناصر المحدودة، مما يسمح بمحاكاة سلوك التربة وفق نموذج إlasto-بلاستيكي. تم التعبير عن النتائج من خلال عامل سعة التحمل المصحح، وعامل الميل، بالإضافة إلى منحنيات التفاعل في مستوى الأحمال المعيارية. توضح هذه النتائج التأثير المشترك لميل الحمل وتدرج التربة على استقرار الأساس.

يساهم هذا العمل في تحسين الفهم لسلوك الأساسات فوق الترب غير المتجانسة، وفي تطوير نماذج التصميم المعتمدة في الهندسة الجيوتقنية.

الكلمات المفتاحية: أساس شريطي، سعة التحمل، حمل مائل، تربة غير متجانسة، التماسك، بلاكسيس، العناصر المحدودة.

Sommaire:

Introduction général.....	1
Chapitre I : Aperçu bibliographique sur le comportement des fondations superficielles	
I.2 Introduction :	4
I.2 Fondation superficielle :	4
I.3 Principaux types de fondations superficielles :	6
I.3.1 Les fondations filantes :	6
I.3.2 Les fondations isolées :	6
I.3.3 Les radiers ou dallages :	6
I.4 Les fonctions des fondations :	7
I.5 Description de la rupture d'une fondation superficielle :	8
I.5.1 Comportement d'une semelle chargée :	8
I.5.2 Mécanismes de rupture d'une fondation superficielle.....	9
I.6 Répartition des contraintes sous les fondations superficielles :	12
I.7 Conclusion.....	13
Chapitre II :Méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles	
II.1 Introduction :	15
II.2 Méthodes d'évaluation de la capacité portante :	15
II.2.1 Méthode de l'équilibre limite :	15
II.2.2 Méthode d'analyse limite :	16
II.2.3 Méthode des caractéristiques (ou méthode des lignes de glissement) :	18
II.2.4 Méthode des éléments finis :	18
II.3 Théories de calcul de la capacité portante des fondations superficielles :	19
II.3.1 Théorie de Terzaghi (1943) :	19
II.3.2 Théorie de Meyerhof (1963) :	23
II.3.3 Théorie de Hansen (1970) :	25
II.3.4 Théorie de Vesic (1973) :	26
II.4 Conclusion :	27

Chapitre III : Capacité portante des fondations superficielles sous un chargement incliné

III.1 Introduction :	29
III.2 Calcul de la capacité portante des fondations superficielles sous un chargement incliné :	29
III.2.1 Facteurs d'inclinaison :	30
III.2.1.1 Equation générale de la capacité portante :	30
III.2.1.2 Facteur d'inclinaison pour le cas d'une fondation reposant sur sol homogène :	30
III.2.1.3 Facteur d'inclinaison pour le cas d'une fondation reposant sur un sol à deux couches:	31
III.2.2 Méthode des courbes enveloppes de rupture :	33
III.2.2.1 Courbes enveloppes pour le cas d'une fondation reposant sur sol homogène : ...	34
III.2.2.2 Courbes enveloppes pour le cas d'une fondation reposant sur sol à deux couches :	34
III.3 Conclusion :	38

Chapitre IV : Modélisation numérique d'une fondation filante sous un chargement incliné

IV.1 Introduction :	41
IV.2 Présentation du logiciel :	42
IV.2.1 Introduction du logiciel :	42
IV.2.2 Méthode des éléments finis dans PLAXIS :	42
IV.2.3 Caractéristiques principales :	43
IV.2.4 Interface utilisateur et modules :	44
IV.2.5 Applications typiques en géotechnique :	46
IV.3 Modélisation numérique d'une fondation filante sous un chargement incliné :	46
IV.3.1 Procédures de la modélisation numérique :	46
IV.3.1.1 Présentation du cas étudié :	46
IV.3.1.2 Caractéristiques générales :	47
IV.3.1.2.1 Géométrie :	47
IV.3.1.2.2 Conditions aux limites :	47
IV.3.1.2.3 Caractéristiques des matériaux :	47
a)Caractéristiques de sol :	47
b)Caractéristiques de la fondation:	49
IV.3.1.2.4 Génération de maillage :	49

IV.3.1.2.5 Conditions initiales :	50
IV.3.1.2.6 Calculs :	51
1) Paramètres :	51
2) Points de contrôle :	52
3) Calcul :	52
IV.3.2 Résultats :	53
IV.3.2.1 Fondation filante sur un sol homogène sous un chargement incliné :	53
1) facteur d'inclinaison i_c :	53
2) Courbes enveloppes :	54
IV.3.2.2 Fondation filante sur un sol stratifié :	55
IV.3.2.2.1 Fondation filante sur un sol stratifié Sous un chargement vertical :	55
a) N_c^* en fonction de Cu_1/Cu_2 :	55
b) N_c^* en fonction de H/B :	56
IV.3.2.2.2 Fondation filante sur un sol stratifié sous un chargement incliné :	58
a) Variation de facteur de l'inclinaison i_c^* avec l'angle α :	58
b) Effet de Cu_1/Cu_2 et H/B sur les courbes enveloppes :	59
IV.4 Conclusion:	59
Conclusion général :	60
Références bibliographies :	61

Liste des figures:**Chapitre I : Aperçu bibliographique sur le comportement des fondations superficielles**

Figure I.1 : Types des fondations.....	5
Figure I.2: rapport B/D définissant le type de fondation.....	5
Figure I.3: Types des fondations superficielles Frank (1998)	7
Figure I.4: Chargement d'une fondation superficielle (Terzaghi, 1943).....	8
Figure I.5: Courbes de tassement vertical pour une fondation superficielle.....	9
Figure I.6: Rupture par cisaillement générale.....	10
Figure I.7: Rupture par cisaillement locale.	10
Figure I.8: Rupture par poinçonnement.	11
Figure I.9: Nature de rupture dans un sable en fonction de la densité relative D_r et D_f/R . (Vesic 1963 modifier par DeBeer 1970).....	12
Figure I.10: Pression de contact. (a) milieu cohérent ; (b) milieu pulvérulent.....	13

Chapitre II : Méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles

Figure II. 1: La surface de rupture dans le sol à charge ultime qui a supposé par Terzaghi. ..	20
Figure II. 2: Méthode de superposition de Terzaghi.....	21
Figure II. 3: Modèle utilisé par Terzaghi pour la détermination des facteurs de portance.	22
Figure II. 4: Facteurs de capacité portante en fonction de ϕ	23
Figure II. 5: Facteurs de capacité portante, d'après Meyerhof.	24
Figure II. 6: Mécanisme de rupture pour le calcul de N_γ d'après Lundgren et Mortensen (1953).	26

Chapitre III : Capacité portante des fondations superficielles sous un chargement incliné

Figure III. 1: Variation du facteur i_γ en fonction de $\tan(\alpha)$ (Loukidis et al. 2008).	32
Figure III. 2: Facteurs d'inclinaison i_c, i_q, i_γ (Meyerhof et Hanna 1978).	33
Figure III. 3: Facteur d'inclinaison i_c (Femmam et al. 2018).	33
Figure III. 4: Courbes enveloppes pour un chargement incliné, d'après Bolton (1979).	34
Figure III. 5: Effet de la géométrie de la fondation sur les enveloppes de rupture (dans le plan V-H) : (a) espace de chargement sans dimension ; (b) espace de chargement	34

Figure III. 6: Courbes enveloppes de rupture d'une fondation sur deux couches d'argiles et soumise à un chargement incliné (Zhan 2011).....	36
Figure III. 7: Les courbes enveloppe de rupture dans le plan HV en termes de $h'=H/BCu1$ et $v'=V/BCu1$ (Rao et al. 2015).....	37
Figure III. 8: Les courbes enveloppe de rupture dans le plan HV en termes de $h=H/Hult$ et $v=V/Vult$ (Rao et al. 2015).	37

Chapitre IV : Modélisation numérique d'une fondation filante sous un chargement incliné

Figure (IV. 1) : Fenêtre de génération de maillage.	42
Figure (IV. 2) : Fenêtre de définition de matériaux.	43
Figure (IV. 3): Fenêtre de phasage de construction et les conditions de charge.	43
Figure (IV. 4) : Fenêtre de Type de calcul.	44
Figure (IV. 5) : PLAXIS Input interface.....	44
Figure (IV. 6) : PLAXIS Calculations interface.	45
Figure (IV. 7) : PLAXIS Output interface.....	45
Figure (IV. 8) : Figure IV.8 : Géométrie du problème	47
Figure (IV. 9) : Caractéristiques géotechniques (cas du sol homogène).	48
Figure (IV. 10) : Caractéristiques géotechniques (cas du sol stratifié ($Cu1/Cu2=2$)).	48
Figure (IV. 11) : Propriétés de la Fondation.....	49
Figure (IV. 12) : le maillage du cas (a) sol homogène.	50
Figure (IV. 13) : génération des contraintes de l'eau.....	50
Figure (IV. 14) : génération des contraintes initiales.....	51
Figure (IV. 15) : Menu général de calcul.	51
Figure (IV. 16) : Fenêtre du point de contrôle.....	52
Figure (IV. 17) : Fenêtre du calcul dans le cas d'analyse plastic.	52
Figure (IV. 18) : Variation du facteur d'inclinaison en fonction de α	53
Figure (IV. 19) : Variation du Hu/BCu en fonction de Vu/BCu (courbe enveloppe).	54
Figure (IV. 20) : la variation du facteur Nc^* en fonction du rapport $Cu1/Cu2$ pour différentes épaisseurs de la couche supérieure.	56
Figure (IV. 21) : la variation du facteur Nc^* en fonction du rapport H/B pour différentes valeurs du rapport $Cu1/Cu2$	57
Figure (IV. 22): Influence du rapport $Cu1/Cu2$ et du rapport H/B sur le facteur d'inclinaison ic^* . en fonction de l'angle α	58
Figure (IV. 23) : Influence du rapport $Cu1/Cu2$ sur la courbe enveloppe $Hu/BCu - Vu/BCu$ pour (a) $H/B=0,25$, (b) $H/B=1$ et (c) $H/B=2$	59

Liste des tableaux:

Chapitre II :Méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles

Tableau II. 1: Facteurs de la capacité portante donnés par Terzaghi.....22

Liste des équations :**Chapitre II :Méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles**

II.1 $q_u = q N_q + c N_c + 1/2 B \gamma N_\gamma$	21
II.2 $N_q = e^{2(3\pi/4 - \varphi/2) / 2 \cos^2(\pi/4 + \varphi/2)}$	21
II.3 $N_c = (N_q - 1)$	21
II.4 $N_\gamma = 1/2 K \rho \gamma \tan^2 \varphi - \tan \varphi / 2$	21
II.5 $N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi$	23
II.6 $N_q = \exp(\pi \cdot \tan \varphi) \cdot \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$	23
II.7 $N_\gamma = (N_q - 1)(1,4\varphi)$	23
II.8 $S_c = 1 + 0,2 (B/L)^2 (\pi/4 + \varphi/2)$	24
II.9 $S_\gamma = S_q = 1$ si $\varphi = 0$	24
II.10 $S_\gamma = S_q = 1 + 0,1 (B/L) \tan^2 (\pi/4 + \varphi/2)$; si $\varphi > 10^\circ$	24
II.11 $\varphi = \varphi_p = (1,1 - 0,1(B/L)) \varphi$	24
II.12 $d_c = 1 + 0,2 (D/B) \tan^2 (\pi/4 + \varphi/2)$	24
II.13 $d \cdot d_q = d_\gamma$ si $\varphi > 10^\circ$; $d_\gamma = 1$ si $\varphi = 0$	24
II.14 $B' = B - 2e$	25
II.15 $i_\gamma = (1 - (\delta/\varphi))^2$	25
II.16 $i_c = i_q = (1 - (\delta/90))^2$	25
II.17 $q_{max} = C S_c d_c i_c N_c + q S_q d_q i_q N_q + 1/2 \gamma B S_\gamma d_\gamma i_\gamma N_\gamma$	25
II.18 $N_c = (N_q - 1) \varphi$	25
II.19 $N_q = (\pi \tan \varphi) \cdot \tan^2 (\pi/4 + \varphi/2)$	25
II.20 $N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \tan(\varphi)$	25
II.21 $N_\gamma = 1,8(N_q - 1) \tan(\varphi)$	25
II.22 $N_\gamma = 2(N_q + 1)$	26
II.23 $S_c = 1 + (B N_q)/(L N_c) = 1 + (B N_q)/(L(N_q - 1))$	26
II.24 $S_q = 1 + (B/L) \tan \varphi$	27
II.25 $S_\gamma = 1 - 0,4 (B/L)$	27

II.26 $dq = 1 + 2(1 - \sin\varphi) (D/B)$ 27

II.27 $d\gamma=1$ 27

Chapitre III : Capacité portante des fondations superficielles sous un chargement incliné

III.1 $q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 1/2 \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$ 30

III.2 $F_{ci}=F_{qi}=(1 - (\beta/90))^2$ 30

III.3 $F_{\gamma i}=(1-(\beta/\varphi))^2$ 30

III.4 $i_c=0.5+0.5\sqrt{1-(H/AC_u)}$ 30

III.5 $i_c=[1- (0.7 H/V)]^5$ 30

III.6 $i_\gamma=(1-0.94 \tan\alpha/\tan\varphi) (\frac{1}{(1.5 \tan\varphi+0.4)})^2$ 31

B	Largeur de la fondation.
C	Cohésion du sol
D	Encastrement de la fondation.
H	Épaisseur de couche de sol.
L	Longueur de la fondation.
φ	angle de frottement
α	angle d'inclinaison
Q	charges
Qu	capacité portante ultime.
qadm	capacité portante admissible.
Hu	rapport de charge horizontale
Vu	rapport de charge verticale
Fs	Coefficient de sécurité.
U	Déplacement
Nc	Terme de cohésion
Nq	Terme de profondeur.
Nγ	Terme de surface.
E	Module d'Young.

Introduction générale :

La capacité portante des fondations superficielles sous l'effet de différentes combinaisons de charges constitue un sujet central en ingénierie géotechnique. Depuis les travaux pionniers de Terzaghi, de nombreux chercheurs ont proposé des approches théoriques, expérimentales et numériques pour mieux comprendre et modéliser le comportement de ces fondations, notamment sous des sollicitations complexes telles que les charges inclinées. Les méthodes classiques reposent généralement sur l'hypothèse d'une surface de rupture prédéfinie et sont basées sur l'équilibre limite, ce qui nécessite des simplifications concernant la répartition des contraintes dans le sol.

L'objectif principal de ce mémoire est d'étudier, à travers une approche numérique, le comportement d'une semelle filante soumise à une charge inclinée et reposant sur une couche d'argile non homogène, limitée par une base rigide. L'analyse repose sur la simulation du comportement élasto-plastique du système à l'aide du logiciel PLAXIS, basé sur la méthode des éléments finis. L'étude explore l'influence de plusieurs paramètres géométriques et mécaniques, tels que le rapport de cohésion $Cu1/Cu2$, le rapport d'épaisseur H/B , et l'angle d'inclinaison α , sur la capacité portante de la fondation.

Les résultats obtenus sont présentés sous forme de facteurs de portance corrigés Nc^* , de facteurs d'inclinaison ic^* , ainsi que de courbes enveloppes dans le plan des paramètres de chargement (V,H) . Ces résultats permettent de mieux cerner l'impact de la stratification du sol et des conditions de chargement inclinées sur le comportement de la fondation.

Ce mémoire est structuré en quatre chapitres :

Le premier chapitre propose un aperçu général sur les fondations superficielles. Il présente leurs types, leurs fonctions, ainsi que leur comportement mécanique. Une attention particulière est portée aux mécanismes de rupture qui peuvent survenir lorsqu'elles sont soumises à différentes sollicitations.

Le deuxième chapitre est consacré aux méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles. Il expose à la fois les approches classiques, comme la méthode de l'équilibre limite, et les méthodes avancées, notamment l'analyse limite, la méthode des caractéristiques, ainsi que la méthode des éléments finis.

Le troisième chapitre traite de l'analyse des fondations superficielles sous chargement incliné. Il aborde les notions de facteur d'inclinaison et de courbes enveloppes dans le plan des charges

verticales et horizontales, permettant d'apprécier les effets combinés des sollicitations sur la stabilité de la fondation.

Enfin, le quatrième chapitre présente la modélisation numérique réalisée à l'aide du logiciel PLAXIS. Ce chapitre expose les configurations étudiées, les hypothèses de modélisation, ainsi que l'interprétation détaillée des résultats obtenus, en mettant en évidence l'influence des différents paramètres géotechniques sur le comportement de la semelle filante.

Les principales conclusions de ce travail sont présentées à la fin du mémoire.

Chapitre I

Aperçu bibliographique sur le comportement des fondations superficielles

I.1 Introduction :

A travers l'histoire, les constructeurs ont toujours exprimé leurs soucis de la nécessité de réaliser des fondations suffisamment stables afin d'assurer une sécurité suffisante à leurs constructions.

Le sol qui porte les charges transmises par la fondation doit être suffisamment apte pour garantir la sûreté et l'équilibre du système structure-fondation-sol, de plus il doit être exploitable sans affaissement démesuré. La résistance limite au cisaillement où le sol s'écroule ou devient instable s'appelle la capacité portante ultime.

L'analyse de la capacité portante des fondations superficielles représente un sujet de recherche pertinent qui dépasse le cadre académique, étant donné qu'il fait partie intégrante du travail quotidien des ingénieurs.

Le premier chapitre se consacre à l'exposé du comportement des fondations superficielles et met en évidence les types principaux de ces fondations.

I.2 Fondation superficielle :

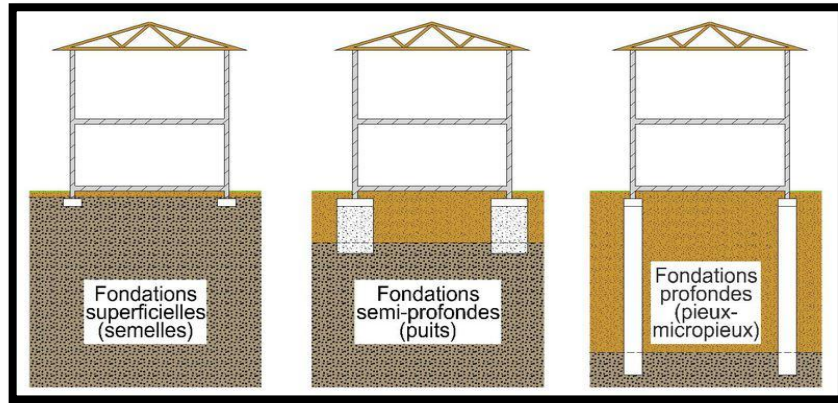
Le terme « fondation » désigne la partie de la structure en contact avec le sol qui transmet les charges directement, dans les conditions les plus favorables, sans causer une rupture par cisaillement du sol ou un tassement excessif. Les fondations donc sont des éléments de liaison dont la conception est fonction aussi bien des caractéristiques de terrain que celle de la structure.

On distingue trois types de fondation : fondation superficielle, fondation semi profonde et fondation profonde (figure 1.1)

-Les fondations superficielles sont des fondations faiblement encastrées de longueur L , de largeur B et de profondeur D , qui transmettent les charges aux couches de sol superficielles.

-Les fondations profondes transmettent les charges aux couches plus profondes, mais également aux couches de surface qu'elles traversent.

-Les fondations semi profondes sont utilisées lorsque les fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes comme les pieux ne sont pas nécessaires, ce qui évite un coût trop important.



Figure(I.1) : Types des fondations

Pour distinguer ces trois sortes de fondations, il est nécessaire d'établir le concept de profondeur critique, qui est la profondeur à partir de laquelle la résistance sous la base de la fondation ne s'accroît plus. Les fondations superficielles sont établies au-dessus de cette profondeur critique.

Une fondation est dite superficielle si $D < 1,5 \cdot B$, une fondation est dite profonde si $D > 5B$; une fondation est dite semi profonde si $1,5B < D < 5B$ (figure 1.2).

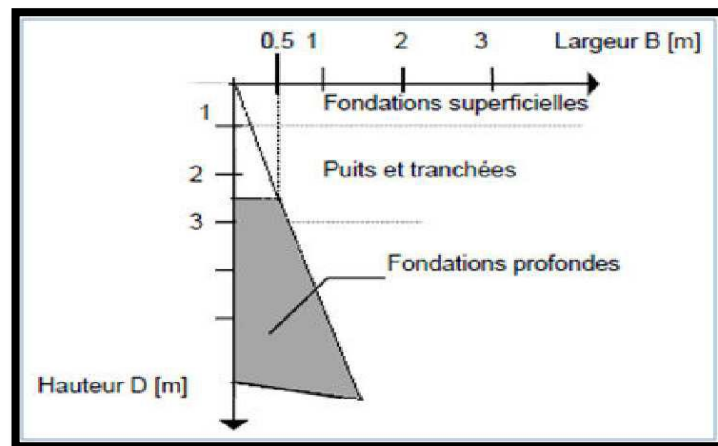


Figure (I.2): rapport B/D définissant le type de fondation

Pour des motifs économiques, on a fréquemment tendance à envisager une fondation superficielle pour un ouvrage. Si cette option ne répond pas aux critères techniques (le sol ne peut supporter la charge imposée ou les affaissements sont trop considérables) ou économiques, une fondation profonde sera envisagée comme alternative.

I.3 Principaux types de fondations superficielles :

Pour les fondations superficielles, On distingue trois types de fondation : les fondations filantes, les fondations isolées et les radiers ou dallages (figure 1.3) Frank(1998).

La fondation est appelée:

- Radier si la fondation occupe la surface totale du bâtiment.
- Semelle si seule une partie de la surface du bâtiment correspond à la fondation.

De plus pour une semelle si

- $L/B > 10$ il s'agit d'une semelle filante (le problème peut être considéré comme bidimensionnel).

I.3.1 Les fondations filantes :

Quand la concentration de la charge n'est plus assurée (comme sous un mur traditionnel), il est rationnel d'appliquer une fondation de type filante, c'est-à-dire continue sous l'élément fondé. Les fondations filantes possèdent généralement une largeur B réduite (au maximum quelques mètres) et une grande longueur L ($L/B > 10$ pour donner une idée). Les semelles filantes généralement situées sous un mur ou un voile.

I.3.2 Les fondations isolées :

On définit une fondation isolée comme étant celle qui a une géométrie semblable à celle d'un carré (ou d'un cercle). Ce genre de fondation est utilisé pour un édifice qui présente des concentrations de charges (poteaux, longrines sous murs).

Les fondations isolées, dont les dimensions en plan B et L ne dépassent pas quelques mètres, englobent les semelles carrées ($B/L=1$) et les semelles circulaires (de diamètre B).

I.3.3 Les radiers ou dallages :

Ce sont des semelles de grandes dimensions portant en général tout un ouvrage ou partie d'ouvrage. Les dallages sont des cas particuliers de radier général.

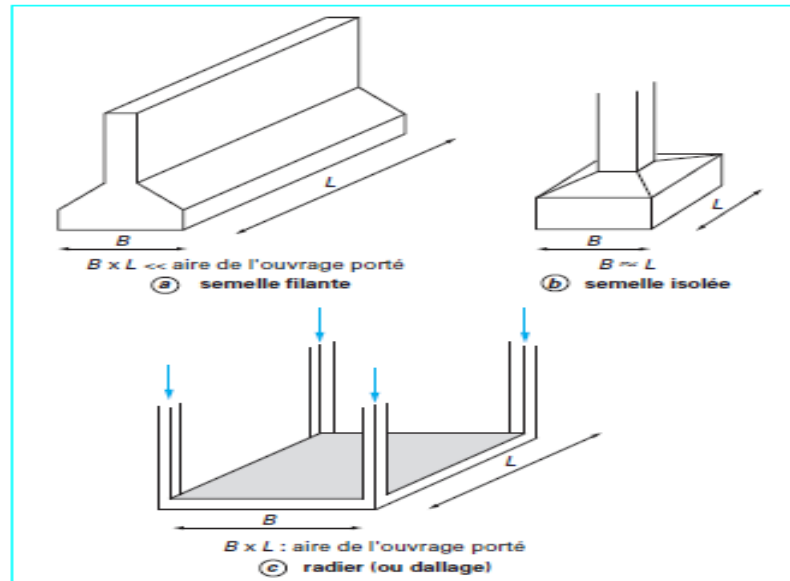


Figure (I.3):Types des fondations superficielles Frank (1998)

(a) fondation filante, (b) fondation isolée, (c) fondation de type radier

I.4 Les fonctions des fondations :

En règle générale, toute conception de fondation doit se conformer à trois critères fondamentaux :

- assurer une protection appropriée contre la rupture structurale de la fondation.
- fournir une capacité portante appropriée du sol sous la fondation avec une sécurité déterminée contre la rupture ultime.
- atteindre un tassement total ou différentiel acceptable sous des charges d'exploitation.

Par ailleurs, l'aspect de la stabilité générale des pentes près d'une semelle doit être pris en compte dans le cadre de la conception de la fondation. Pour tous projets, il est généralement nécessaire d'étudier à la fois la capacité portante et le tassement d'une semelle. Il s'agit donc d'assurer que le sol de fondation a une capacité portante adéquate. Cela repose sur :

- Des caractéristiques de la fondation : longueur, largeur, inclinaison, mais aussi rigidité et surface de contact avec le sol.
- Des caractéristiques de la charge appliquée au sol : non seulement l'intensité, mais aussi l'inclinaison et l'excentrement.
- Des propriétés mécaniques du sol, déterminées en place ou in situ.

I.5 Description de la rupture d'une fondation superficielle :

I.5.1 Comportement d'une semelle chargée :

Afin de montrer le comportement d'une fondation superficielle, les tassements qui vont se produire sous la fondation sont en fonction de l'intensité de la charge appliquée. À partir de la figure I.4, on observe que le tassement croît en fonction de la charge appliquée. En remarque au début que la déformation croît proportionnellement en fonction de la charge, puis la déformation s'amplifie et aussi on remarque que le tassement continue sans qu'il y ait accroissement de l'effort, une rupture plastique de l'assise se produit, est par définition la charge limite qui entraîne la rupture.

On a : $q = Q_u/A$ avec : Q_u : la charge limite A : l'aire de la semelle

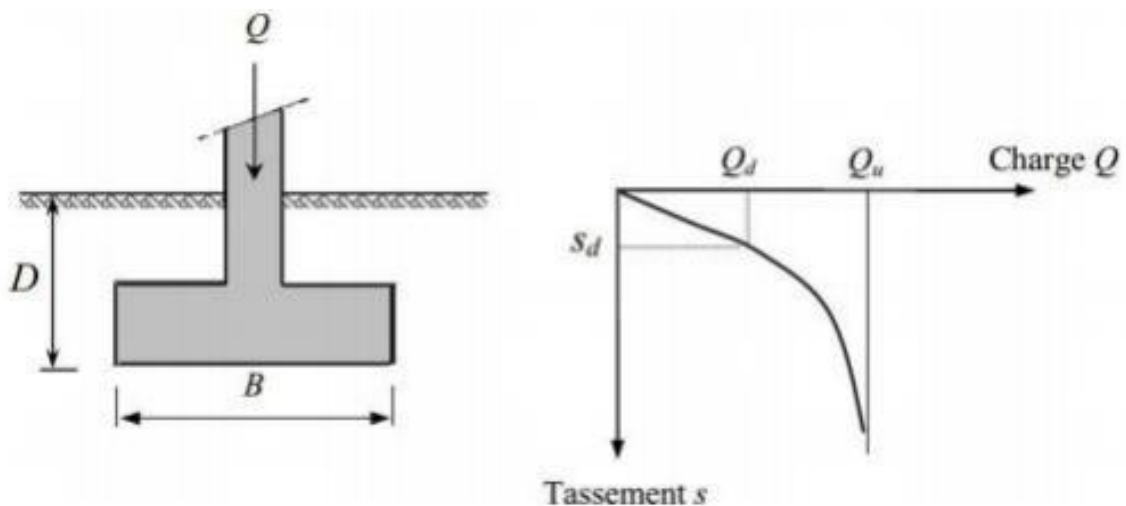


Figure (I.4):Chargement d'une fondation superficielle (Terzaghi, 1943)

C'est seulement depuis le début de ce siècle que de très nombreuses études ont permis d'avancer dans la compréhension du comportement des fondations superficielles sous les charges qui leur sont appliquées. La figure I.5 représente deux courbes de comportement exprimant la variation du tassement vertical au centre de la fondation en fonction de la pression appliquée :

1. Pour un sol relativement résistant (sable dense), la courbe pression-tassement présente un palier d'écoulement plastique très marqué ; le tassement s'accroît sans augmentation de la pression.
2. Pour un sol mou ou peu compact (sable lâche) ; cette courbe a tendance à augmenter indéfiniment jusqu'aux très grandes déformations et le phénomène de rupture est moins net. La définition de la charge de rupture est alors conventionnelle.

Chacune de ces courbes comprend trois phases successives :

- a. Une phase quasiment élastique, qui peut se produire au cours de la construction ou à la fin de celle-ci au moment de l'application de la charge de service.
- b. Une phase dans laquelle se développe la plastification du sol avec l'augmentation des charges et/ou se forme une surface de glissement qui s'étend progressivement.
- c. Une phase plastique ultime, dans laquelle la surface de glissement entraîne la rupture du sol sous la fondation.

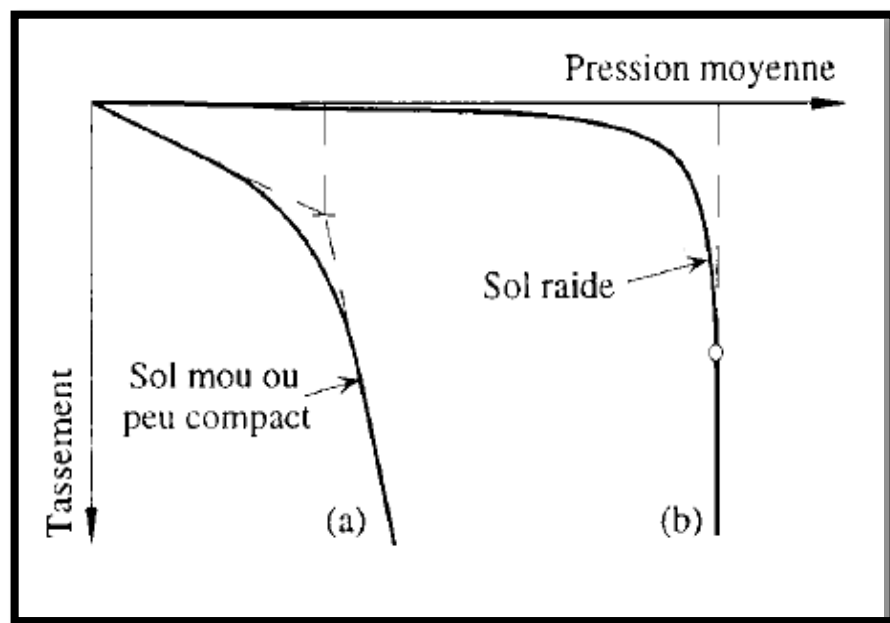


Figure (I.5): Courbes de tassement vertical pour une fondation superficielle

I.5.2 Mécanismes de rupture d'une fondation superficielle

D'après Vesic (1963), les modes de rupture des fondations superficielles peuvent être divisés en trois types, le premier est caractérisé par une rupture de cisaillement généralisé, le deuxième est une rupture par cisaillement localisé, et le troisième est une rupture par poinçonnement. Les observations expérimentales de Vesic montrent que le type de mécanisme de rupture mis en jeu lors du chargement d'une fondation rigide dépend essentiellement de la densité du sable.

a) Un mécanisme général :

Caractérisé par la formation d'un coin sous la base de la fondation, qui refoule le sol latéralement selon des lignes de glissement débouchant à la surface. L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol d'autant plus net que la structure est moins déformable (figure I.6). C'est le cas pour les sols relativement résistants.

b) Un mécanisme de cisaillement localisé :

Qui ne s'étend qu'au voisinage immédiat de la fondation. Il y a également soulèvement du sol, mais après un enfoncement très important (figure I.7). C'est le cas pour les sols très compressibles comme des sables lâches.

c) Une rupture par poinçonnement :

La fondation pénètre verticalement dans le massif sans perturber le sol qui n'est pas directement sous la fondation (figure I.8).

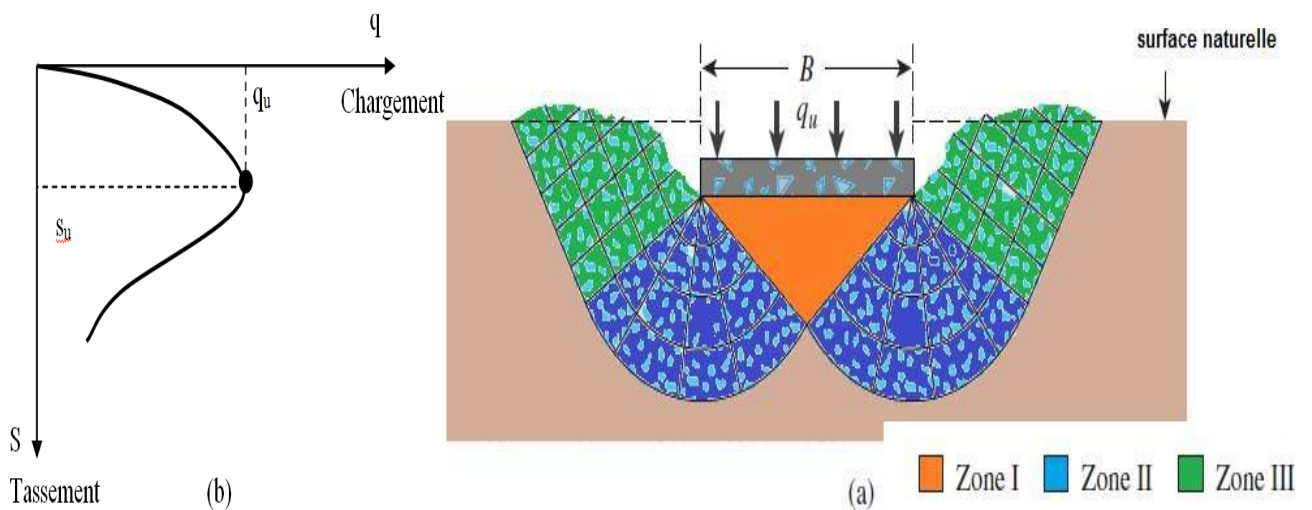


Figure (I.6): Rupture par cisaillement générale.

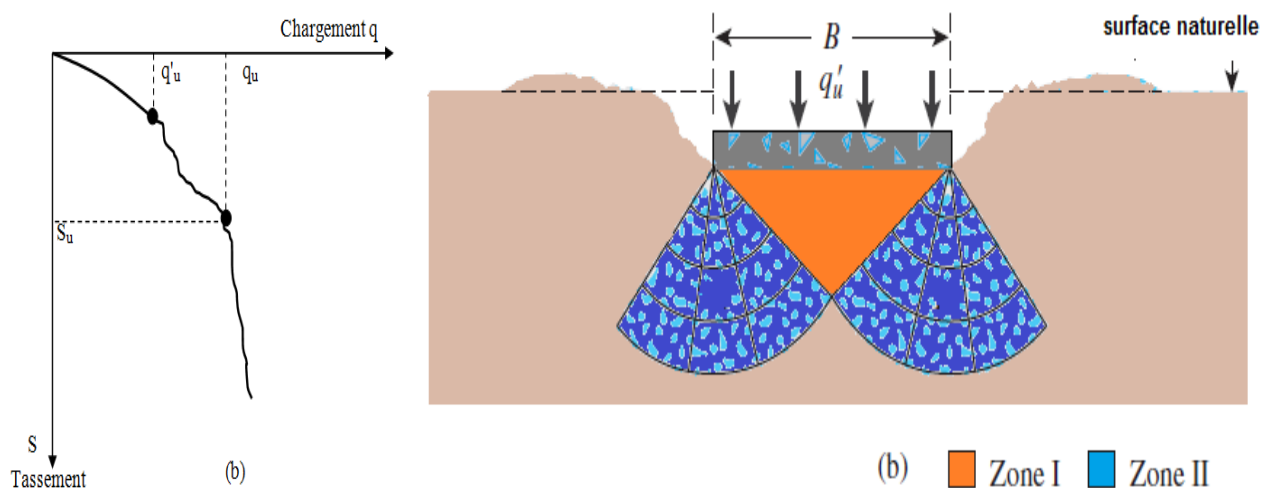


Figure (I.7): Rupture par cisaillement locale.

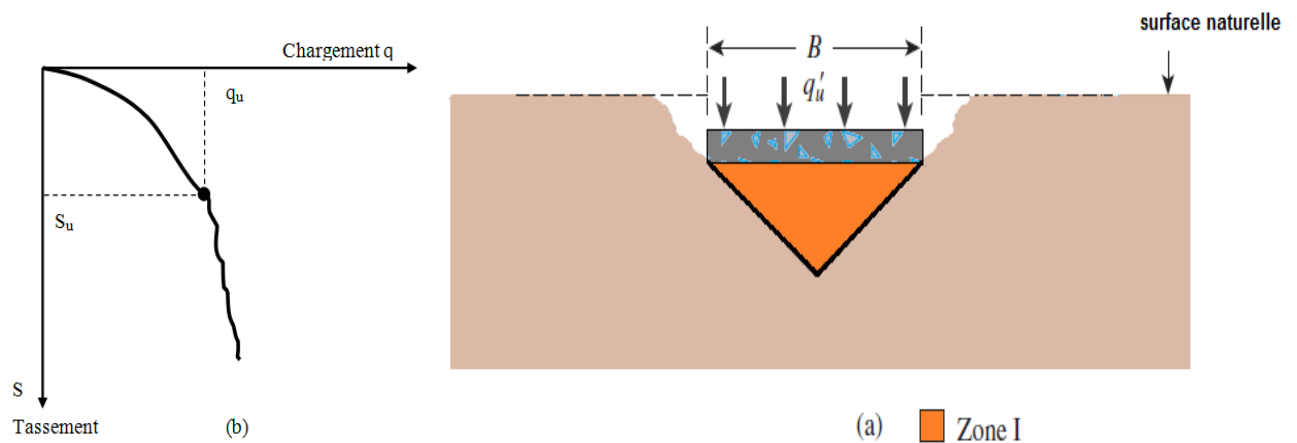


Figure (I.8): Rupture par poinçonnement.

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

Des phénomènes se produisant au cours de la construction (soulèvement du fond de fouille après une excavation, gonflement ou ramollissement des argiles, effets du gel, etc.) ;

Des interactions avec d'autres constructions à proximité (battage de pieux, vibrations, excavation de tranchée, creusement de galeries, rabattement de la nappe phréatique, etc.).

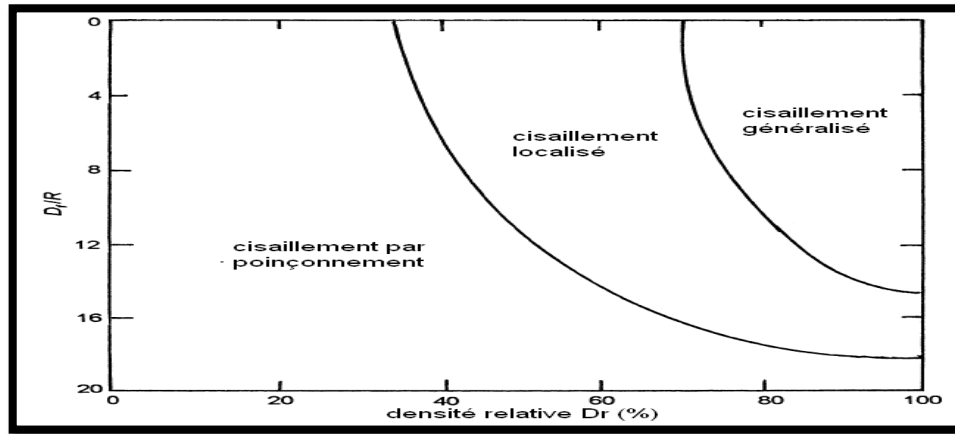
La nature de rupture dans le sol à la charge ultime est fonction de plusieurs facteurs tels que la rigidité et la compressibilité relative du sol, la profondeur d'encastrement D_f par rapport à la largeur de la largeur de la fondation B , et le rapport de la largeur à la longueur B/L de la fondation.

Ceci a été clairement expliqué par Vesic qui a conduit plusieurs essais réalisés sur modèles réduits au laboratoire pour le cas d'un sable. La synthèse de ces résultats est montrée dans la figure 1.9. Dans cette figure, D_r est la densité relative du sable, et R est le rayon hydraulique de la fondation qui est défini comme suit : $R = A/P$

Où : A : Surface de la fondation = $B.L$

P : Périmètre de la fondation = $2 \cdot (B+L)$.

On remarque dans la figure 1.9, pour $D_f/R \geq 18$, la rupture par poinçonnement se produit quelle que soit la valeur de la densité relative du sable.



Figure(1.9): Nature de rupture dans un sable en fonction de la densité relative D_r et D_f/R . (Vesic 1963 modifier par DeBeer 1970).

I.6 Répartition des contraintes sous les fondations superficielles :

La face inférieure de la fondation exerce sur le sol une distribution de contraintes, appelée pression de contact. En pratique, on admet généralement que la pression de contact est distribuée uniformément sous les semelles de la fondation. Cette hypothèse simplificatrice rends très aisé le calcul des efforts dans la fondation ainsi que celui des tassements. Mais en réalité cette distribution n'est pas uniforme et elle dépend de la rigidité de la fondation, des propriétés de l'interface et de la nature du sol (Costet et Sanglerat, 1983).

Pour une plaque très souple qui peut suivre toutes les déformations du terrain, la pression de contact sera distribuée uniformément, mais le tassement sera inégalement réparti. Par contre, si la plaque est infiniment rigide le tassement sera uniforme, mais il ne sera pas de même pour la pression de contact. Dans le cas d'un sol idéal parfaitement élastique d'après la solution de Boussinesq, bornée par la résistance du sol, la contrainte verticale aux bords de la fondation est infinie.

Dans la réalité la fondation est plus ou moins flexible et on se trouve dans un cas intermédiaire : la distribution de la pression de contact n'est pas uniforme, mais elle n'a pas non plus une allure aussi marquée que dans le cas d'une fondation très rigide. La répartition observée s'adapte à la fois aux caractéristiques de la fondation et du terrain pour que les déformations verticales de l'une soient identiques aux tassements de l'autre.

Dans un milieu cohérent, la répartition est très voisine de la répartition théorique de Boussinesq; sur le bord de la plaque, en effet, bien que le terrain ne soit pas chargé il peut supporter des contraintes élevées par suite de sa cohésion. Des zones plastiques se forment sur le bord de la plaque pour permettre l'ajustement de la répartition théorique et limiter la contrainte à la valeur maximale correspondant à l'apparition de l'équilibre limite. La distribution des contraintes sous la fondation dans un milieu cohérent est illustrée dans **la figure 1.10 (a)**. Par contre, dans un milieu pulvérulent, la situation est tout autre, sur le bord de la plaque, la pression de contact est forcément très faible puisque la contrainte sur une facette verticale est pratiquement nulle et que la résistance au cisaillement est due seulement au frottement interne. La distribution des contraintes sous la fondation dans un milieu pulvérulent est illustrée dans **la figure 1.10 (b)**. (Costet et Sanglerat, 1983).

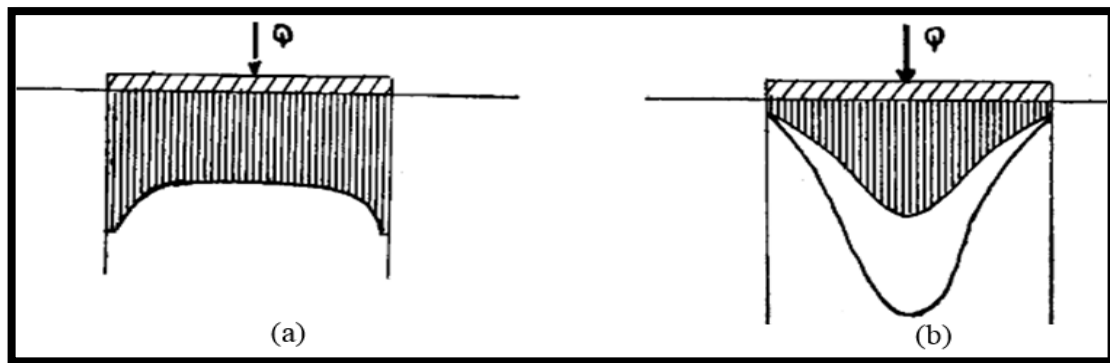


Figure (I.10): Pression de contact. (a) milieu cohérent ; (b) milieu pulvérulent.

I.7 Conclusion

Les fondations superficielles (semelles isolées ou filantes, radiers) constituent la partie de l'ouvrage qui transmet directement l'ensemble des charges au sol.

Les observations in situ et les essais sur modèles réduits montrent l'existence de trois mécanismes potentiels de rupture à savoir : - Un mécanisme général, un mécanisme de cisaillement localisé et un mécanisme de rupture par poinçonnement.

Sur la base d'expériences menées sur des modèles réduits, la répartition des mécanismes de rupture est influencée par la nature du sol, notamment sa densité et son rayon hydraulique.

Bien que certaines méthodes soient anciennes et que les constructions reposent sur des sites très changeants, le comportement des structures fondées superficiellement reste encore mal compris. Cette méconnaissance est liée à la nature hétérogène des sols et à leurs comportements divers (sable, argile, drainé, non drainé,...).

Chapitre II

Méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles

II.1 Introduction :

L'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles est l'un des sujets essentiels en géotechnique. Plusieurs auteurs ont abordé la question de la capacité portante en formulant diverses hypothèses sur la rugosité de la semelle et la forme de la zone en équilibre limite, c'est-à-dire sur l'allure des surfaces de glissement, même si les chiffres précis peuvent parfois varier considérablement.

Ce chapitre se concentre sur l'exposé d'une synthèse bibliographique portant sur les recherches menées dans le secteur de la détermination de la capacité portante des fondations superficielles établies sur une surface horizontale.

La détermination de la charge limite nécessite l'utilisation des méthodes de calcul appropriées à chaque type d'ouvrage géotechnique. Ce deuxième chapitre offre une synthèse bibliographique des diverses méthodes employées pour le calcul de la capacité portante ou la charge limite des fondations superficielles.

II.2 Méthodes d'évaluation de la capacité portante :

En pratique, la capacité portante des fondations superficielles est déterminée par deux méthodes ; la première est basée sur les résultats d'essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement (méthodes classiques, dites méthodes « c et ϕ ») ; la deuxième méthode détermine la capacité portante à partir des résultats d'essais in situ au pressiomètre Ménard et au pénétromètre statique, notamment. Dans la catégorie des méthodes en « c et ϕ », il existe une variété de méthodes développées par de nombreux auteurs pour calculer la capacité portante des fondations superficielles. Dans la littérature on trouve :

- La méthode de l'équilibre limite ;
- La méthode d'analyse limite ;
- La méthode des caractéristiques, ou méthode des lignes de glissement ;
- La méthode des éléments finis.

II.2.1 Méthode de l'équilibre limite :

La méthode de l'équilibre limite, est la méthode la plus couramment utilisée dans la pratique du génie géotechnique. La charge limite est déterminée en supposant une surface de rupture de diverses formes simples : plane, circulaire ou logarithmique spirale et en utilisant le critère de rupture de **Coulomb**

(1773). Cette méthode est connue comme la méthode d'équilibre limite. Avec cette hypothèse, les problèmes de stabilité sont réduits en un seul problème, qui est de trouver la position la plus dangereuse de la rupture. Dans cette méthode, il est également nécessaire de faire des hypothèses suffisantes en ce qui concerne la répartition des contraintes le long de la surface de rupture de telle sorte que l'équation générale d'équilibre, en termes de résultantes des forces et de moments, peut être écrite pour un problème donné ($\sum F_i=0$, $\sum M_j=0$). La caractéristique la plus marquante de cette approche est que, peu importe la complexité de la géométrie d'un problème ou d'un état de chargement, il est toujours possible d'obtenir une solution approximative mais réaliste.

La première contribution de cette méthode a été faite en 1773 par **Coulomb** qui a proposé un critère de rupture du sol. Plus tard, en 1857, **Rankine** a étudié l'équilibre limitatif d'un corps infini et a développé la théorie de la pression du sol en mécanique des sols. Dans ce développement historique, l'introduction de la relation contrainte-déformation ou relations constitutives des sols a été évitée.

Les travaux de **Fellenius (1926)**, **Terzaghi (1943)** et d'autres chercheurs, ont fait de la méthode d'équilibre limite un outil de calcul pour nombreux ingénieurs qui développent leurs propres solutions pratiques. La solution proposée par **Terzaghi (1943)**, qui est la plus connue, est basée sur la méthode d'équilibre limite

II.2.2 Méthode d'analyse limite :

Dans l'analyse des contraintes et des déformations en mécanique des milieux continus trois types d'équations sont nécessaires: les conditions d'équilibre, les relations constitutives et les équations de compatibilité. L'objectif général est normalement de déterminer les contraintes et les déformations dans un certain milieu, sous l'influence des contraintes appliquées et des déplacements sur la surface de ce milieu.

Par ailleurs et même pour un type de matériau très simple, par exemple un corps élastique linéaire, pour lequel les relations constitutives sont des relations linéaires entre les contraintes et les déformations (loi de Hooke), la solution d'un tel problème demeure une tâche considérable, car la résolution n'est possible que pour de cas simples, comme un demi-espace, une sphère parfaite ou un corps cylindrique.

Des solutions approximatives peuvent être trouvées pour divers matériaux, y compris les matériaux élastiques linéaires, en utilisant des méthodes numériques, telles que la méthode des éléments finis ou différences finies. Cependant, une alternative peut être élaborée par l'analyse limite, sur la base de la théorie de la plasticité. L'analyse limite ne vise pas à fournir le champ complet des contraintes et

des déformations réelles, mais se limite à donner une borne supérieure et /ou une borne inférieure, possibles des contraintes ou des déformations.

Si une borne inférieure pour la charge de rupture peut être trouvée, il est certain qu'aucune rupture ne se produira tant que la charge réelle reste inférieure à cette limite inférieure. Si une borne supérieure peut être trouvée, il est certain que la rupture a bien lieu si la charge réelle est supérieure à cette limite supérieure.

En formulant les théorèmes fondamentaux de la théorie de la plasticité deux types de champs sont utilisés, qui peuvent être définis comme suit.

- Un système à l'équilibre, ou un champ de contraintes statiquement admissible qui est une distribution des contraintes qui satisfait les conditions suivantes:

- Satisfaction des conditions de l'équilibre en chaque point du corps ;
- Satisfaction des conditions aux limites pour les contraintes ;
- La condition de l'écoulement n'est pas dépassée en tout point du corps.

- Un mécanisme, ou un champ cinématiquement admissible de déplacements est une distribution de déplacements et déformations qui satisfont les conditions suivantes:

- le champ de déplacement est compatible, à savoir sans lacunes ou chevauchements dans le corps (le glissement d'une partie le long d'une autre partie est permis) ;
- Satisfaction des conditions aux limites pour les déplacements ;
- Là où se produisent des déformations les contraintes doivent satisfaire la condition d'écoulement.

Les théorèmes fondamentaux de la théorie de la plasticité sont :

- Théorème de la borne inférieure :

Si l'on peut trouver dans les matériaux (sols et structures) un champ de contraintes qui équilibre la charge extérieure appliquée, tout en restant compatible avec les résistances des différents matériaux, alors cette charge ne peut être supérieure à la charge limite de rupture. Cette approche, dite statique, consiste donc à chercher des champs de contraintes qui vérifient les conditions d'équilibre statique et les critères de résistance des matériaux et équilibrent la plus grande charge extérieure possible.

- Théorème de la borne supérieure :

Si le travail d'une force externe associé à une cinématique de rupture est supérieur au travail des forces internes (bornées par la résistance des matériaux) pour la même cinématique de rupture, alors cette force est supérieure à la charge limite de rupture. Cette approche, dite cinématique, consiste donc à construire des cinématiques ou mécanismes de rupture respectant les conditions aux limites sur les déplacements, et à trouver pour chacun d'eux des forces ou combinaisons de forces trop grandes pour la résistance du sol.

Il convient de noter que, dans ces théorèmes et dans la définition des champs statiquement ou cinématiquement admissibles, les relations constitutives ne sont pas mentionnées, et par conséquent, elles ne jouent aucun rôle, sauf pour l'énoncé que le matériau entre en écoulement si les contraintes satisfont la condition d'écoulement.

Dans une solution simplifiée de borne supérieure (en deux dimensions) le milieu est converti en un mécanisme constitué de blocs rigides glissant sur leurs surfaces de contact.

Le principe du travail virtuel est appliqué. Pour un déplacement virtuel, le travail extérieur fourni par les forces extérieures est égal au travail interne fourni par les forces internes pour obtenir la charge d'effondrement correspondant au mécanisme adopté.

II.2.3 Méthode des caractéristiques (ou méthode des lignes de glissement) :

La méthode des caractéristiques ou méthode des lignes de glissement est fondée sur la construction d'une famille de lignes de glissement ou de cisaillement, au voisinage de la charge appliquée sur la semelle.

Ces lignes de glissement représentent les directions des contraintes de cisaillement maximales. La ligne de glissement plastique est délimitée par des zones rigides. En déformation plane, les contraintes normales et de cisaillement le long de la ligne de glissement peut être déterminée par la résolution des deux équations différentielles de l'équilibre plastique et de l'équation relative à la condition d'écoulement plastique.

II.2.4 Méthode des éléments finis :

La méthode des éléments finis permet de résoudre les problèmes liés à la charge limite en considérant généralement un sol élastique parfaitement plastique de Mohr- Coulomb.

On a recours alors, pour la résolution du problème, à un processus itératif et il est nécessaire de procéder par incréments de chargement pour se rapprocher du chargement réel. L'étude par la méthode des éléments finis des problèmes élasto-plastiques permet de suivre les déformations, les contraintes et la zone plastique durant le processus de chargement. Cela représente un avantage certain sur les méthodes usuelles d'équilibre limite utilisées actuellement dans les calculs de charge limite de fondation. En effet, en plus de la charge limite, la méthode des éléments finis fournit aussi la connaissance des courbes efforts-déformation.

Il faut noter que la méthode des différences finies permet aussi de résoudre les problèmes liés à la charge limite d'une manière analogue à celle des éléments finis.

II.3 Théories de calcul de la capacité portante des fondations superficielles :

La capacité portante ultime désigne la charge maximale qu'un sol peut supporter sans subir de rupture par cisaillement ni provoquer un tassement excessif compromettant l'intégrité structurelle de la fondation. Il s'agit d'un paramètre fondamental en ingénierie géotechnique, car il conditionne la conception et la stabilité des structures reposant sur le sol.

L'application d'une pression qui ne dépasse pas la pression de rupture ne garantit pas que le tassement de la fondation reste dans des normes admissibles. Ainsi, il est généralement nécessaire de procéder à une analyse de tassement, car la majorité des structures sont sensibles à un tassement excessif (Merifield, 2005).

II.3.1 Théorie de Terzaghi (1943) :

Terzaghi a perfectionné la solution de **Prandtl de 1920** en intégrant la rugosité de la fondation et le poids de la zone de rupture. **Terzaghi** a été le pionnier dans l'élaboration d'une théorie destinée à évaluer la capacité portante ultime des fondations superficielles. La charge limite est déterminée en superposant trois états de résistance : la résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle, l'action des terres situées au-dessus du niveau de la fondation et l'action de la cohésion (Méthode de superposition de **Terzaghi**). **Terzaghi** a proposé un mécanisme de rupture d'une fondation filante, présentée ci-dessous (**Figure 2.1**).

Il a basé sa théorie sur les conditions suivantes :

- Il a assumé que le coin au-dessous de la semelle est en équilibre élastique.
- Il a assumé que l'angle des surfaces du coin de rupture est α supérieur à $45^\circ + \varphi/2$ qui résulte d'une prétention des coins actifs de **Rankine**.

- La résistance au cisaillement du sol au-dessus du niveau de fondation D_f , a été ignorée et contribue seulement comme une surcharge.
- Il a assumé que la semelle est rugueuse.

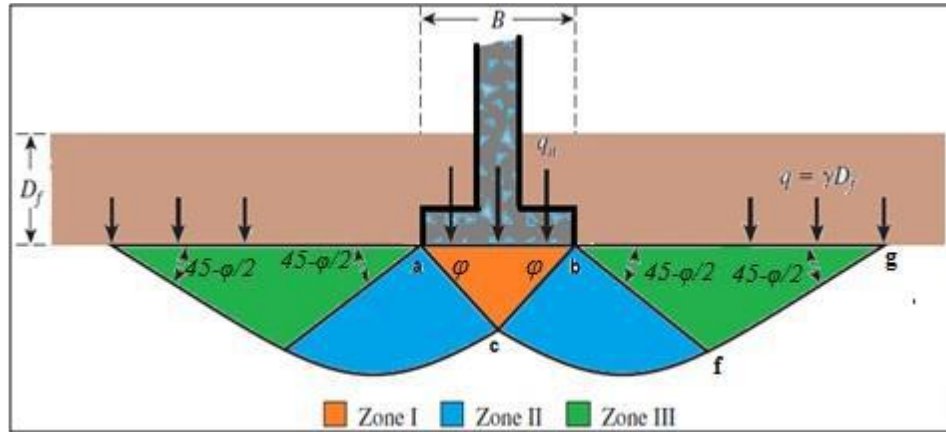


Figure II. 1: La surface de rupture dans le sol à charge ultime qui a supposé par Terzaghi.

En règle générale, la semelle de fondation est placée, après creusement, à une profondeur D_f dans un sol de poids spécifique γ à surface horizontale. La base de la semelle est alors choisie comme plan de référence sur lequel s'exercent des contraintes de compression égale Q_u/B à l'emplacement de la semelle et à $q_s = \gamma D_f$ à l'extérieur

Terzaghi a émis l'hypothèse que la charge maximum que l'on pouvait appliquer sur une fondation à la surface d'un sol pouvait être considérée approximativement comme étant la résultante des charges maximales applicables dans les états suivants (**Figure II.2**) :

- Sol supposé sans poids et sans cohésion, la charge dépend alors uniquement de la surcharge q et de l'angle de frottement interne φ .
- Sol pesant, mais sans cohésion.
- Sol non pesant, et cohérent

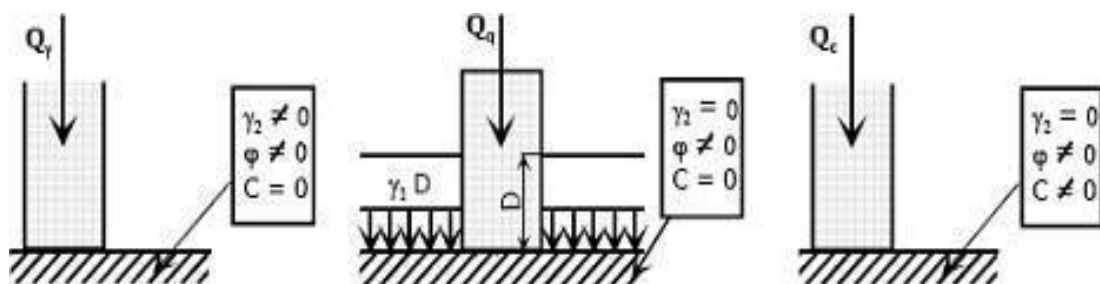


Figure II. 2: Méthode de superposition de Terzaghi.

Utilisant l'analyse d'équilibre, **Terzaghi** a exprimé la capacité portante ultime sous la forme :

$$q_u = q N_q + c N_c + 1/2 B \gamma N_\gamma \dots \dots \dots (II.1)$$

Où : N_q , N_c et N_γ sont les facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne ϕ du sol sous la base de la fondation

$$\bullet \quad N_q = e^{2(3\pi/4 - \phi/2) / 2 \cos^2(\pi/4 + \phi/2)} \dots \dots \dots (II.2)$$

$$\bullet \quad N_c = (N_q - 1) \dots \dots \dots (II.3)$$

$$\bullet \quad N_\gamma = 1/2 K \gamma \tan^2 \phi - \tan \phi / 2 \dots \dots \dots (II.4)$$

Cette équation, cependant, est soumise aux restrictions suivantes : rupture générale, semelle filante, semelle de base rugueuse. Toujours dans sa théorie, **Terzaghi** divise la zone de rupture sous la fondation en trois zones (**Figure II.3**):

- Une zone triangulaire ACB immédiatement sous la fondation où le sol fortement comprimé est en équilibre surabondant et se déplace avec la fondation, il forme un coin limité par les points A, B, C avec les angles BAC et ABC sont égaux à l'angle de frottement interne du sol ϕ .
- Une zone de cisaillement radial BCF où CF est un arc spirale logarithmique.
- Une zone passive de **Rankine** triangulaire BFD.

Dans les zones de cisaillement radial et passif, les déplacements et les cisaillements sont très importants et il en résulte ainsi une rupture généralisée au-dessous de ces trois zones, le sol est peu ou non perturbé par la rupture (**Salençon 1974**).

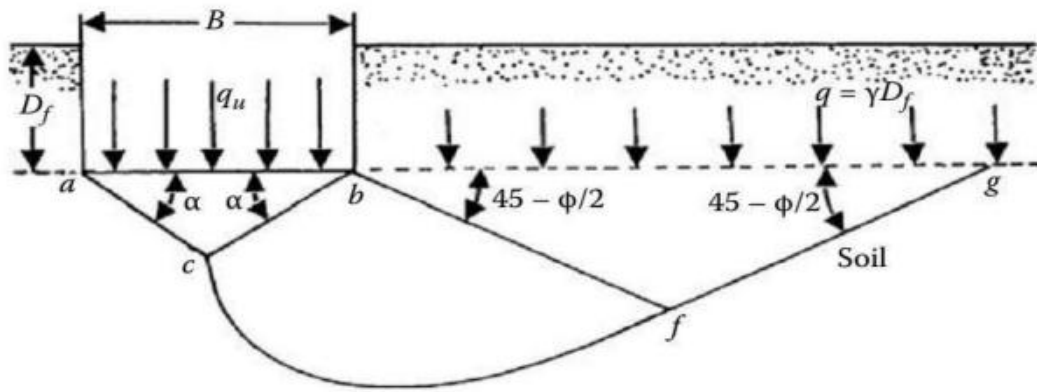


Figure II. 3: Modèle utilisé par Terzaghi pour la détermination des facteurs de portance.

On trouve dans le (**Tableau II.1**) qui suit, la variation des facteurs de la capacité portante avec l'angle de frottement interne ϕ donnés par les expressions ci-dessus, et la (**Figure II.4**) donne les mêmes valeurs sous une forme graphique.

Tableau II. 1: Facteurs de la capacité portante donnés par Terzaghi.

ϕ	N_c	N_q	N	ϕ	N_c	N_q	N
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	11.35
2	6.30	1.22	0.18	28	31.61	17.81	15.15
4	6.97	1.49	0.38	30	37.16	22.46	19.73
6	7.73	1.81	0.62	32	44.04	28.52	27.49
8	8.60	2.21	0.91	34	52.64	36.51	36.96
10	9.61	2.69	1.25	36	63.53	47.16	51.70
12	10.76	3.29	1.70	38	77.50	61.55	73.47
14	12.11	4.02	2.23	40	95.67	81.27	100.39
16	13.68	4.92	2.94	42	119.67	108.75	165.69
18	15.52	6.04	3.87	44	151.95	147.74	248.29
20	11.69	7.44	4.97	46	196.22	204.20	426.96
22	20.27	9.19	6.91	48	258.29	287.86	742.61
24	23.36	11.40	8.85	50	347.52	415.16	1153.15

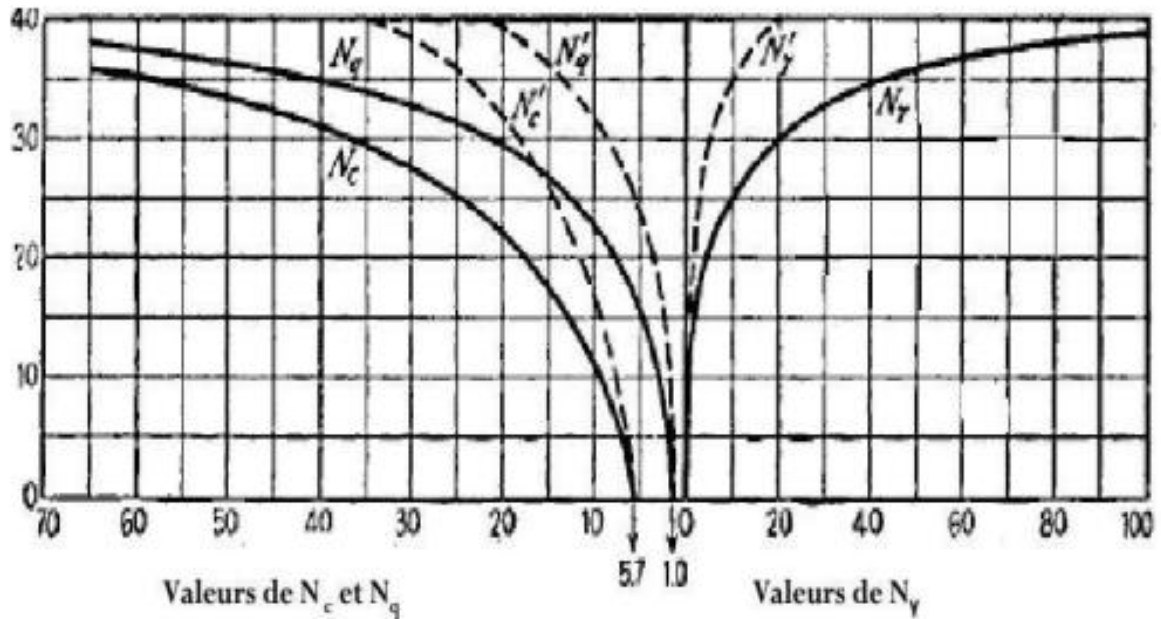


Figure II. 4: Facteurs de capacité portante en fonction de φ .

II.3.2 Théorie de Meyerhof (1963) :

Meyerhof explique que la portance des semelles filantes est calculée en suivant la forme générale décrite par **Terzaghi**, avec des expressions établies par **Prandtl** pour N_c , par **Reissner** pour N_q et par lui-même **Meyerhof** pour une valeur approchée de N_γ (**Figure II. 5**), ces coefficients ne tenant pas compte de la résistance au cisaillement dans le sol situé au-dessus de la base de la fondation :

$$\bullet \quad Nc = (Ng - 1) \cdot \cot \varphi \dots\dots\dots (\text{II.5})$$

$$\bullet \quad Nq = \exp(\pi \cdot \tan \varphi) \cdot \tan^2(\pi/4 + \varphi/2) \dots\dots\dots (\text{II.6})$$

- $N\gamma = (Nq - 1)(1, 4\varphi)$(II.7)

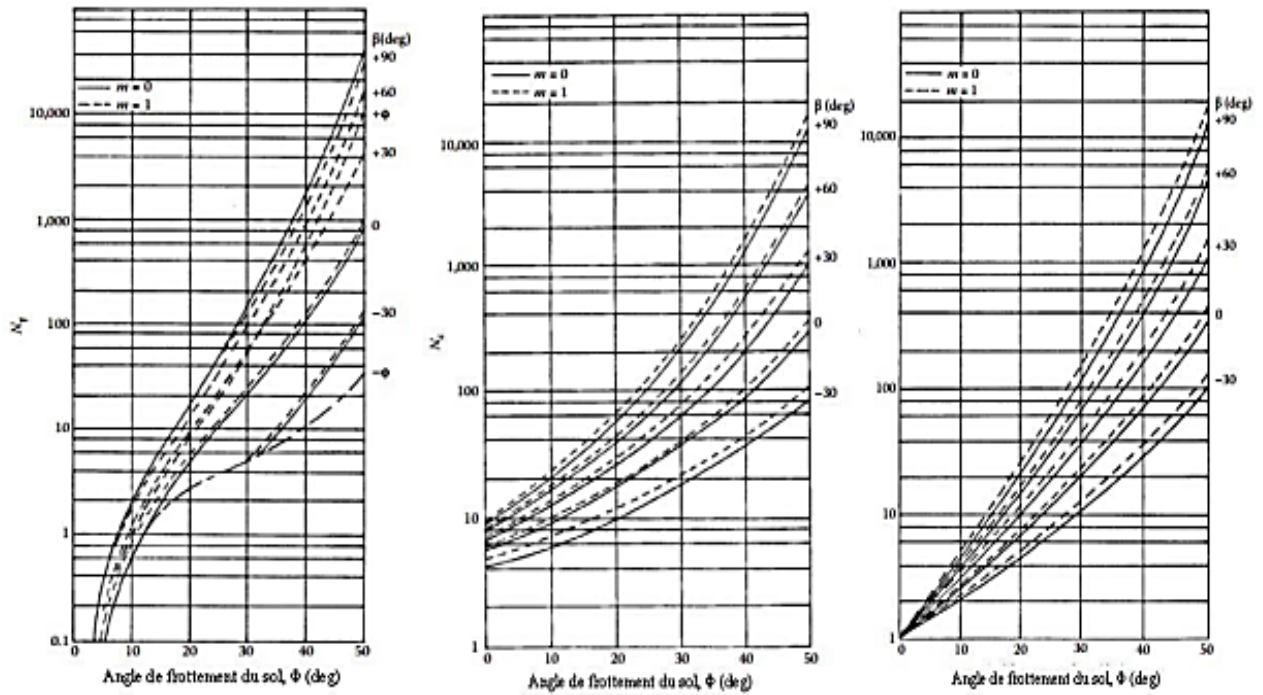


Figure II. 5: Facteurs de capacité portante, d'après Meyerhof.

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

$$S_c = 1 + 0,2 (B/L)^2 (\pi/4 + \varphi/2) \dots\dots\dots \text{(II.8)}$$

$$S_\gamma = S_q = 1 \text{ si } \varphi = 0 \dots\dots\dots \text{(II.9)}$$

$$S_\gamma = S_q = 1 + 0,1 (B/L) \tan^2 (\pi/4 + \varphi/2) ; \text{ si } \varphi > 10^\circ \dots\dots\dots \text{(II.10)}$$

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

$$\varphi = \varphi_p = (1,1 - 0,1(B/L)) \varphi_t \dots\dots\dots \text{(II.11)}$$

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

$$d_c = 1 + 0,2 (D/B) \tan^2 (\pi/4 + \varphi/2) \dots\dots\dots \text{(II.12)}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \text{ si } \varphi = 0 \dots\dots\dots \text{(II.13)}$$

$$d_q = d_\gamma \text{ si } \varphi > 10 \dots\dots\dots \text{(II.14)}$$

Pour les charges excentrées, la pratique consistant à faire le calcul de portance sur une semelle filante de largeur B' réduite :

$$B' = B - 2e \dots\dots\dots (II.15)$$

Pour les charges inclinées, les travaux de **Schultze** et de **Meyerhof** ont défini des coefficients réducteurs égaux à :

$$i_\gamma = (1 - (\delta/\varphi))^2 \dots\dots\dots (II.16)$$

$$i_c = i_q = (1 - (\delta/90))^2 \dots\dots\dots (II.17)$$

En fonction de l'angle d'inclinaison de la charge par rapport à la verticale (δ , exprimé en degrés). Dans le cas général, la formule de calcul de la capacité portante du sol a donc la forme :

$$q_{max} = C S_c d_c i_c N_c + q S_q d_q i_q N_q + 1/2 \gamma B S_\gamma d_\gamma i_\gamma N_\gamma \dots\dots\dots (II.18)$$

II.3.3 Théorie de Hansen (1970) :

Pour le calcul de la force portante des fondations superficielles, **Brinch Hansen** a utilisé la même équation de base que celle de Terzaghi, excepté que la largeur de la fondation a été prise égale à B au lieu de $2B$.

Les trois facteurs de portance ont pour expressions :

$$\bullet \quad N_c = (N_q - 1) \varphi \dots\dots\dots (II.19)$$

$$\bullet \quad N_q = (\pi \tan \varphi) \cdot \tan^2 (45^\circ + \varphi/2) \dots\dots\dots (II.20)$$

$$\bullet \quad N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan(\varphi) \dots\dots\dots (II.21)$$

Les résultats de la formule empirique de N_γ (équation II.21) sont en bon accord avec les valeurs calculées par **Lundgren et Mortensen (1953)** en utilisant le mécanisme de rupture présenté sur la **Figure II.6**. La superposition des trois termes N_γ , N_q et N_c , conduit à une sous-estimation de la portance de la fondation, qui reste en général inférieure à 20% (**Lundgren et Mortensen, 1953**). Par ailleurs, en 1961, **Hansen** a proposé une expression différente pour N_γ :

$$N_\gamma = 1.8(N_q - 1) \tan(\varphi) \dots\dots\dots (II.22)$$

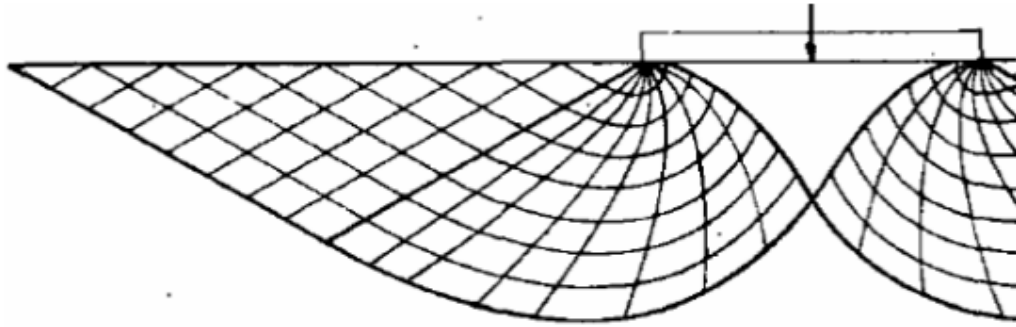


Figure II. 6: Mécanisme de rupture pour le calcul de N_γ d'après Lundgren et Mortensen (1953).

II.3.4 Théorie de Vesic (1973) :

Vesic présente un panorama complémentaire du développement de l'analyse de la capacité portante des fondations superficielles. Il rappelle que l'histoire des premiers travaux sur le sujet, commençant à **Rankine en 1857**, a été décrite dans le premier traité de mécanique des sols de **Terzaghi**. Il évoque l'effet de la compressibilité du sol et de la dimension de la fondation. La diminution de la résistance du sol lorsque la taille de la fondation augmente semble provenir de trois causes :

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

Vesic a décrit le mode de calcul par superposition de la capacité portante avec les facteurs N_c et N_q de **Prandtl** et **Reissner** ; pour N_γ , il indique que la solution tabulée de Caquot et Kérisel peut être représentée avec moins de 10% d'erreur sur l'intervalle $15^\circ < \phi < 45^\circ$ (moins de 5% d'erreur entre 20° et 40°) par l'expression :

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \dots \dots \dots (II.23)$$

Pour les coefficients correcteurs appliqués à chacun des termes de l'équation de **Terzaghi**, **Vesic** donne les expressions suivantes :

- Coefficients de forme :

$$S_c = 1 + (B N_q)/(L N_c) = 1 + (B N_q)/(L(N_q - 1)) \dots \dots \dots (II.24)$$

$$S_q = 1 + (B/L) \tan \varphi \dots\dots\dots(\text{II.25})$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 (B/L) \dots\dots\dots(\text{II.26})$$

- Coefficients de profondeur (pour $D/B \leq 1$, d'après Brinch Hansen) :

$$d_q = 1 + 2(1 - \sin \varphi) (D/B) \dots\dots\dots(\text{II.27})$$

$$d_\gamma = 1 \dots\dots\dots(\text{II.28})$$

II.4 Conclusion :

La capacité portante des fondations demeure l'un des enjeux majeurs en mécanique des sols. Les méthodes classique employées pour déterminer la capacité portante, basées sur l'équilibre limite, reposent sur des hypothèses simplificatrice et rencontrent encore plusieurs difficultés et critique. Face à ces difficultés critiques, d'autres techniques sont mobilisées pour résoudre ce problème. De nombreuses approches ont ainsi été proposées, mais toutes conservent des approximations simplificatrices relatives aux propriétés du sol et aux déplacements qui se produisent, approximations non conformes aux phénomènes observés.

Chapitre III

Capacité portante des fondations superficielles sous un chargement incliné

III.1 Introduction :

Dans les conditions d'exploitation réelles, les fondations superficielles ne sont que rarement soumises à des charges purement verticales. Les actions combinées, issues du vent, des séismes, de l'excentricité des charges ou des effets de bordure, engendrent souvent des sollicitations inclinées. Lorsqu'une charge inclinée agit sur une fondation superficielle, les mécanismes de rupture deviennent particulièrement complexes, et la capacité portante subit une réduction par rapport à celle d'une fondation soumise à une charge verticale.

Ce chapitre présente une synthèse bibliographique des principales formulations utilisées pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles sous chargement incliné, en exposant plusieurs travaux représentatifs de la littérature selon deux approches : celle des facteurs d'inclinaison et celle des enveloppes de rupture.

III.2 Calcul de la capacité portante des fondations superficielles sous un chargement incliné :

Le calcul de la capacité portante des fondations superficielles sous un chargement incliné constitue une extension importante des théories classiques de la géotechnique. Contrairement au cas des charges verticales, l'application d'un effort oblique modifie l'état de contrainte dans le sol de fondation, induisant à la fois une réduction de la composante verticale efficace et une mobilisation partielle de la résistance latérale du sol. Pour intégrer cet effet, les modèles analytiques traditionnels, tels que ceux de **Terzaghi** ou **Meyerhof**, sont généralement corrigés à l'aide de facteurs d'inclinaison. Ces coefficients, notés i_c , i_q et i_γ , ajustent respectivement les contributions de la cohésion, de la surcharge et du poids propre du sol, en fonction de l'angle d'inclinaison de la charge. Par exemple, selon Meyerhof, ces facteurs peuvent s'exprimer sous la forme $i_c = 1 - (H/V)^2$, où H et V sont les composantes horizontale et verticale de la charge. En complément, des approches plus avancées telles que la méthode des courbes enveloppes de rupture ont été développées, permettant de tracer les combinaisons critiques de forces menant à la rupture dans le plan (V, H) . Ces méthodes offrent une modélisation plus complète, en tenant compte de l'interaction entre les composantes du chargement et des conditions stratigraphiques du sol.

III.2.1 Facteurs d'inclinaison :**III.2.1.1 Equation générale de la capacité portante :**

Meyerhof (1963) a suggéré une théorie générale de capacité en tenant compte des facteurs de correction pour l'excentricité, l'inclinaison de la charge, la forme et la profondeur de la fondation.

Non seulement le sol sous la fondation, mais aussi l'influence de la résistance au cisaillement du sol au-dessus de la base de la fondation a été étudiée.

Selon Meyerhof (1963), la capacité portante ultime s'écrit comme suit :

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i} \dots \dots \dots (III.1)$$

Où : $c, q, \gamma, B, N_c, N_q, N_\gamma$ sont déjà définis.

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ sont les facteurs de forme,

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ sont les facteurs de profondeur,

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ sont les facteurs d'inclinaison.

III.2.1.2 Facteur d'inclinaison pour le cas d'une fondation reposant sur sol homogène :

L'effet de l'inclinaison de la charge a été inclus dans la conception de la capacité portante des fondations superficielles en introduisant un coefficient de correction appelé facteur d'inclinaison.

Meyerhof (1963) et Hanna et Meyerhof (1981) ont suggérés les facteurs d'inclinaison suivants :

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2 \dots \dots \dots (III.2)$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\varphi}\right)^2 \dots \dots \dots (III.3)$$

Où β = l'inclinaison de charge sur la fondation par rapport au vertical.

Hansen (1970) a proposé des coefficients correcteurs pour les fondations filantes non encastrées pour deux types de sol ; cohérent ou frottant :

$$i_c = 0.5 + 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{AC_u}} \dots \dots \dots (III.4)$$

Cependant, pour un sol purement frottant :

$$i_c = \left[1 - \frac{0.7H}{V}\right]^5 \dots \dots \dots (III.5)$$

Loukidis et al. (2008) ont utilisé la méthode des éléments finis et ont dérivé la composante verticale de la charge limite V par unité de longueur d'une fondation superficielle supportée par un sol frottant et soumise à une charge inclinée. Sur la base des résultats de cette étude Loukidis et al. (2008) ont proposé l'équation suivante pour évaluer le facteur d'inclinaison i_γ :

$$i_\gamma = \left(1 - 0.94 \frac{\tan \alpha}{\tan \varphi}\right)^{(1.5 \tan \varphi + 0.4)^2} \dots \dots \dots (III.6)$$

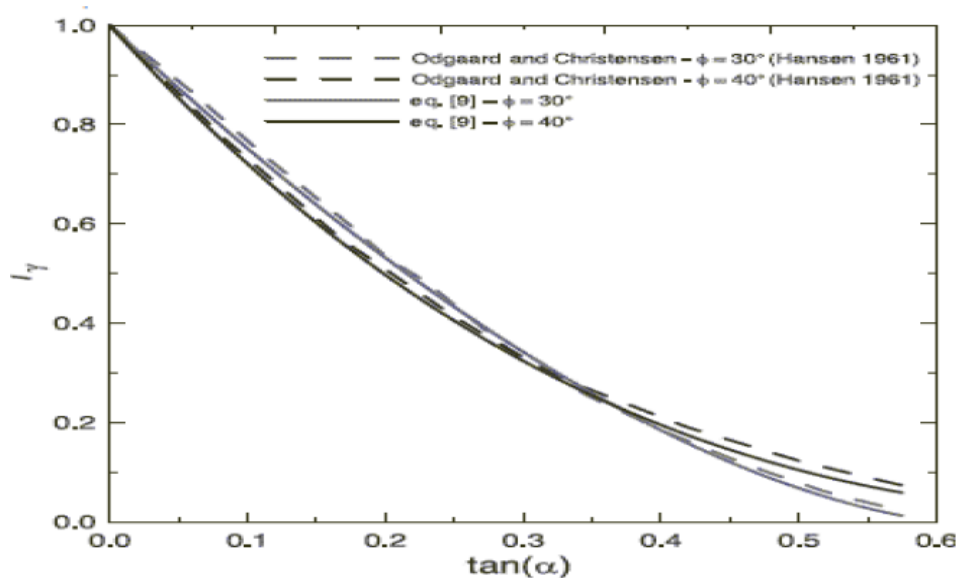


Figure III. 1: Variation du facteur i_γ en fonction de $\tan(\alpha)$ (Loukidis et al. 2008).

La **figure III.1** montre la variation du facteur d'inclinaison i_γ donné par l'équation (III.6) en fonction de $\tan(\alpha)$. Une comparaison des valeurs de i_γ fournies par l'équation (III.6) (eq 9 sur le graphe) et les courbes basées sur les résultats de Hansen (1961) est également présentée dans la **figure III.1** pour $\varphi=30^\circ$ et 40° .

III.2.1.3 Facteur d'inclinaison pour le cas d'une fondation reposant sur un sol à deux couches:

Meyerhof et Hanna (1978) ont introduit l'utilisation de facteurs d'inclinaison pour estimer la capacité portante ultime des fondations superficielles sur sols bicouches soumis à un chargement incliné. Ces facteurs permettent d'ajuster la contribution de la cohésion et de la résistance passive du sol en fonction de l'angle d'inclinaison de la charge. Ils ont montré, à travers des essais sur semelles circulaires et filantes, que la capacité portante diminue de manière significative lorsque l'angle d'inclinaison augmente, surtout lorsque la couche supérieure est faible (**figure III.2**). Les facteurs d'inclinaison déduits expérimentalement, notés i_c et i_s , sont associés à des coefficients de cisaillement au poinçonnement et varient avec l'épaisseur relative des couches, les propriétés mécaniques et l'angle de la charge appliquée.

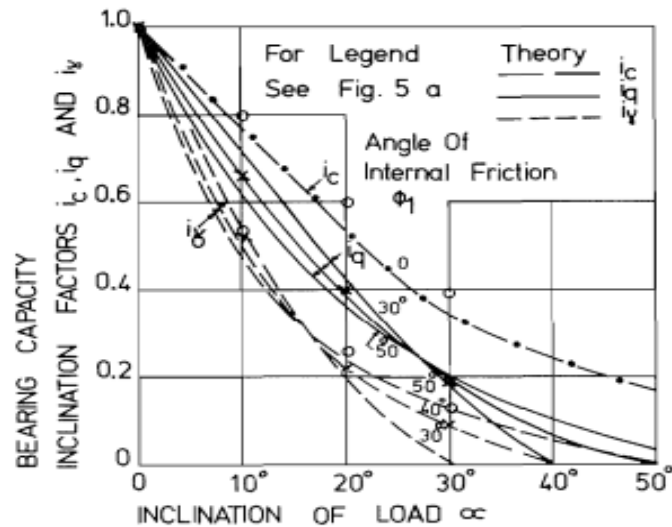


Figure III. 2: Facteurs d'inclinaison i_c, i_q, i_y (Meyerhof et Hanna 1978).

Femmam et al. (2018) ont étudié numériquement la capacité portante d'une semelle filante reposant sur un sol bicouche argileux soumis à un chargement combiné vertical et horizontal. À partir des résultats obtenus via le logiciel FLAC2D, des facteurs d'inclinaison ont été déterminés en fonction de l'angle de charge, du rapport d'épaisseur D/B et du rapport de résistances non drainées C_{u1}/C_{u2} .

Les résultats obtenus (**figure III.3**) montrent que le facteur i_c diminue avec l'augmentation de l'angle α , et qu'il est fortement influencé par les caractéristiques stratigraphiques du sol.

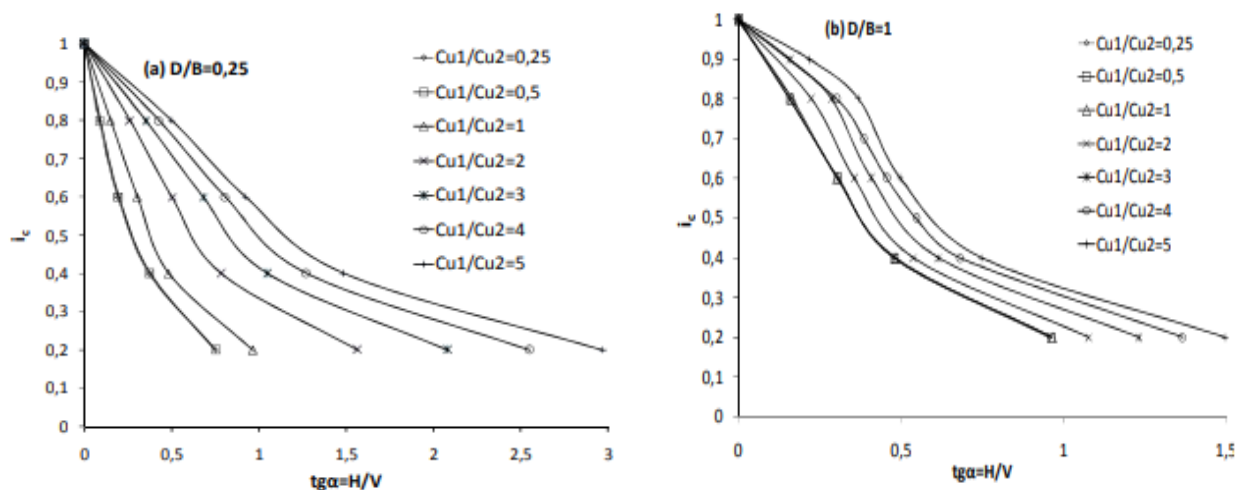


Figure III. 3: Facteur d'inclinaison i_c (Femmam et al.2018).

III.2.2 Méthode des courbes enveloppes de rupture :

La méthode des diagrammes d'interaction ou les courbes enveloppes, est aussi utilisée pour la conception des fondations superficielles sous chargement combiné. L'interaction des composantes du chargement : force verticale V et force horizontale H , peut être explicitement prise en compte lors de la détermination de la capacité portante, en utilisant une enveloppe de rupture (surfaces ultimes dans l'espace de chargement (V - H)). Ainsi, l'approche des enveloppes de rupture consiste à dire que les domaines de stabilité se trouvent à l'intérieur de la surface de rupture.

Il existe plusieurs combinaisons de V et H qui provoquent la rupture d'une fondation. Une approche simple et efficace consiste à construire une enveloppe de rupture qui sépare les états sûrs des états dangereux. Les courbes enveloppes de rupture ou diagrammes d'interaction définissent alors une région à l'intérieur de laquelle toutes les combinaisons de charges admissibles doivent se trouver.

III.2.2.1 Courbes enveloppes pour le cas d'une fondation reposant sur sol homogène :

Il est possible de définir une courbe enveloppe à travers deux types d'espaces de chargement. Le premier type est représenté en terme des facteurs de capacité portante (H/Bc_u et V/Bc_u), qui représente la taille absolue des courbes enveloppes (Lee et al., 2015), et le second type représente l'espace des paramètres de chargement normalisés par rapport à leurs valeurs maximales (V/V_u , H/H_u) (la forme et la taille relative des courbes enveloppes (Lee et al. (2015))). Où B est la largeur de la semelle et C est la cohésion du sol. La **Figure III.4** présente un exemple des courbes enveloppes dans le plan de chargement V - H , la courbe montre les résultats de Meyerhof (1956), Hansen (1970), Vesic (1975) et Bolton (1979).

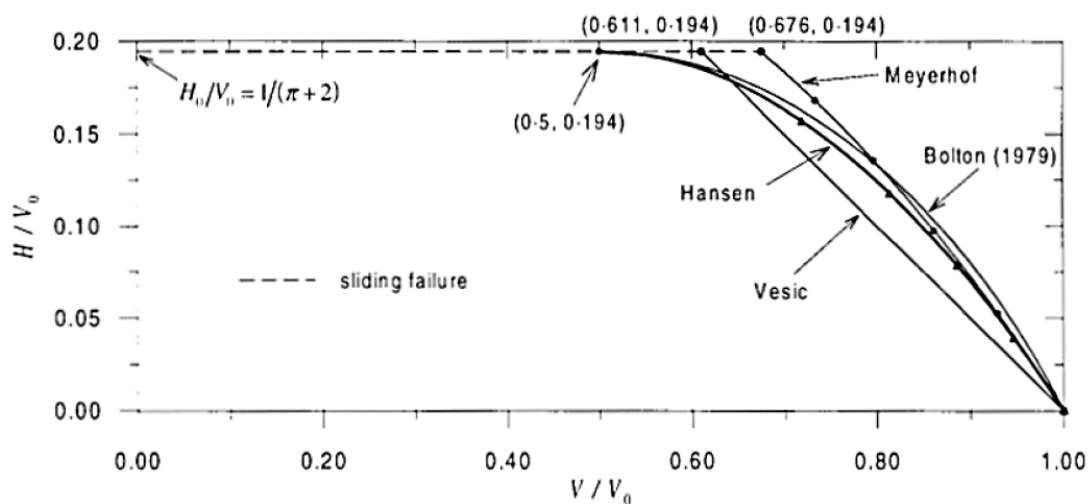


Figure III. 4: Courbes enveloppes pour un chargement incliné, d'après Bolton (1979).

Gouvernec (2007) a étudié l'effet de la géométrie de la fondation sur la capacité portante d'une fondation rectangulaire soumise à un chargement combiné (V , H et M). Les analyses ont été réalisées avec le logiciel ABAQUS (HKS, 2002) en éléments finis. Les enveloppes de rupture dans l'espace de charge verticale et horizontale ($M=0$) sont illustrées à la **figure III.5** pour chacune des géométries de semelle modélisées : $B/L = 0$ (déformation plane), 0.1, 0.2, 0.33, 0.5, 0.67 et 1 (carré). L'expansion des enveloppes de rupture sur la **figure III.5.a**, indique que la capacité portante augmente avec l'augmentation du rapport (B/L) de la semelle. La **Figure III.5.b** montre les enveloppes de rupture tracées en termes de charges normalisées (V/V_{ult}) et (H/H_{ult}).

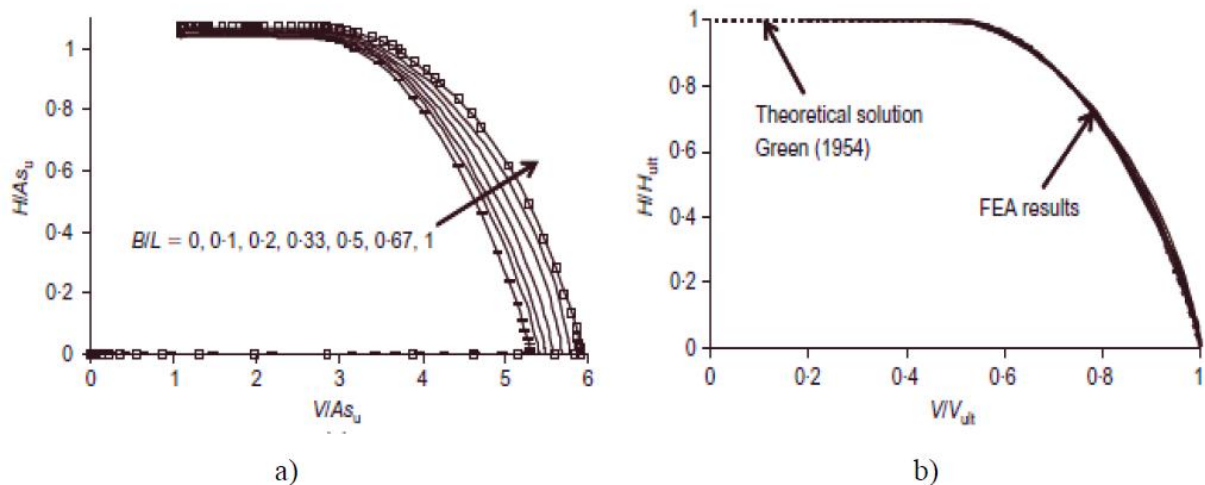


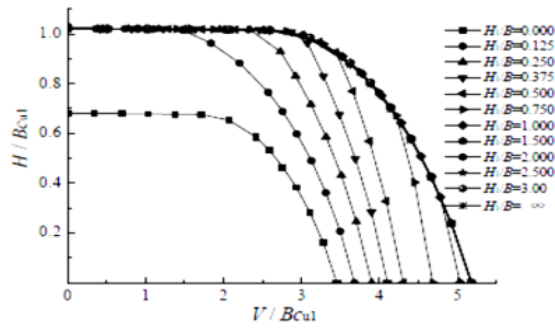
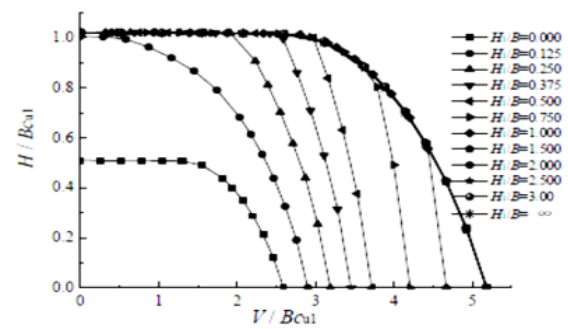
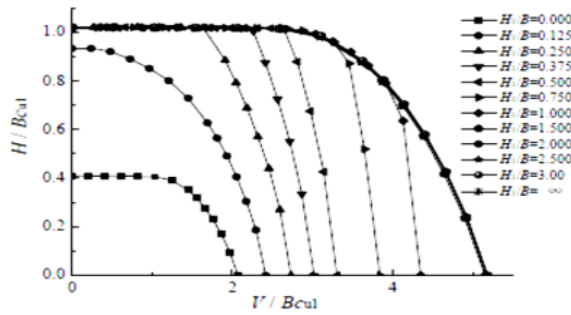
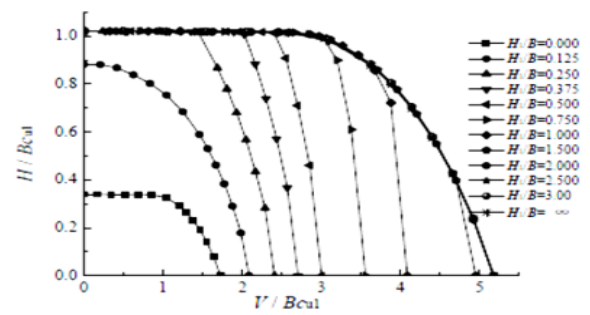
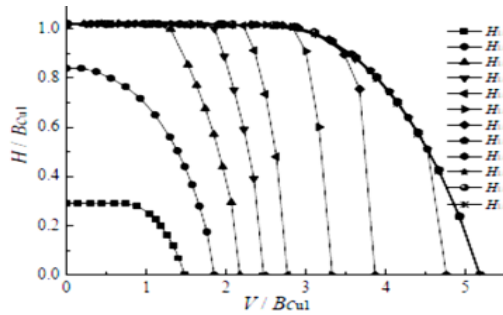
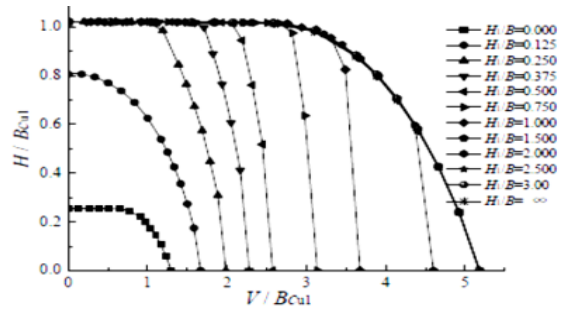
Figure III. 5: Effet de la géométrie de la fondation sur les enveloppes de rupture (dans le plan V-H) : (a) espace de chargement sans dimension ; (b) espace de chargement normalisé. (Gouvernec 2007).

III.2.2.2 Courbes enveloppes pour le cas d'une fondation reposant sur sol à deux couches :

Zhan (2011) a réalisé une série d'études numériques en employant la technique des éléments finis, concernant la capacité portante des semelles filantes sur un sol argileux à deux couches non drainées, exposées à une combinaison de charges horizontales (H), verticales (V) et de moments de renversement (M).

Zhan (2011) a utilisé la méthode de chargement « probe » pour étudié le cas d'une couche d'argile raide recouvrant une couche d'argile molle. Le rapport de profondeur de l'épaisseur de la couche supérieur D à la largeur de la fondation B (D/B) varie, et le rapport de résistance au cisaillement (C_{u1}/C_{u2}) varie de 1.5 à 8.0. Les résultats de cette étude sont présentés sous forme de courbes enveloppes de rupture dans l'espace de charge VH, VM et VHM et les mécanismes de rupture pour différent cas de chargement sont également présentés.

Les courbes enveloppes de rupture, sous un chargement incliné, sont illustrées à la figure III.6 en fonction du rapport de profondeur H_1/B .

(a) $c_{u1} / c_{u2} = 1.5$ (b) $c_{u1} / c_{u2} = 2.0$ (c) $c_{u1} / c_{u2} = 2.5$ (d) $c_{u1} / c_{u2} = 3.0$ (e) $c_{u1} / c_{u2} = 3.5$ (f) $c_{u1} / c_{u2} = 4.0$

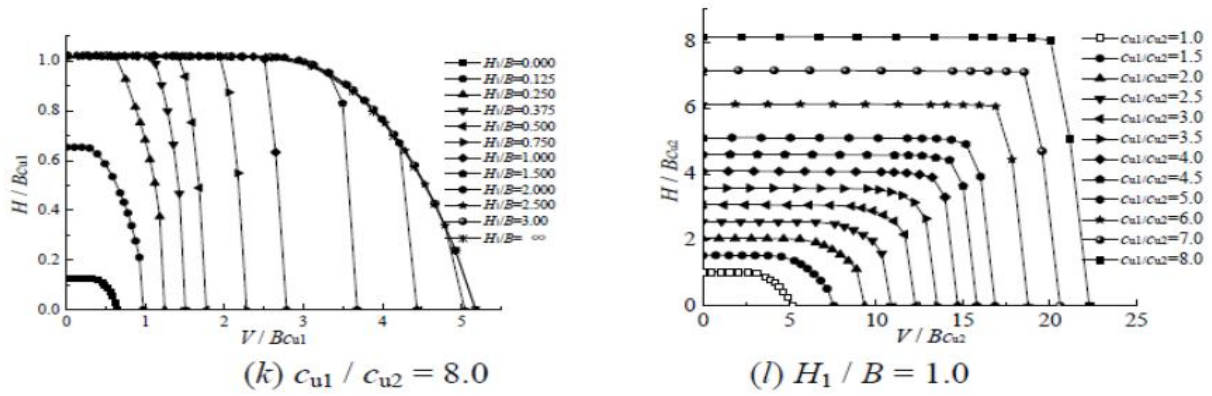


Figure III. 6: Courbes enveloppes de rupture d'une fondation sur deux couches d'argiles et soumise à un chargement incliné (Zhan 2011).

Rao et al. (2015) ont utilisé une analyse de borne inférieure en conjonction avec des éléments finis et la programmation conique du second ordre (SOCP) pour déterminer la capacité portante d'une semelle filante rigide placée sur une argile à deux couches et soumise à une charge inclinée ou excentrique. Les résultats numériques sont présentés sous la forme d'enveloppes de rupture dans l'espace de chargement (H, M, V). Ces courbes définissent une région à l'intérieur de laquelle toutes les combinaisons de chargement admissibles doivent se trouver. En d'autres termes, ce sont des états limites ultimes qui peuvent être appliqués à la conception.

Rao et al. (2015) ont d'abord présentés les résultats de la capacité portante ultime sous une charge verticale pour validation du modèle et quelques nouvelles expressions de la capacité portante verticale sont proposées par les auteurs pour ajuster les résultats de la borne inférieure de la capacité portante des semelles filantes sur argile à deux couches.

Les courbes enveloppes de rupture calculées par **Rao et al. (2015)** sont représentées en termes de charges sans dimension ($h' = H/BC_{u1}$ et $v' = V/BC_{u1}$) et de charges normalisées ($h = H/H_{ult}$ et $v = V/V_{ult}$) sur les **figures III.7 et III.8** respectivement.

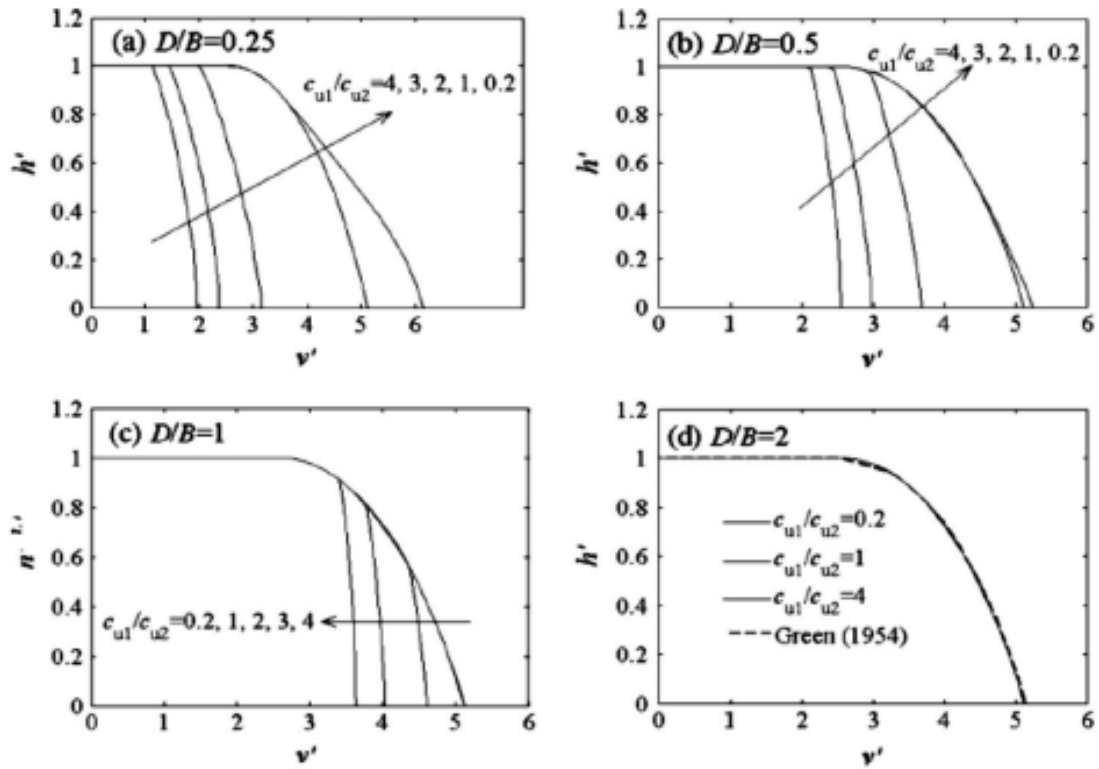


Figure III. 7: Les courbes enveloppe de rupture dans le plan HV en termes de $h'=H/BC_{u1}$ et $v'=V/BC_{u1}$ (Rao et al. 2015).

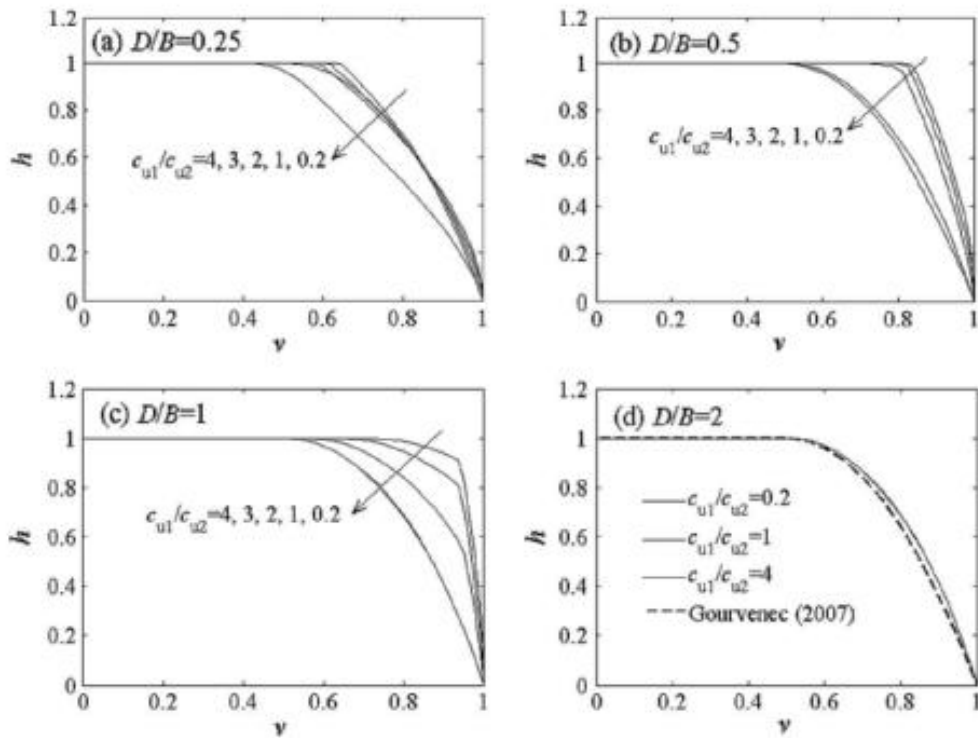


Figure III. 8: Les courbes enveloppe de rupture dans le plan HV en termes de $h=H/H_{ult}$ et $v=V/V_{ult}$ (Rao et al. 2015).

Ici, V et H sont les composantes verticale et horizontale de la charge appliquée, V_{ult} est la capacité portante verticale, qui varie pour chaque courbe et H_{ult} est la capacité portante horizontale, qui dépend uniquement de la largeur de la semelle B et de la résistance au cisaillement C_{u1} de la couche supérieure du sol. Par conséquent, H_{ult} est égal à BC_{u1} quel que soit le degré de non-homogénéité de la résistance du sol dans la direction verticale.

Les courbes enveloppes ont été calculées pour toutes les combinaisons de paramètres : $C_{u1}/C_{u2} = 0,2, 1, 2, 3$ et 4 ; et $D/B = 0,25, 0,5, 1$ et 2 , où C_{u1} et C_{u2} sont les résistances au cisaillement non drainé de l'argile supérieure et inférieure, respectivement, D est l'épaisseur de la couche d'argile supérieure et B est la largeur de la semelle.

III.3 Conclusion :

L'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles sous chargement incliné constitue un enjeu majeur dans le dimensionnement des ouvrages soumis à des actions complexes.

L'effet de l'inclinaison de la charge a été pris en compte dans la conception en introduisant un coefficient de correction, appelé facteur d'inclinaison. Dans cette méthode, les facteurs d'inclinaison de la capacité portante d'une semelle filante ont été établis pour des sols homogènes à partir d'une combinaison d'essais expérimentaux et d'analyses théoriques.

Toutefois, cette approche a été progressivement remplacée par celle de l'enveloppe de rupture. Cette méthode consiste à identifier les combinaisons des composantes de chargement vertical (V) et horizontal (H).

Chapitre IV

Modélisation numérique d'une fondation filante sous un chargement incliné

IV.1 Introduction :

Les travaux présentés dans ce chapitre s'inscrivent dans le cadre de l'étude numérique du comportement d'une fondation superficielle de type semelle filante soumise à une charge inclinée. L'objectif principal est d'analyser l'influence de différents paramètres géotechniques et géométriques sur la capacité portante de la fondation, en particulier lorsque celle-ci repose sur un sol homogène ou un sol stratifié composé de deux couches d'argile de cohésions différentes. L'approche adoptée repose sur la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel PLAXIS 2D qui sera présenté dans ce chapitre, permettant de simuler l'évolution élasto-plastique du système jusqu'à la rupture. Les résultats sont présentés sous forme de facteurs de portance corrigés N_c^* , de facteurs d'inclinaison i_c^* , ainsi que de courbes enveloppes représentant l'interaction entre les charges verticales et horizontales normalisées dans le plan (V_u/BC_u , H_u/BC_u). L'influence du rapport de cohésion C_{u1}/C_{u2} entre les deux couches, ainsi que celle du rapport H/B , est examinée en détail. Cette analyse permet de mieux comprendre le comportement des fondations soumises à des charges inclinées spécialement pour le cas particulier de la stratification du sol.

IV.2 Présentation du logiciel :

IV.2.1 Introduction du logiciel :

PLAXIS (acronyme de PLane strain and AXISymmetric analysis) est un logiciel numérique développé initialement par l'Université de technologie de Delft, aux Pays-Bas. Il est aujourd'hui développé et commercialisé par Bentley Systems. PLAXIS se spécialise dans la résolution de problèmes géotechniques grâce à la méthode des éléments finis (FEM). Il existe principalement sous deux versions : **PLAXIS 2D**, adapté aux cas bidimensionnels (en déformation plane ou axisymétrique), et **PLAXIS 3D**, permettant de traiter des géométries tridimensionnelles complexes.

Ce logiciel est conçu pour offrir une grande souplesse dans la modélisation des ouvrages et des sols, que ce soit dans le cas des fondations, des soutènements, des excavations profondes, des tunnels ou encore des remblais. Sa richesse fonctionnelle le rend apte à traiter aussi bien des projets académiques que des études industrielles de grande envergure.

IV.2.2 Méthode des éléments finis dans PLAXIS :

La méthode des éléments finis repose sur le principe de la discrétisation du domaine d'étude en un maillage constitué de petits éléments, généralement triangulaires en 2D ou tétraédriques en 3D. Dans chaque élément, les équations de l'équilibre mécanique sont résolues à l'aide d'algorithmes

numériques robustes. Cette approche permet de tenir compte de la non-linéarité du comportement des matériaux, des grandes déformations, des variations temporelles, et des conditions de drainage.

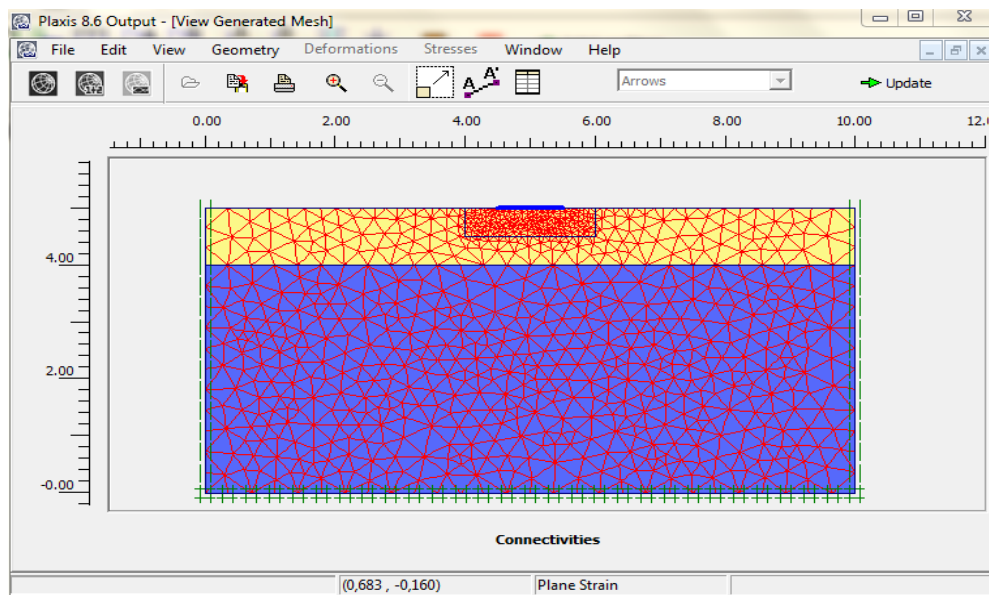


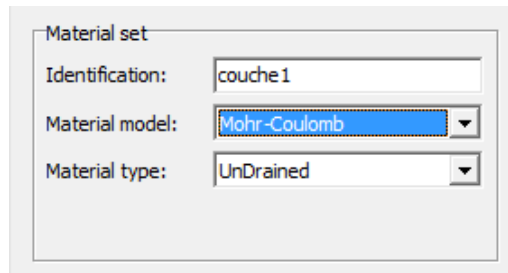
Figure (IV.1) : Fenêtre de génération de maillage

Dans PLAXIS, la FEM est également adaptée à la résolution de problèmes de consolidation (couplage mécanique-hydraulique), de plasticité avancée, et de dynamique sismique. Le choix du type de maillage, la définition des conditions aux limites, et la prise en compte des interfaces entre les différents matériaux sont des éléments cruciaux pour la précision et la convergence des résultats.

IV.2.3 Caractéristiques principales :

PLAXIS propose un ensemble d'outils et de fonctionnalités avancés pour répondre aux besoins des géotechniciens. Parmi les caractéristiques essentielles, on trouve :

- Une **bibliothèque de matériaux** variés avec plusieurs modèles de comportement des sols : Mohr-Coulomb, Hardening Soil, Soft Soil, Cam-Clay modifié, etc.
- Des **modèles de drainage** permettant de traiter aussi bien les problèmes en conditions non drainées qu'en consolidation.



Figure(IV.2) : Fenêtre de définition de matériaux

- La possibilité d'introduire des **conditions de charge et de phasage** de construction réalistes, ce qui permet de simuler l'évolution d'un chantier pas à pas.

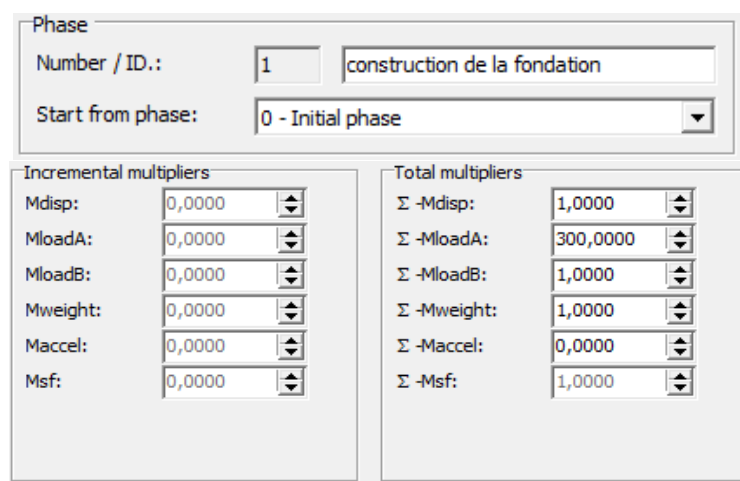


Figure (IV.3) : Fenêtre de phasage de construction et les conditions de charge

- Il propose de nombreux types de calculs tel que réduction ϕ/c , analyse plastique et analyse de consolidation.

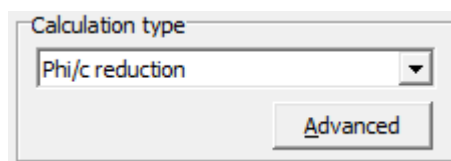


Figure (IV.4) : Fenêtre de Type de calcul

- Une prise en compte de l'**interaction sol-structure** grâce à des interfaces et à la définition de matériaux de structure (pieux, murs, tirants).

IV.2.4 Interface utilisateur et modules :

L'environnement de travail dans PLAXIS est composé de plusieurs modules interdépendants :

- **Module Input** : permet la création de la géométrie, le maillage du domaine, la définition des propriétés des matériaux, des chargements et des conditions aux limites.

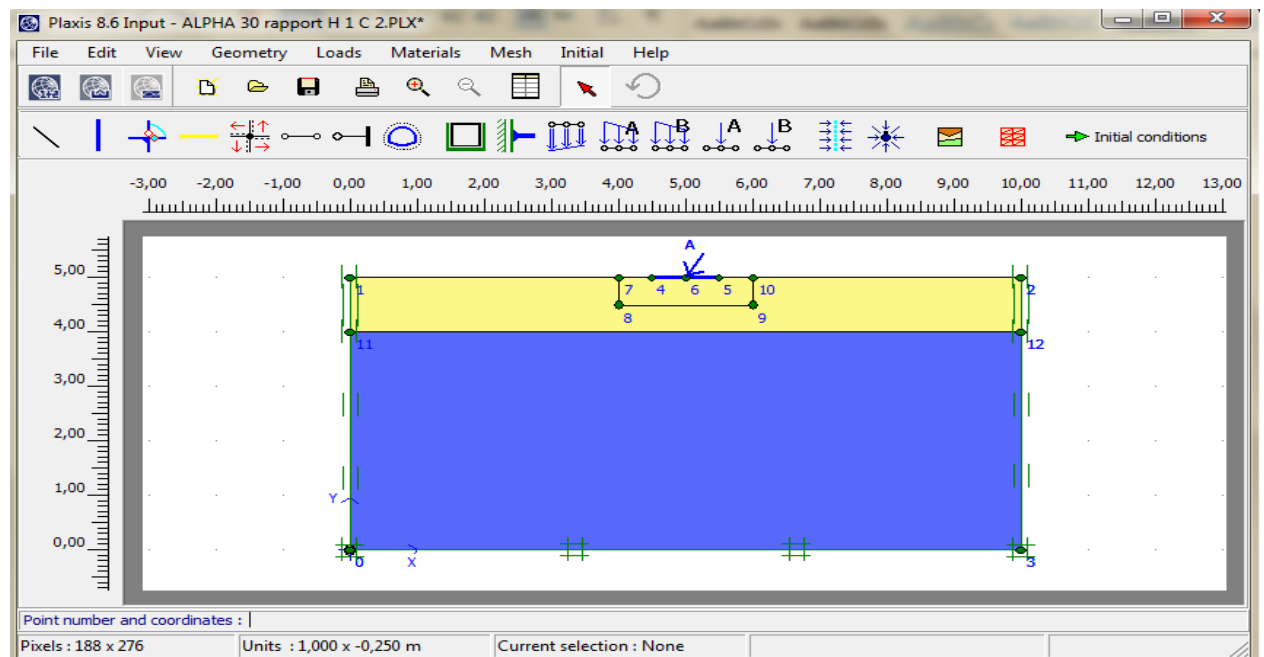


Figure (IV.5) : PLAXIS Input interface

- **Module Calculation** : gère les paramètres de l'analyse (statique, consolidation, dynamique) et permet de contrôler la convergence des calculs.

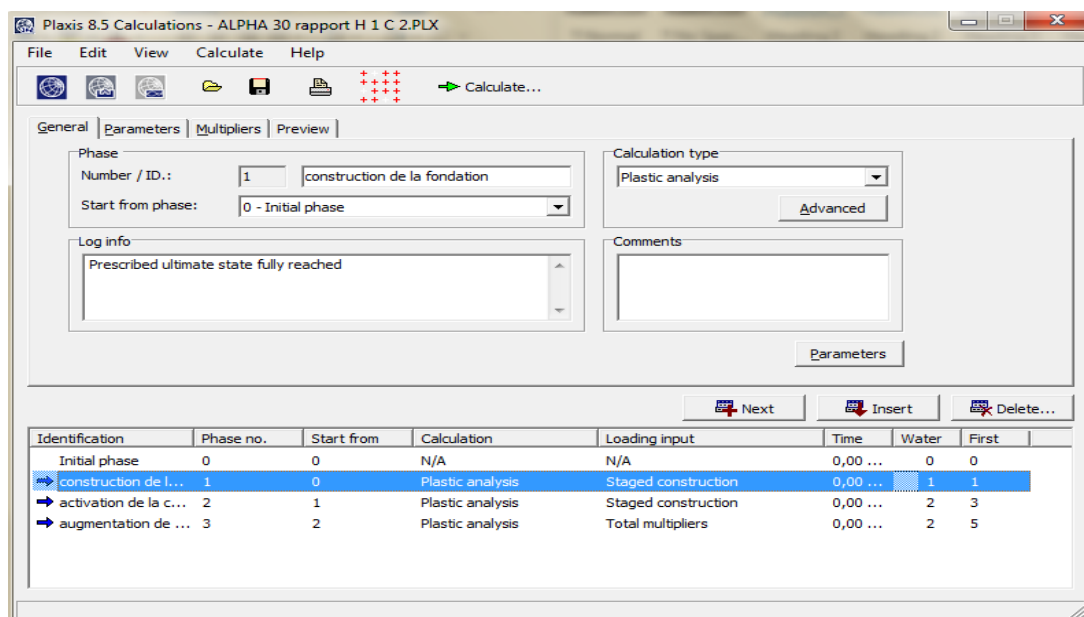


Figure (IV.6) : PLAXIS Calculations interface

- **Module Output** : propose la visualisation graphique des résultats : déplacements, efforts, contraintes, surpressions interstitielles, etc.

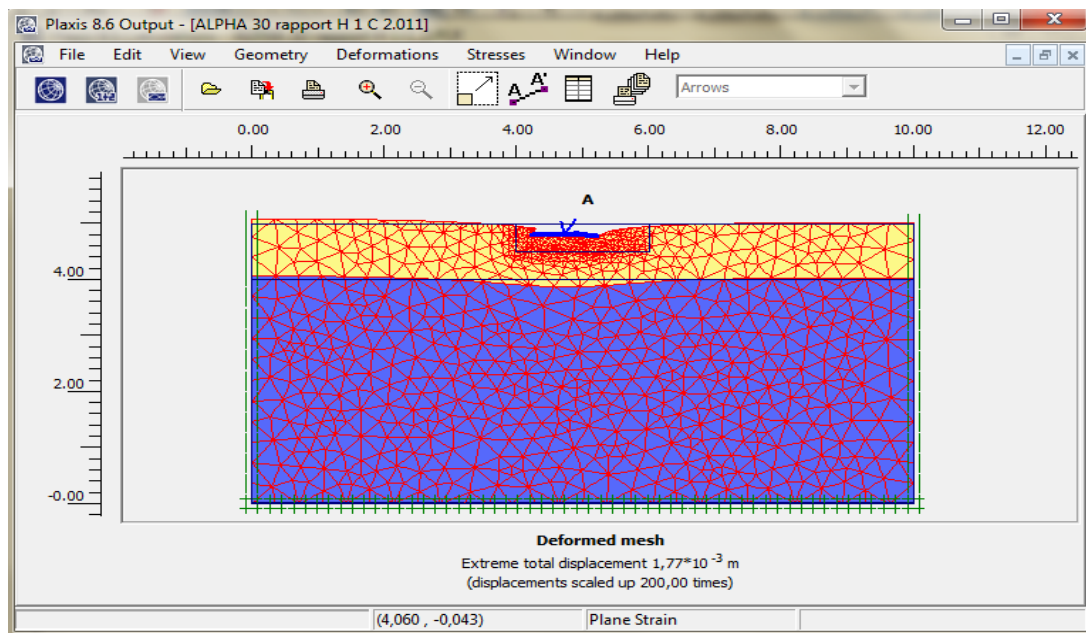


Figure (IV.7) : PLAXIS Output interface

- **Material Database** : contient une base de données de comportements de sols calibrables selon les données expérimentales ou in situ.

L'interface graphique conviviale facilite la navigation entre les différentes phases de modélisation, du pré-traitement au post-traitement.

IV.2.5 Applications typiques en géotechnique :

PLAXIS est utilisé dans de nombreuses applications en géotechnique, tant dans la recherche que dans l'ingénierie appliquée. Voici quelques exemples :

- **Fondations superficielles et profondes** : étude de la capacité portante, tassements, effet de l'inclinaison de la charge, modélisation de pieux et de radiers.
- **Ouvrages de soutènement** : modélisation de murs ancrés, parois moulées, rideaux de palplanches avec prises en compte de l'effet des phases d'excavation.
- **Pentes et talus** : vérification de la stabilité des pentes naturelles ou artificielles sous effets statiques ou sismiques.
- **Tunnels et excavations profondes** : analyse du comportement du sol et des déplacements induits sur les structures avoisinantes.

- **Aménagements hydrauliques** : simulation de digues, barrages, zones de drainage ou phénomènes de liquéfaction.

IV.3 Modélisation numérique d'une fondation filante sous un chargement incliné :

IV.3.1 Procédures de la modélisation numérique :

IV.3.1.1 Présentation du cas étudié :

On considère une semelle filante non encastrée, rigide et rugueuse avec une largeur $B=1\text{m}$ soumise à une charge A centrée et inclinée d'un angle α . Le problème est modélisé par un modèle géométrique plan (2D) d'une largeur égale à $10B$ et d'une hauteur égale à $5B$. La définition géométrique retenue pour cette étude est représentée sur la figure IV.8(a et b) avec :

- Fondation reposant sur un sol cohérent homogène $C_u=30$;
- Fondation reposant sur un sol formé de deux couches d'argile de résistances différentes (C_{u1} et C_{u2})

Les analyses numériques ont été effectuées pour onze valeurs de l'angle d'inclinaison de la charge α : (0- 5- 10- 15- 20- 30-35- 45- 60- 75- 90). Pour le cas (b) une étude paramétrique est effectuée pour cinq valeurs du rapport H/B (0.25, 0.5, 1, 1.5 et 2) où H est la hauteur de la première couche. Le rapport C_{u1}/C_{u2} varie de 0,25 à 4. A noter que $C_{u1}/C_{u2} > 1$ correspond au cas courant d'une couche d'argile raide sur une couche d'argile molle, tandis que $C_{u1}/C_{u2} < 1$ correspond à l'inverse.

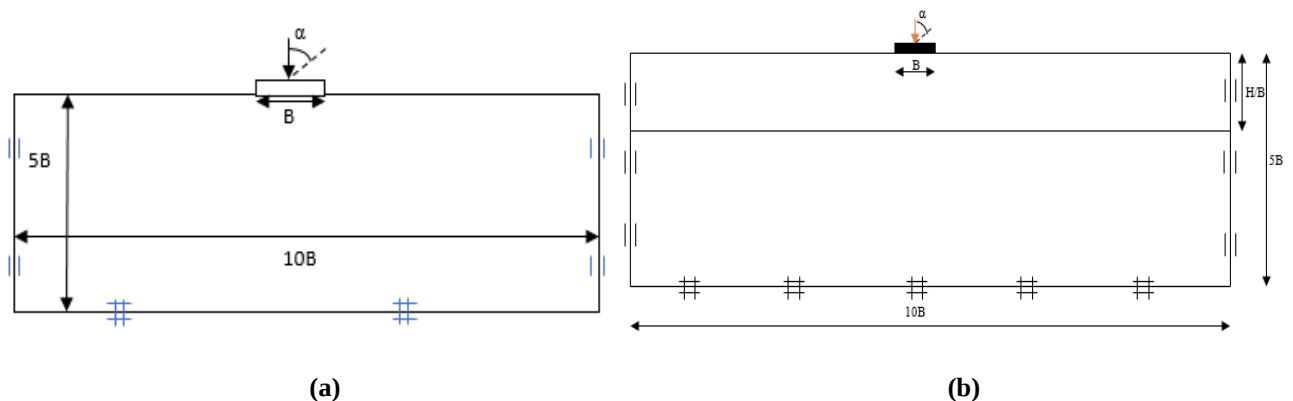


Figure IV.8 : Géométrie du problème

a) une seule couche d'argile b) deux couches argileux

IV.3.1.2 Caractéristiques générales :

IV.3.1.2.1 Géométrie :

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste en des points, des lignes et des couches.

IV.3.1.2.2 Conditions aux limites :

Les conditions aux limites sont choisies comme suit :

- Déplacement horizontal nul suivant les limites latérales du modèle;
- Déplacement total nul suivant la base du modèle.

Plaxis dispose d'une fonctionnalité permettant de générer automatiquement les conditions aux limites avec le bouton standard fixities .

IV.3.1.2.3 Caractéristiques des matériaux :

a) Caractéristiques de sol :

Le sol est régi par un critère élasto-plastique où la loi de comportement de Mohr-Coulomb est adoptée. On considère un sol cohérent non drainé avec les caractéristiques géotechniques suivantes :

- Poids volumique apparent $\gamma = 16 \text{ KN/m}^3$
- Poids volumique saturé $\gamma_{\text{sat}} = 16 \text{ KN/m}^3$
- Cohésion $c = 30 \text{ KN/m}^2$ (Pour le premier cas (a))
- Angle de frottement $\varphi = 0^\circ$
- Angle de dilatance $\psi = 0^\circ$
- Module de young $E = 30000 \text{ KN/m}^2$
- Coefficient de poisson $\nu = 0,3$

Figure(IV.9) : Caracteristiques géotechniques (cas du sol homogène)

Pour le deuxième cas (b) la cohésion des deux couches présente des variations :

C_{u1} : la cohésion de la première couche sous la fondation ;

C_{u2} : la cohésion de la deuxième couche sous la fondation.

Une étude paramétrique est effectuée pour sept valeurs du rapport C_{u1}/C_{u2} (0.25, 0.5, 0.75, 1, 2, 3 et 4)

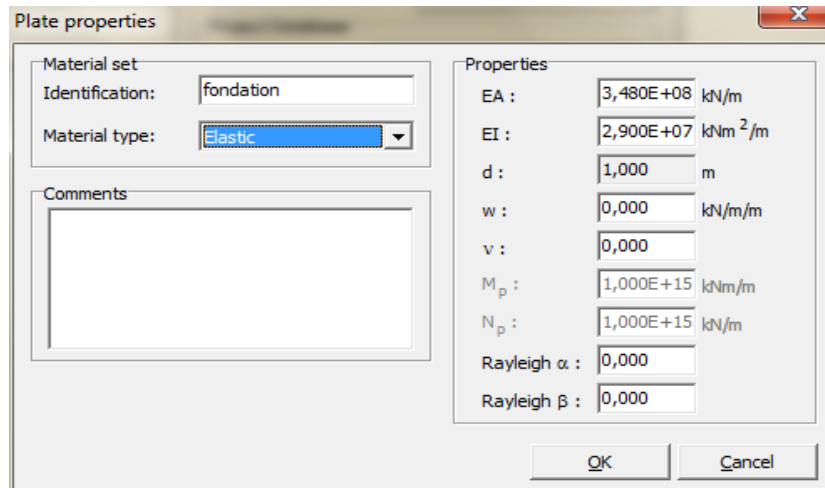
Figure(IV.10) : Caracteristiques géotechniques (cas du sol stratifié ($C_{u1}/C_{u2}=2$))

b) Caractéristiques de la fondation:

La fondation est traitée comme un élément poutre créée à l'aide du bouton 'plate' dans le logiciel, où les paramètres les plus importants sont la rigidité de flexion EI et la raideur axiale EA et pour que la fondation soit rigide on a choisi une épaisseur égale à 1 m, en raison de la condition de rigidité ($0.2B \leq e \leq 0.5B$), où e : épaisseur de la fondation et B c'est sa largeur.

Dans les deux cas, La fondation est de type élastique et avec les caractéristiques suivantes :

- Rigidité axiale(en compression ou traction) $EA = 3,48 \cdot 10^8 \text{ KN/m}$
- Rigidité en flexion $EI = 2,9 \cdot 10^7 \text{ KNm}^2/\text{m}$
- Diamètre ou largeur de l'élément $d = 1 \text{ m}$



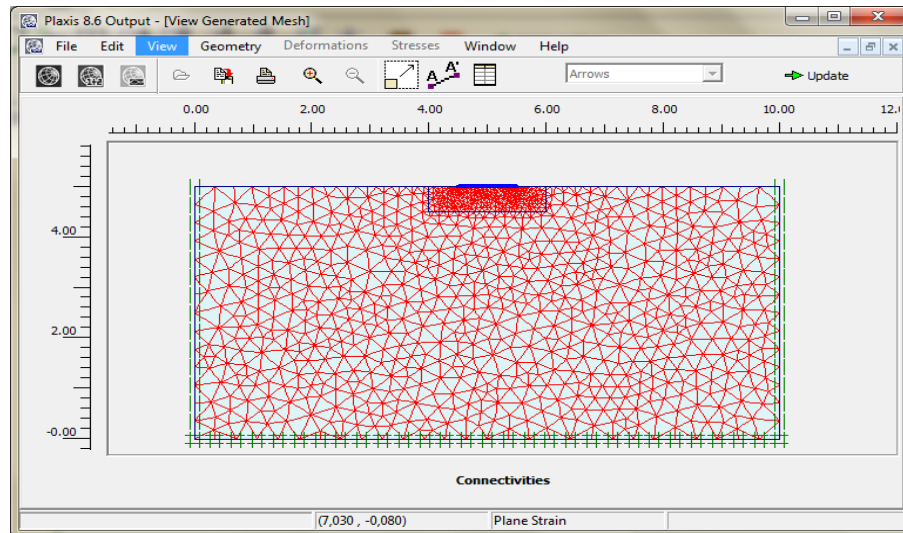
Figure(IV.11) :Propriétés de la Fondation

IV.3.1.2.4 Génération de maillage :

Plaxis offre un choix d'utiliser des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément choisi dans cette étude est le triangle à 15 nœuds qui fournissent une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et une intégration numérique qui se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte).

Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis jouissant d'une puissance suffisante qui peut produire des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes.

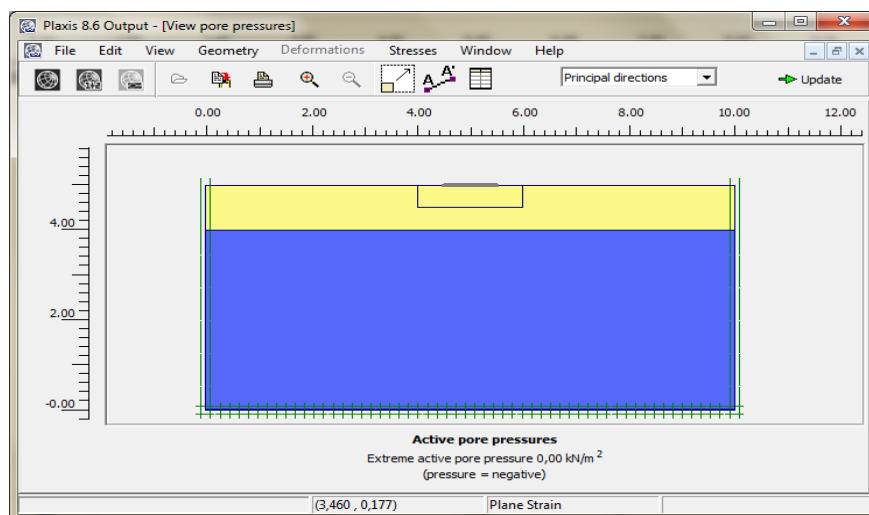
Le maillage de référence (adapté pour cette étude pour les deux cas) est un maillage très fin (very fine) en utilisant le bouton 'mesh' , ensuite il est raffiné localement sur la partie au dessous de la semelle comme il est indiqué sur la figure(IV.12).



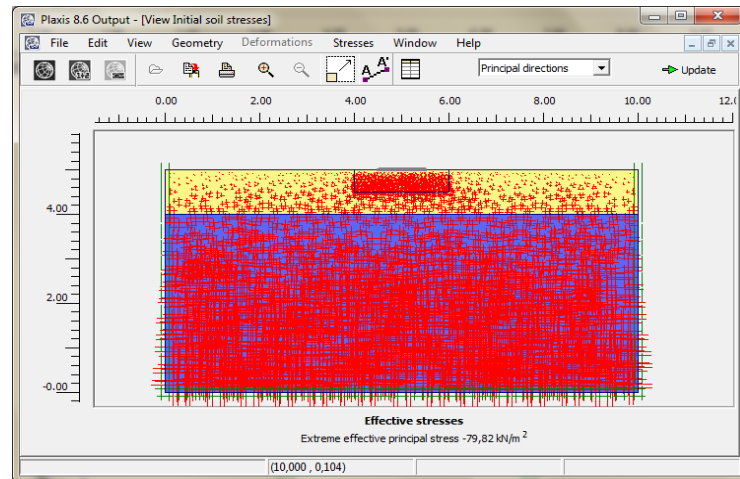
Figure(IV.12) : le maillage du cas (a) sol homogène

IV.3.1.2.5 Conditions initiales :

Après la création du modèle géométrique et la génération du maillage d'éléments finis, il est essentiel de définir l'état des contraintes initiales ainsi que la configuration initiale. Les conditions initiales se divisent en deux modes distincts : le premier est destiné à établir les pressions interstitielles initiales, connu sous le nom de mode des conditions hydrauliques, tandis que le second a pour but de définir la configuration géométrique initiale et de générer le champ des contraintes effectives initiales, désigné comme mode de configuration géométrique.



Figure(IV.13) : génération des contraintes de l'eau



Figure(IV.14) :génération des contraintes initiales

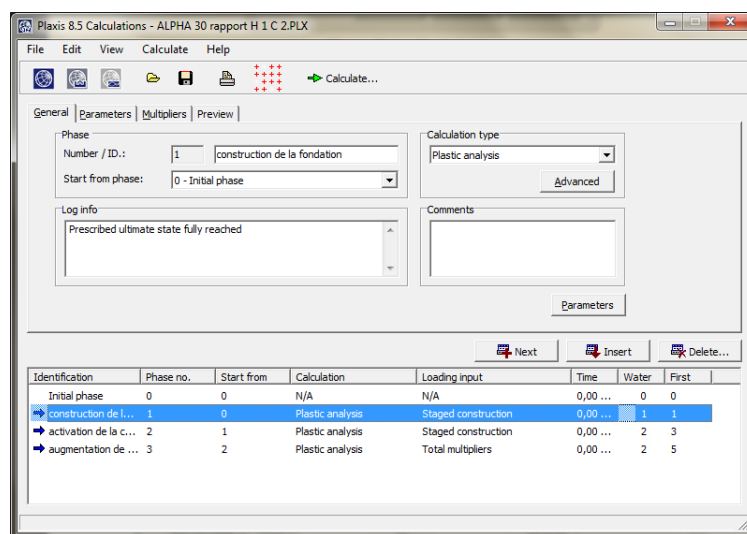
IV.3.1.2.6 Calculs :

Après avoir défini un modèle utilisant la méthode des éléments finis, les calculs peuvent être réalisés. Il est alors pertinent de sélectionner une analyse plastique.

1) Paramètres :

On choisit la construction par étape (staged construction) qui va permettre de revenir sur les écrans de dessin en cliquant sur le bouton «Define », on va alors activer :

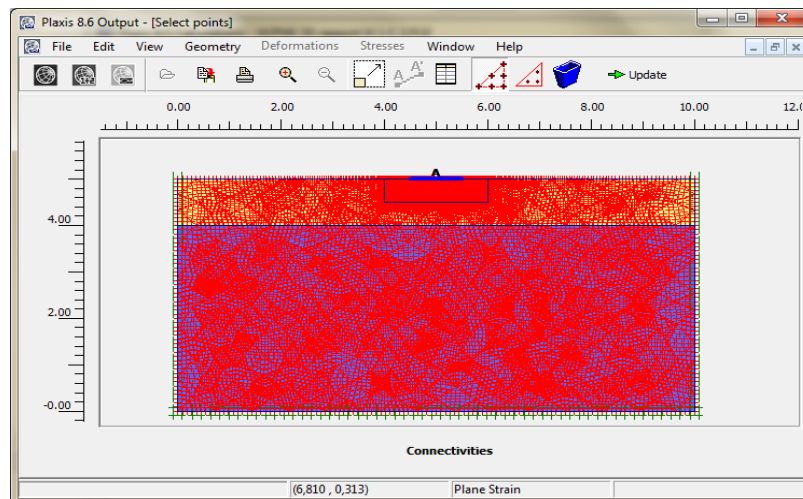
- phase1 : construction de la fondation ;
- phase2 : activation de la charge ;
- phase3 : augmentation de la charge jusqu'à la rupture.



Figure(IV.15) : Menu général de calcul

2) Points de contrôle :

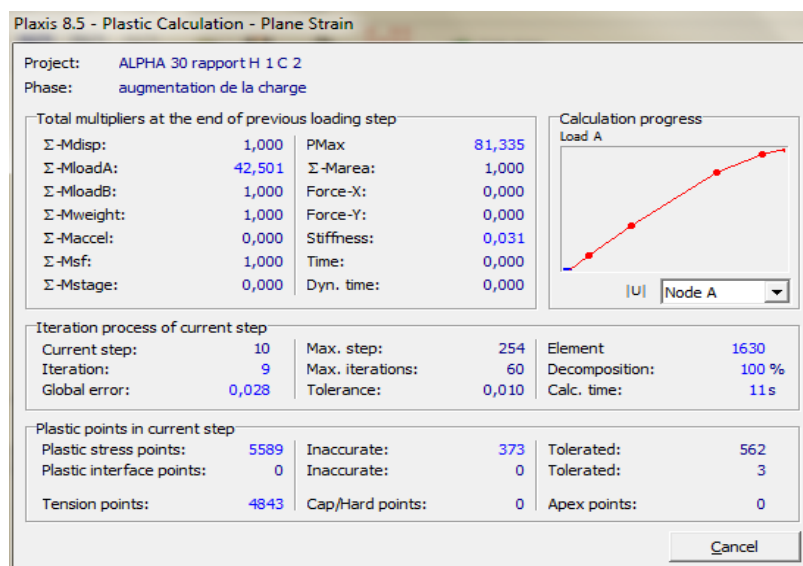
Il est essentiel d'identifier les points où l'on souhaite consigner, durant le calcul, les contraintes, les déformations ou les déplacements. Ces points sont cruciaux car ils permettent de tracer des courbes uniquement pour ces points spécifiques. Il convient de souligner que l'on peut opter pour des points de déplacement ou des points de contraintes. Dans notre étude, ces emplacements ont été déterminés au centre de la fondation.



Figure(IV.16) : Fenêtre du points de controle

3) Calcul :

Il est alors possible de démarrer le processus de calcul. Au cours de cette opération, une fenêtre d'information s'affiche, montrant la progression du calcul (figure IV.17).



Figure(IV.17) : Fenêtre du calcul dans le cas d'analyse plastic

IV.3.2 Résultats :

IV.3.2.1 Fondation filante sur un sol homogène sous un chargement incliné :

La capacité portante pour une semelle filante sous charge inclinée, reposant sur un sol homogène purement cohérent est donnée par la relation suivante :

$$q_u = C \cdot N_c \cdot i_c \quad (4.1)$$

q_u : la capacité portante de la fondation

C : la cohésion du l'argile

N_c : le facteur de portance de la semelle

i_c : le facteur d'inclinaison

1) facteur d'inclinaison i_c :

Le coefficient d'inclinaison i_c , par définition, c'est le rapport de la capacité portante sous charge inclinée ($q_u, \alpha \neq 0$) à la capacité portante verticale ($q_u, \alpha = 0$) de la même fondation, établie sur le même sol, il correspond donc à l'expression : $i_c = q_u(\alpha \neq 0) / q_u(\alpha = 0)$

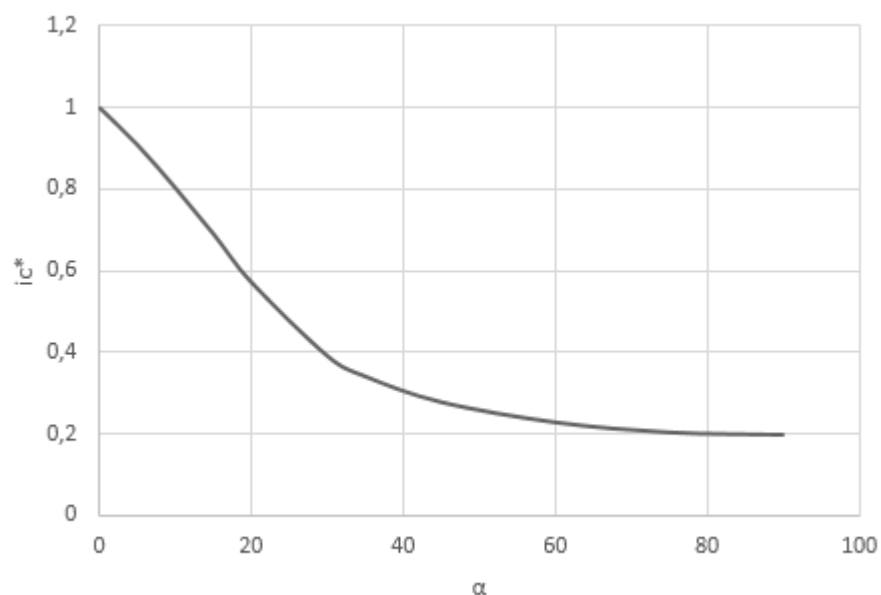


Figure IV.18 : Variation du facteur d'inclinaison en fonction de α

La figure (IV.18) illustre la variation des valeurs de i_c en fonction de l'angle de l'inclinaison α pour les valeurs $\alpha = 0, 5, 10, 15, 20, 30, 35, 45, 60, 75$ et 90 . Il est clair que i_c diminue avec l'augmentation de l'inclinaison de la charge α , ce qui conduit à une diminution de la capacité portante de la fondation.

2) Courbes enveloppes :

Lorsqu'il s'agit d'un chargement incliné, il est possible de visualiser les charges limites ultimes dans le plan des paramètres de chargement V-H sous la forme de courbes enveloppes ou de surfaces ultimes. Pour tracer cette surface, la technique de chargement par force « probe » est employée, ce qui implique d'appliquer progressivement une force inclinée sur la semelle jusqu'à la rupture, en maintenant un angle d'inclinaison α constant et prédéfini. Chaque analyse « probe » permet de localiser un point qui fait partie de la surface ultime dans le plan des paramètres de chargement.

La figure IV.19 représente le rapport verticale (V_u/BC_u) en fonction du rapport horizontal (H_u/BC_u) où :

- V_u : la charge vertical ultime
- H_u : la charge horizontal ultime
- B : la largeur de semelle
- C_u : la cohésion

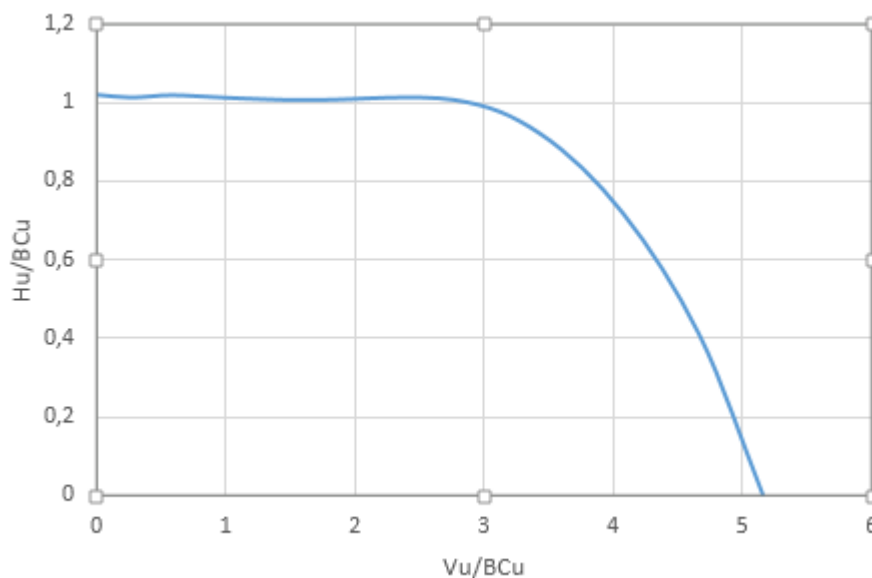


Figure IV.19 : Variation du H_u/BC_u en fonction de V_u/BC_u (courbe enveloppe)

Cette courbe est typique dans les cas de chargement incliné. Elle permet de définir le domaine de sécurité dans lequel la fondation peut fonctionner sans risque de rupture.

IV.3.2.2 Fondation filante sur un sol stratifié :

La capacité portante pour une semelle filante sous charge inclinée, reposant sur un sol stratifié purement cohérent est donnée par la relation suivante :

$$q_u = C_{u1} \cdot N_c^* \cdot i_c^* \dots\dots\dots (4.2)$$

q_u : la capacité portante de la fondation

C_{u1} : la cohésion de la première couche où la fondation repose

N_c^* : le facteur de portance de la semelle

i_c^* : le facteur d'inclinaison

IV.3.2.2.1 Fondation filante sur un sol stratifié Sous un chargement vertical :

a) N_c^* en fonction de C_{u1}/C_{u2} :

L'un des paramètres fondamentaux à prendre en compte est le rapport de cohésion non drainée C_{u1}/C_{u2} entre la couche supérieure et la couche inférieure, ainsi que l'épaisseur relative de la couche supérieure, exprimée par le rapport H/B , où H est l'épaisseur de la couche supérieure et B la largeur de la semelle.

La figure (IV.20) illustre l'effet combiné de ces deux paramètres sur le facteur de capacité portante corrigé N_c^* . L'expression de la capacité portante dans ce cas :

$$q_u = N_c^* \cdot C_{u1} \dots\dots\dots (4.3)$$

La figure IV.20 montre la variation du facteur N_c^* en fonction de C_{u1}/C_{u2} . On observe :

- Pour $C_{u1}/C_{u2} < 1$ (couche supérieure plus faible que la couche inférieure), N_c^* est plus élevé, surtout pour les faibles rapports H/B . Cela signifie que la capacité portante est dominée par la couche inférieure plus résistante.
- À $C_{u1}/C_{u2} = 1$ (sol homogène), les valeurs de N_c^* sont similaires pour toutes les courbes, ce qui est logique.

- Lorsque $Cu_1/Cu_2 > 1$ (couche supérieure plus résistante que la couche inférieure), on observe une baisse de Nc^* avec l'augmentation du rapport de cohésion. Plus la couche supérieure est fine (petit H/B), plus cette baisse est marquée, car la rupture se développe dans la couche inférieure plus faible.

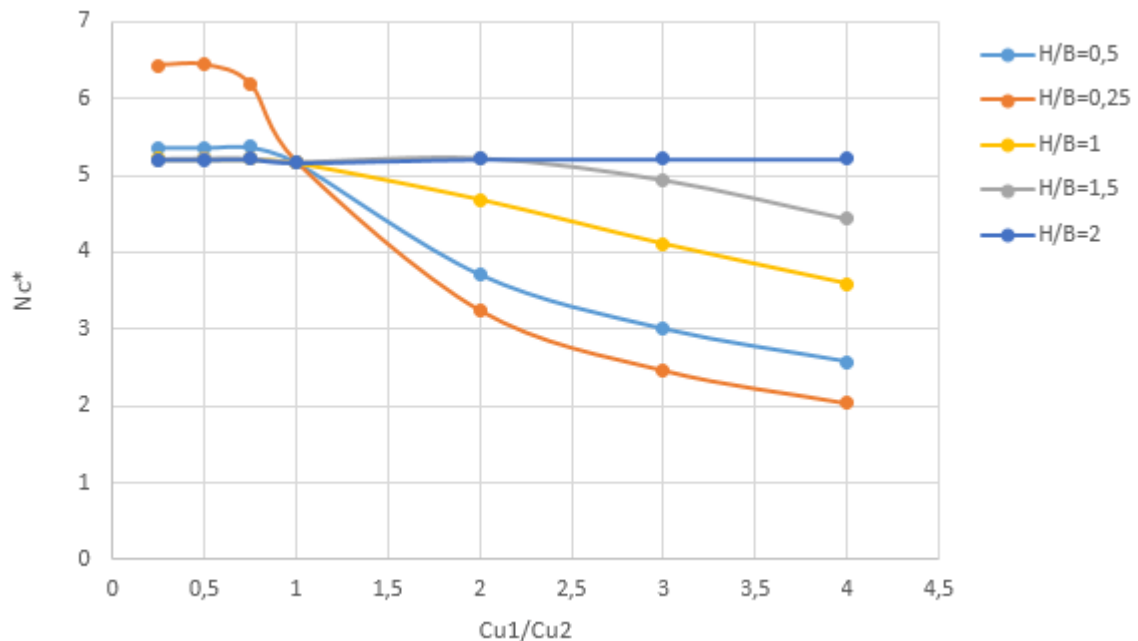


Figure (IV.20) : la variation du facteur Nc^* en fonction du rapport Cu_1/Cu_2 pour différentes épaisseurs de la couche supérieure

b) Nc^* en fonction de H/B :

L'analyse de la capacité portante des fondations superficielles sur sol stratifié repose principalement sur la compréhension des effets combinés de la stratification et des propriétés mécaniques différentielles des couches. En particulier, l'épaisseur relative de la couche supérieure H/B et le rapport de cohésion non drainée Cu_1/Cu_2 influencent fortement le mode de rupture et la résistance globale du système sol-fondation.

La figure (IV.21) présente l'évolution du facteur de capacité portante corrigé Nc^* en fonction du rapport H/B , pour plusieurs valeurs de Cu_1/Cu_2 .

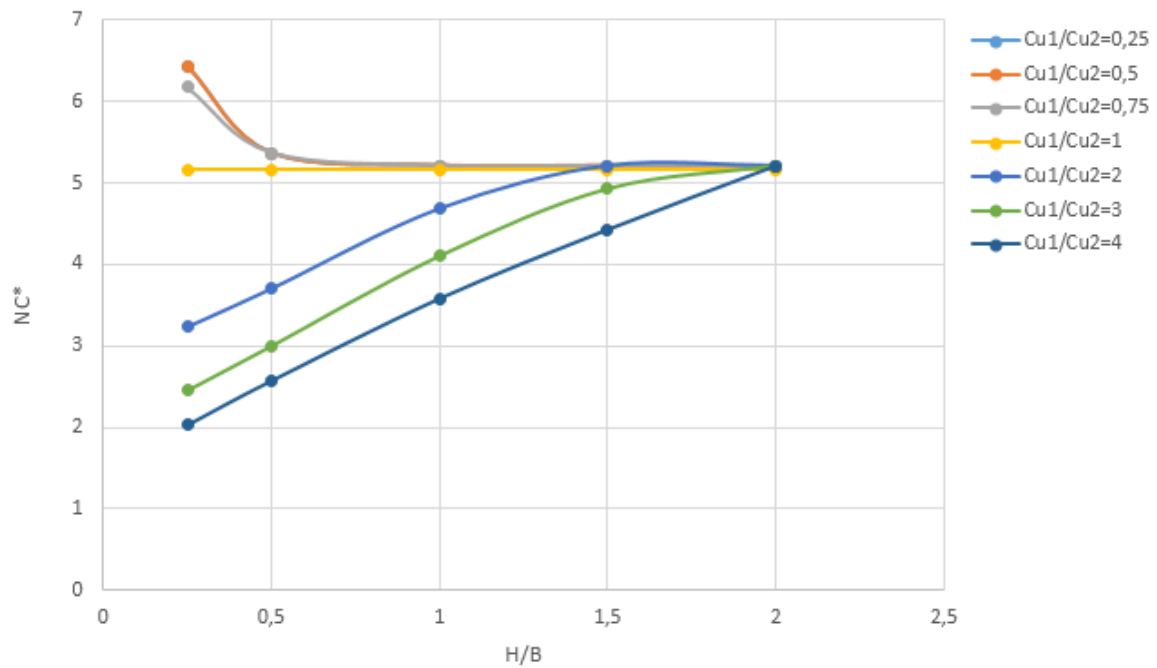


Figure (IV.21) : la variation du facteur N_c^* en fonction du rapport H/B pour différentes valeurs du rapport Cu_1/Cu_2

- **Cas où $Cu_1/Cu_2 < 1$ (couche supérieure plus faible que la couche inférieure) :**

Pour les rapports $Cu_1/Cu_2 = 0,25$, $0,50$ et $0,75$, on observe une valeur élevée de N_c^* lorsque H/B est faible. Cela signifie que la couche inférieure plus résistante contrôle la rupture.

Cependant, à mesure que H/B augmente, N_c^* diminue progressivement. Cela s'explique par le fait qu'une couche faible plus épaisse empêche la fondation d'atteindre la couche résistante en profondeur, réduisant ainsi la capacité portante globale.

- **Cas où $Cu_1/Cu_2 \geq 1$ (couche supérieure aussi résistante ou plus résistante) :**

Pour $Cu_1/Cu_2 = 1$, N_c^* reste constant, ce qui est attendu dans le cas d'un sol homogène.

Pour $Cu_1/Cu_2 = 2$, 3 et 4 , la capacité portante N_c^* augmente avec l'augmentation de l'épaisseur relative H/B , car une couche supérieure plus résistante et plus épaisse contribue davantage à la stabilité de la fondation.

La capacité portante d'une fondation sur sol bicouche dépend fortement à la fois du rapport de cohésion entre les couches (Cu_1/Cu_2), et de l'épaisseur relative de la couche supérieure (H/B).

IV.3.2.2.2 Fondation filante sur un sol stratifié sous un chargement incliné :

a) Variation de facteur de l'inclinaison i_c^* avec l'angle α :

Ce cas vise à clarifier les interactions entre les propriétés mécaniques des différentes couches de sol et la géométrie du système, afin de repérer les cas où le comportement du sol est principalement influencé par la couche supérieure, ou par la couche inférieure.

La figure (IV.22) représente la variation de facteur d'inclinaison i_c^* en fonction de l'angle α pour les différentes valeurs du rapport $Cu_1/Cu_2 = 0,5, 1, 2, 4$ pour 3 différents cas $H/B=0,25, H/B=1, H/B=2$

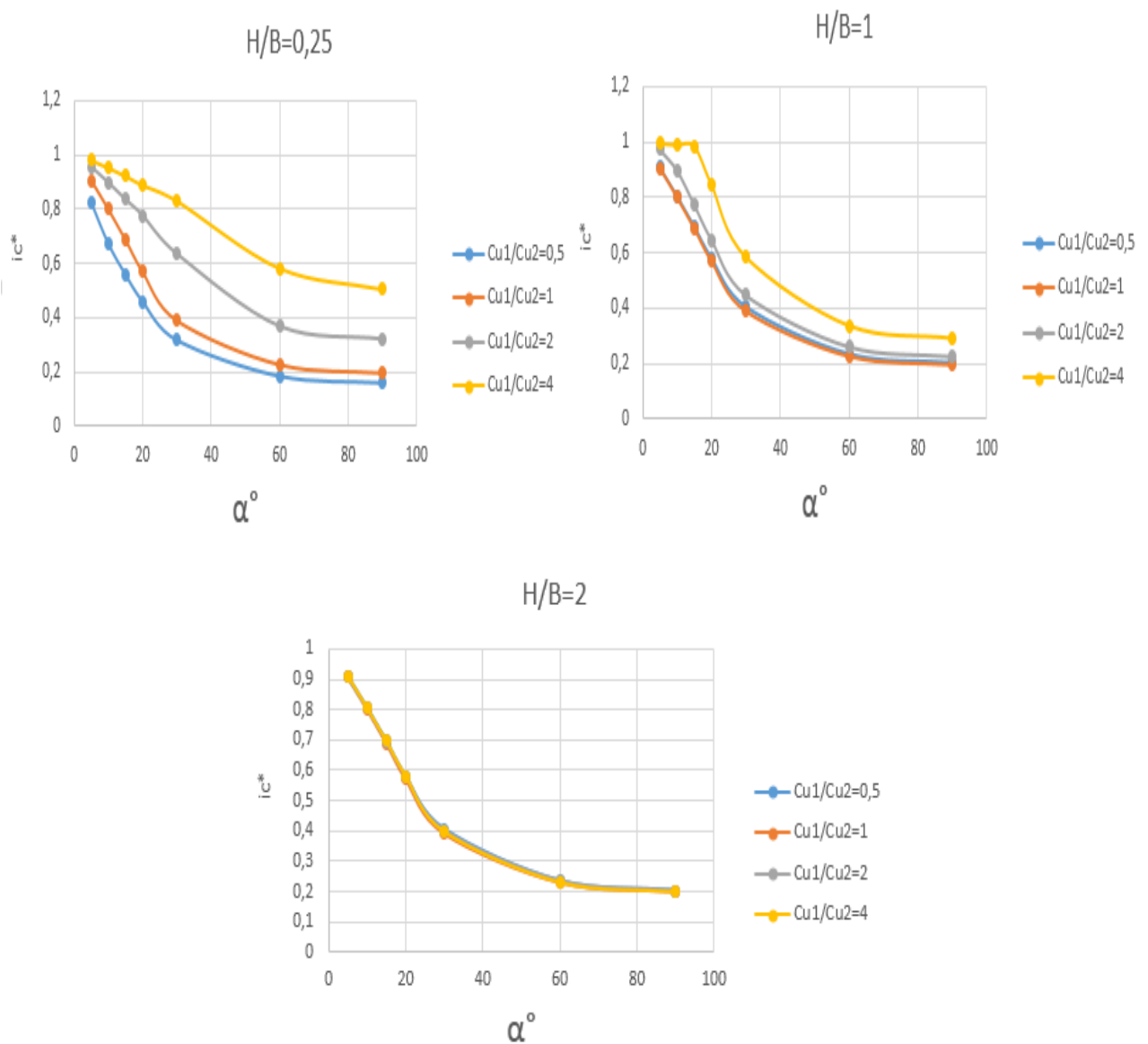


Figure (IV.22) Influence du rapport Cu_1/Cu_2 et du rapport H/B sur le facteur d'inclinaison i_c^* en fonction de l'angle α

D'après la figure (IV.22) on remarque que :

- Le facteur d'inclinaison i_c^* diminue de façon exponentielle avec l'angle d'inclinaison α
- L'influence du rapport $Cu1/Cu2$ diminue avec l'augmentation d' H/B :

Dans le cas où $H/B = 0.25$, la couche supérieure joue un rôle mineur car elle est mince. Le rapport $Cu1/Cu2$ influence fortement le facteur i_c^* . Par contre quand $H/B = 1$, La couche supérieure devient significative en épaisseur. Les courbes se rapprochent, mais l'influence du rapport $Cu1/Cu2$ reste visible. Dans le cas où $H/B = 2$, la couche supérieure est épaisse et dominante. Toutes les courbes se confondent, quel que soit $Cu1/Cu2$, donc la couche inférieure n'a plus d'effet significatif.

b) Effet de $Cu1/Cu2$ et H/B sur les courbes enveloppes :

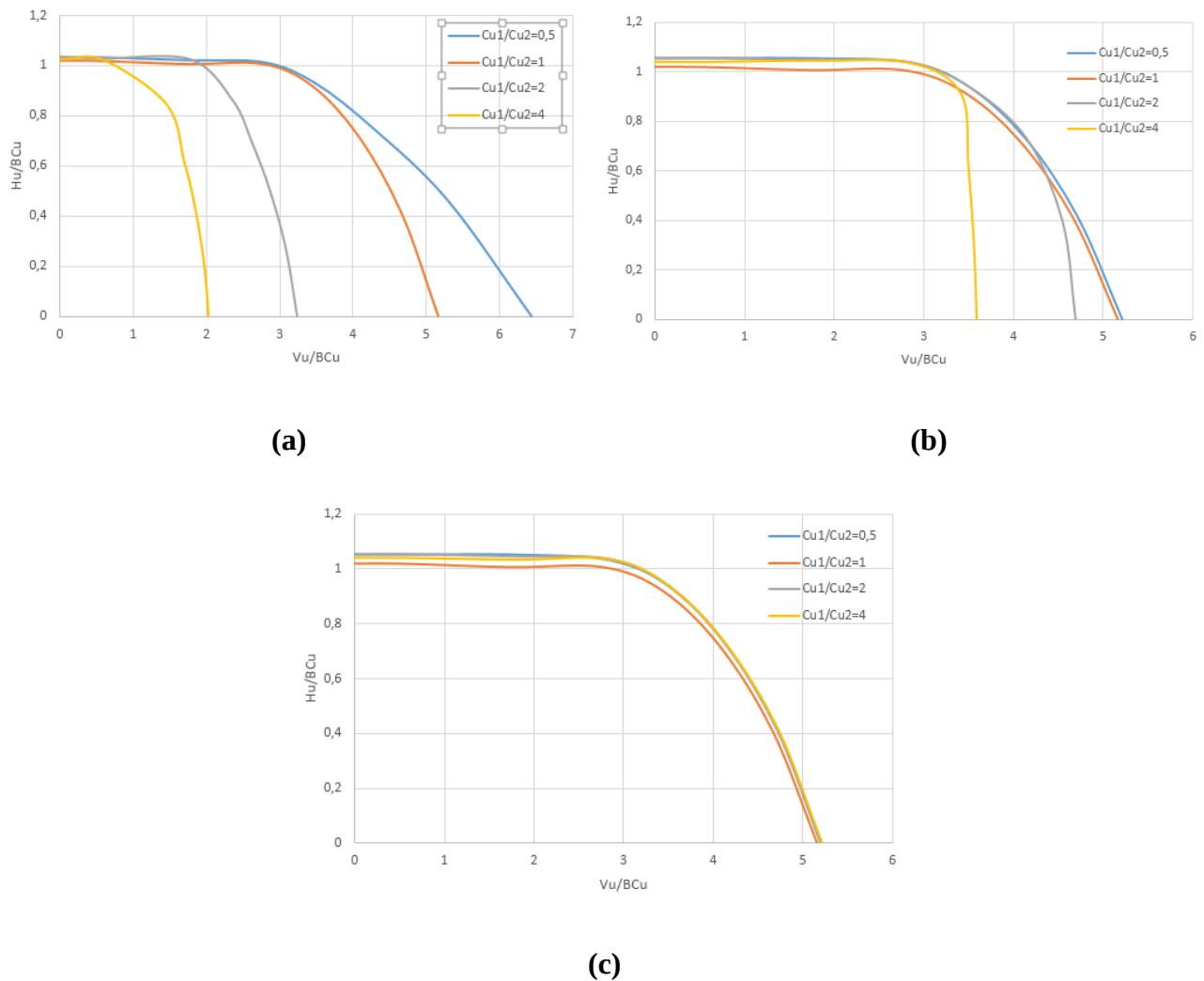


Figure (IV.23) : Influence du rapport $Cu1/Cu2$ sur la courbe enveloppe $Hu/BCu- Vu/BCu$ pour (a) $H/B=0,25$, (b) $H/B=1$ et (c) $H/B=2$

L'analyse de la stabilité des semelles filantes soumises à des charges combinées verticales (V_u) et horizontales (H_u) est particulièrement sensible aux caractéristiques mécaniques du sol, en particulier lorsqu'il est stratifié. La figure (IV.23) présente les courbes enveloppes H_u/BC_u en fonction de V_u/BC_u , obtenues pour différentes valeurs du rapport de cohésion entre la couche supérieure et la couche inférieure $Cu_1/Cu_2 = 0.5, 1, 2, 4$ et pour trois rapports d'épaisseur relative $H/B = 0.25, H/B = 1$ et $H/B = 2$.

Il est à noter que :

- La forme et la taille des courbes enveloppes de rupture dépendent d'une manière significative des valeurs de H/B et Cu_1/Cu_2 . L'expansion de l'enveloppe de rupture le long de l'axe de charge vertical montre que la capacité de charge a augmenté avec la diminution du rapport de résistance Cu_1/Cu_2 .
- L'influence du rapport de cohésion Cu_1/Cu_2 sur la stabilité diminue lorsque le rapport H/B augmente. Les courbes enveloppes deviennent quasi indépendantes de Cu_2 lorsqu' H/B est élevé. Pour le cas **$H/B = 2$ (couche supérieure épaisse)** : Les courbes enveloppes se superposent presque complètement. Le rapport Cu_1/Cu_2 n'a presque aucun effet. La charge maximale admissible est la même quel que soit Cu_2 . Le système se comporte comme un sol homogène avec $Cu = Cu_1$. Le contraste de cohésion n'a plus d'influence.

IV.4 Conclusion :

Ce chapitre présente les résultats des analyses élasto-plastiques de la capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge inclinée, reposant soit sur un sol homogène, soit sur un sol stratifié constitué de deux couches d'argile de cohésions différentes. L'étude numérique, réalisée à l'aide du logiciel PLAXIS, a permis de déterminer les facteurs de portance corrigés N_c^* , les facteurs d'inclinaison i_c^* , ainsi que les courbes enveloppes dans le plan des paramètres de chargement (V_u-H_u).

Une étude paramétrique a été menée pour une plage représentative des rapports de cohésion Cu_1/Cu_2 et des rapports d'épaisseur relative H/B . Il a été montré que le facteur i_c^* diminue avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison α , et que son évolution est fortement influencée par le contraste de cohésion entre les couches lorsque H/B est faible. Les résultats ont également mis en évidence que la taille des courbes enveloppes dépend du contraste de cohésion et de l'épaisseur de la couche supérieure : plus la couche supérieure est mince, plus la stabilité globale dépend de la couche inférieure. À l'inverse, lorsqu' H/B est élevé, le comportement du système peut être assimilé à celui d'un sol homogène.

Conclusion générale :

La détermination de la capacité portante des fondations superficielles constitue un enjeu fondamental en ingénierie géotechnique, notamment lorsque les conditions de chargement incluent une composante inclinée ou que le sol présente une hétérogénéité verticale. Ce mémoire s'est attaché à explorer, à travers une approche numérique, le comportement d'une semelle filante soumise à une charge inclinée, reposant sur un sol homogène ou stratifié constitué de deux couches cohérentes.

Le premier chapitre a présenté les concepts de base relatifs aux fondations superficielles, leurs mécanismes de rupture et les types de sollicitations qu'elles peuvent subir. Le deuxième chapitre a fait état des principales méthodes théoriques et numériques de calcul de la capacité portante, en mettant en évidence les avantages et limites de chacune d'elles. Le troisième chapitre a introduit les facteurs de correction associés aux charges inclinées, tels que les facteurs d'inclinaison i_c , ainsi que la méthode des courbes enveloppes dans le plan des charges (V,H).

Le cœur de ce travail réside dans le quatrième chapitre, où une étude paramétrique a été réalisée à l'aide du logiciel PLAXIS, selon la méthode des éléments finis. Les résultats obtenus ont mis en évidence l'influence de plusieurs paramètres, tels que l'angle d'inclinaison α , le rapport d'épaisseur relative H/B , ainsi que le rapport de cohésion $Cu1/Cu2$ entre les couches. Il a été démontré que le facteur d'inclinaison i_c^* diminue de manière quasi exponentielle avec l'angle α , traduisant une réduction de la capacité portante. De plus, l'effet de la stratification est d'autant plus marqué que la couche supérieure est mince ; lorsque H/B est élevé, le comportement du système tend à celui d'un sol homogène.

Enfin, les courbes enveloppes obtenues permettent de visualiser les combinaisons critiques de charges verticales et horizontales conduisant à la rupture. Ces courbes constituent un outil efficace pour définir le domaine de sécurité et orienter la conception des fondations en contexte complexe. Les résultats de cette étude sont en bon accord avec les tendances observées dans la littérature et ouvrent la voie à des investigations futures plus approfondies, notamment sur l'effet couplé de la charge inclinée et du tassement.

Références bibliographies :

- [1] **Bolton, M. D. et Lau, C. K. (1993):** Vertical bearing capacity factors for circular and strip footings on Mohr-Coulomb soil. *Can. Geotech. J.* 30, 1024-1033.
- [2] **Cassidy, m. J. et Houlsby, G. T (2002):** Vertical bearing capacity factors for conical footings on sand. *Géotechnique* 52, No. 9, 687-692.
- [3] **Chen W. F. (1975)** Limit Analysis and Soil Plasticity. Amsterdam: Elsevier.
- [4] **D. Benmeddour, A. Mabrouki, A. Mellas. (2010).** Etude Numérique De La Capacité Portante D'une Fondation Filante Au Bord D'une Pente. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur.
- [5] **Frydman S. et Burd H. (1997)** Numerical studies of bearing capacity factor N_γ . *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*; 123(1):20-9.
- [6] **Griffiths D. V. (1982)** Computation of bearing capacity factors using finite elements. *Géotechnique*; 32:195-202.
- [7] **D. Mansouri T. (2019)** Thèse doctorat, Analyse numérique de la capacité portante des fondations superficielles soumises aux chargements excentré, incliné situées au bord d'une pente, Département de Génie civil, Université Batna 2
- [8] **Meyerhof, G. (1981):** The ultimate bearing capacity of foundations. *Géotechnique* 2, No. 4,301-301-322.
- [9] **Meyerhof G.G. (1951)** the ultimate bearing capacity of foundations. *Géotechnique*;
- [10] **Meyerhof G. G. et A. M. Hanna(1978)** Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load
- [11] **Martin C.M. (2005).** Exact bearing capacity calculations using Computation the method of characteristics. *Proc. 11th Int. Conf. IACMAG. Turin 2005*; 4:441-50.
- [12] **Soubra A. H.(1999)** Upper bound solutions for bearing capacity of foundations. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*; 125(1):59-68.
- [13] **D. Femmam A, D. Mabrouki A, D. Mellas M (2018)** Numerical study of the bearing capacity of a strip footing on tow layered clay under inclined loading
- [14] **Sokolovskii V. V. (1960).** Statics of soil media. London: Butterworths;

REFERENCES BIBLIOGRAPHIES

- [15] **Terzaghi K.** Theoretical soil mechanics. New York: Wiley; 1943.G.
- [16] **Vesic, A.S, 1973**, Analysis of ultimate Loads of shallow Foundations, *Journal of soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of civil Engineers.
- [17] **D. Med Younes Ouahab.** Thèse doctorat, Contribution à l'étude numérique de la capacité portante des fondations superficielles, département de Génie Civil, Université de Biskra.
- [18] **D. Femmam A. (2023)** Thèse doctorat, Contribution à l'étude numérique des enveloppes de rupture des fondations superficielles, département de Génie Civil, Université de Biskra.
- [19] **Derardja.N (2020)** Thèse de Master, Analyse numérique de la capacité portante d'une fondation filante reposant sur un sable en pente, département de Génie civil, Université de Bordj Bou Arreridj
- [20] **Brahmi.N (2015)** Thèse de Master, Modélisation numérique d'une fondation située à proximité, d'une pente, département de Génie Civil, Université de Biskra.
- [21] **Bahamma.S (2018)** Thèse de Master, Etude numérique de la capacité portante d'une fondation superficielle sous charge inclinée, département de Génie Civil, Université de Biskra.
- [22] **Plaxis (8.6).** Finite element code for soil and rock analysis, Plaxis 2D, PlaxisBV, Netherlands.2:301-32.