



Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies
Filière : Génie civil
Spécialité : Géotechnique

Réf. :

Présenté et soutenu par :
Chekalbi Wassim

Le : Lundi 10 juin 2024

Analyse numérique du comportement d'une fondation anneau au bord d'un talus

Jury :

Encadreur :

Dr. Boumekik Nour El Islam

Co-encadreur :

Dr. Bouaicha Alaoua

Président : Pr. Benmeddour Djamel

Examinatrice : Dr. Insaf Saifi

Année universitaire : 2023/2024

Remerciements

La première et la dernière chose est pour Allah qui m'a donné la capacité suffisante pour terminer ce travail.

Je remercie tout particulièrement mon encadrant, Dr. Boumekik Nour el Islam, pour son accompagnement tout au long de ce projet. Ses remarques constructives et son expertise ont été d'une aide précieuse dans l'élaboration et l'aboutissement de ce travail.

J'exprime également mes remerciements à messieurs les membres du jury. Je leur suis très reconnaissant d'avoir accepté d'examiner ce travail.

Enfin, je ne saurais oublier ma famille et plus particulièrement mes parents, dont l'amour, la patience et les encouragements constants ont été un moteur essentiel dans la réussite de mes études et de ce projet. Leur soutien inconditionnel m'a permis de surmonter les défis et de rester concentré sur mes objectifs. Merci à tous mes amis, sans citer de noms, et mes collègues.

À tous, je vous exprime ma sincère gratitude et je vous dédie ce travail.

RESUME

Dans la pratique, les fondations superficielles situées à proximité des pentes constituent souvent un défi majeur. L'évaluation de leur capacité portante ultime devient alors cruciale en géotechnique. Ce projet de fin d'études se concentre sur l'analyse de la capacité portante ultime de la fondation annulaire au bord d'un talus. L'étude utilise la modélisation par éléments finis 3D (OptumG3). Divers paramètres, tels que la cohésion non drainée (C_u), le rapport de la distance de la fondation au bord d'un talus (s/D), l'inclinaison de la pente (α) et le rapport du diamètre extérieur-intérieur de la semelle (d/D), sont analysés pour évaluer leur impact sur le comportement de la fondation annulaire. Les résultats sont présentés sous forme de graphiques. Les résultats montrent que la capacité portante ultime augmente avec l'augmentation du rapport du distance (s/D), tandis qu'elle diminue avec l'augmentation de l'inclinaison du talus, et diminue avec l'augmentation du rapport du diamètre (d/D). De plus, la capacité portante ultime reste stable l'augmentation de C_u .

Mot clés : fondation anneau, capacité portante, modélisation numérique, un talus,

Abstract

In practice, shallow foundations located near slopes often present a major challenge. Assessing their ultimate bearing capacity becomes crucial in geotechnics. This final project focuses on analyzing the ultimate bearing capacity of a ring foundation at the edge of a slope. The study uses 3D finite element modeling (OptumG3). Various parameters, such as undrained cohesion (C_u), the ratio of the distance from the foundation to the slope edge (s/D), slope inclination (α), and the ratio of the outer-to-inner diameter of the footing (d/D), are analyzed to evaluate their impact on the behavior of the ring foundation. The results are presented in the form of graphs. The findings show that the ultimate bearing capacity increases with the increase in the (s/D) ratio, while it decreases with the increase in slope inclination, and decreases with the increase in the (d/D) ratio. Additionally, the ultimate bearing capacity remains stable with the increase of C_u .

Keywords: ring foundation, bearing capacity, numerical modeling, slope.

ملخص

في الممارسة العملية، تشكل الأساسات السطحية الموجودة بالقرب من المنحدرات تحدياً كبيراً في كثير من الأحيان. يصبح تقييم قدرتها التحميلية القصوى أمراً حاسماً في الجيوتكنيك. يركز هذا المشروع النهائي على تحليل القدرة التحميلية القصوى للأساس الحلقي عند حافة المنحدر. تستخدم الدراسة النمذجة بالعناصر المحدودة ثلاثية الأبعاد (OptumG3). يتم تحليل العديد من المعلمات، مثل التماسك غير المصرف (Cu)، نسبة المسافة من الأساس إلى حافة المنحدر (s/D)، ميل المنحدر (α) ونسبة القطر الخارجي إلى الداخلي للقاعدة (d/D)، لتقييم تأثيرها على سلوك الأساس الحلقي. يتم عرض النتائج في شكل رسومات بيانية. تظهر النتائج أن القدرة التحميلية القصوى تزداد مع زيادة نسبة المسافة (s/D)، بينما تقل مع زيادة ميل المنحدر، وتقل مع زيادة نسبة القطر (d/D). بالإضافة إلى ذلك، القدرة التحميلية النهائية تظل ثابتة مع زيادة Cu

الكلمات الرئيسية: أساس حلقي، قدرة التحمل، نمذجة عددية، منحدر.

Table des matières

RESUME.....	II
Abstract	III
ملخص.....	IV
Table des matières	V
Liste des figures.....	VII
Liste des tableaux	IX
Liste des symbol.....	X
Introduction générale.....	1

Chapitre 1 : généralité sur les fondations superficielles

1.1. Introduction	3
1.2. Les types de fondation superficielles	3
1.2.1. Les semelles filantes	3
1.2.2. Les semelles isolées.....	4
1.2.3. Les radiers	5
1.3. Capacité portante des fondations superficielles.....	5
1.3.1. La définition de la capacité portante.....	5
1.3.2. Les facteurs de la capacité portante	7
1.4. Tassement des fondations superficielles	7
1.4.1. Définition du tassement des fondations.....	7
1.4.2. Méthodes de calcul du tassement	9
1.5. Définition de la fondation en anneau.....	10
1.6. Géométrie de la fondation en anneau	10
1.7. Fondation au bord d'un talus.....	11
1.8. Conclusion	12

Chapitre 2 : Analyse bibliographique

2.1. Introduction	13
2.4. La capacité portante des fondations superficielles	14
2.4.1. Capacité portante d'une fondation anneau reposant sur un sol à deux couches	14
2.4.2. Capacité portante de la fondation annulaire due à diverses positions de chargement par analyse limite d'éléments finis.....	16
2.4.3. Investigation par éléments finis de la capacité portante des fondations carrées reposant sur un pont	19
2.4.4. L'évaluation de la capacité portante d'une fondation superficielle rectangulaire située près d'une pente.....	22

2.5.	Tassement des fondations superficielles	24
2.5.1.	Le tassement élastique des fondations annulaires	24
2.5.2.	Tassement immédiat des semelles annulaires reposant sur un stratum fini inhomogène .	26
2.5.3.	Tassement des fondations superficielles près des pentes renforcées.....	28
2.6.	Conclusion.....	30

Chapitre 3 : Modélisation numérique

3.1.	Introduction	31
3.2.	Présentation du code de calcul	31
3.2.1.	Définition du logiciel Optum G3.....	31
3.2.2.	Présentation générale d'un code de calcul pour Optum G3	32
3.2.2.1.	Prétraitement	32
3.2.2.2.	Modélisation numérique.....	32
3.2.2.3.	Solveur.....	33
3.2.2.4.	Post-traitement.....	33
3.2.2.5.	Validation et vérification	34
3.3.	Méthode des éléments finis	34
3.4.	Analyse limite.....	34
3.5.	Limites supérieure et inférieure.....	35
3.6.	Critères de plasticité	35
3.6.1.	Critère de Mohr-Coulomb	35
3.6.2.	Critère de Tresca.....	36
3.6.	Présentation des modèles numériques adoptés.....	36
3.6.1.	Présentation du model étudié.....	36
3.6.2.	Optum G3 simulation	38
3.7.	Validation du modèle de calcul	39
3.8.	Conclusion.....	42

Chapitre 4 : Analyse paramétrique et discussions des résultats

4.1.	Introduction	43
4.2.	Paramètres et propriétés des matériaux	43
4.2.1.	Paramètres physique et mécanique du sol	43
4.2.2.	Paramètres géométriques du model numérique.....	44
4.2.2.1.	Variation de la cohésion non drainée (Cu)	44
4.2.2.2.	Variation du rapport de la distance (s/D).....	44
4.2.2.3.	Variation de l'inclinaison de talus (α).....	45

4.2.2.4.	Variation de diamètre (d/D).....	46
4.3.	Analyse paramétrique.....	47
4.4.	Influence des différents paramètres sur la capacité portante ultime de la fondation étudiée.....	47
4.4.1.	L'effet du rapport de distance (s/D) sur la capacité portante.....	47
4.4.2.	L'effet de la cohésion non drainée (Cu) sur la capacité portante ultime	50
4.4.3.	L'effet de l'inclinaison du talus sur la capacité portante ultime.....	52
4.4.4.	L'effet de la rapport (d/D) de la fondation sur la capacité portante ultime	55
4.5.	Conclusion.....	58
	Conclusion générale	60
	Liste des référence bibliographiques	61

Liste des figures

Chapitre 1 : généralité sur les fondations superficielles

<i>Figure 1.1.</i>	<i>Semelle filante sous mur ou voile [4].....</i>	<i>4</i>
<i>Figure 1.2.</i>	<i>Les types des semelles isolées [7]</i>	<i>4</i>
<i>Figure 1.3.</i>	<i>Radier [8].....</i>	<i>5</i>
<i>Figure 1.4.</i>	<i>Schématisation de l'évolution des déplacements verticaux sous une fondation superficielle en fonction de l'augmentation de la charge (d'après R.Frank) [9].....</i>	<i>6</i>
<i>Figure 1.5.</i>	<i>Le principe de consolidation [14].....</i>	<i>8</i>
<i>Figure 1.6.</i>	<i>Schéma pour une fondation anneau</i>	<i>11</i>
<i>Figure 1.7.</i>	<i>Schéma d'une fondation superficielle au bord d'un talus.....</i>	<i>12</i>

Chapitre 2 : Analyse bibliographique

<i>Figure 2.1.</i>	<i>Diagramme schématique du problème choisi ainsi que de la condition de limite de contrainte [17]</i>	<i>15</i>
<i>Figure 2.2.</i>	<i>Géométrie du modèle des analyses numériques [18].....</i>	<i>17</i>
<i>Figure 2.3.</i>	<i>Les différentes positions de chargement sur la fondation annulaire [18].</i>	<i>18</i>
<i>Figure 2.4.</i>	<i>Représentation typique en 3D PLAXIS d'une semelle reposant sur la crête d'une pente [19].....</i>	<i>20</i>
<i>Figure 2.5.</i>	<i>Représentation schématique de la géométrie d'un modèle pour une semelle reposant sur une pente [19].</i>	<i>20</i>
<i>Figure 2.6.</i>	<i>Emplacements de semelles en surface et encastrées sur un sol incliné [19]</i>	<i>21</i>
<i>Figure 2.7.</i>	<i>Le problème de capacité portante d'une semelle rectangulaire agissant au sommet d'une pente [20].</i>	<i>23</i>
<i>Figure 2.8.</i>	<i>La définition du problème [22].</i>	<i>26</i>

Figure 2.9. Illustration de (a) maillage par éléments finis utilisé dans cette étude, et (b) distribution de la contrainte verticale dans la masse de sol [22]..... 27

Figure 2.10. La vue schématique de la section de la pente [23]. 29

Chapitre 3 : Modélisation numérique

Figure 3.1. Schéma 2D de la modèle numérique adopté pour la présente étude : (a) Section transversale du modèle, (b) Section longitudinal du modèle 37

Figure 3.2. Différent section d'un modèle numérique : (a) Section transversale du modèle, (b) Section longitudinal du modèle 38

Figure 3.3. Modèle numérique adopté pour la présente étude 39

Figure 3.4. Maillage par éléments finis utilisé dans la présente étude 39

Figure 3.5. The optimized mesh used in simulations [26] 41

Figure 3.6. La comparaison des résultats de l'effet de la distance de la semelle circulaire par rapport au bord du talus..... 41

Chapitre 4 : Analyse paramétrique et discussions des résultats

Figure 4.1. Les différentes positions de fondation anneau ($d/D=0.4$) : (a) $s/D=0$, (b) $s/D=0.2$, (c) $s/D=0.4$, (d) $s/D=0.6$, (e) $s/D=0.8$, (f) $s=1$, (g) $s/D=1.2$ 44

Figure 4.2. Les différentes inclinaisons du talus qui sont étudiées : (a) 10° , (b) 20° , (c) 30° , (d) 40° , (e) 50° 45

Figure 4.3. Les différentes rapport du diamètre de fondation : (a) $d/D=0$, (b) $d/D=0.2$, (c) $d/D=0.4$, (d) $d/D=0.6$, (e) $d/D=0.8$ 46

Figure 4.4. Variation du rapport (q_u/C_u) en fonction du rapporte s/D pour trois rapport de rayons $d/D=0$, $d/D=0.4$, $d/D=0.6$ 48

Figure 4.5. Mécanisme de rupture du talus pour un fondation avec le rapport $d/D=0$: (a) $s/D=0$, (b) $s/D=0.6$ 49

Figure 4.6. Mécanisme de rupture du talus pour un fondation avec le rapport $d/D=0.4$: (a) $s/D=0.6$, (b) $s/D=0$ 49

Figure 4.7. Mécanisme de rupture du talus pour un fondation avec le rapport $d/D=0.6$: (a) $s/D=0.6$, (b) $s/D=0$ 49

Figure 4.8. La variation du rapport (q_u/C_u) en fonction de la cohésion non drainée C_u 51

Figure 4.9. Mécanisme de rupture d'un talus pour une fondation annulaire $d/D=0.4$: (a) $C_u=15$, (b) $C_u=45$ 51

Figure 4.10. Mécanisme de rupture d'un talus pour une fondation circulaire $d/D=0$: (a) $C_u=15$ (b), $C_u=45$ 51

Figure 4.11. Mécanisme de rupture d'un talus pour une fondation annulaire $d/D=0.6$: (a) $C_u=15$ (b), $C_u=45$ 52

Figure 4.12. La variation du rapport (q_u/C_u) en fonction de l'angle d'inclinaison du talus..... 53

Figure 4.13. L'évolution du mécanisme de rupture du talus pour une fondation du rapport $d/D=0$: (a) $\alpha=10^\circ$, (b) $\alpha=20^\circ$, (c) $\alpha=30^\circ$, (d) $\alpha=40^\circ$ 53

Figure 4.14. L'évolution du mécanisme de rupture du talus pour une fondation du rapport $d/D=0.4$: (a) $\alpha=10^\circ$, (b) $\alpha=20^\circ$, (c) $\alpha=30^\circ$, (d) $\alpha=40^\circ$	54
Figure 4.15. L'évolution du mécanisme de rupture du talus pour une fondation du rapport $d/D=0.6$: (a) $\alpha=10^\circ$, (b) $\alpha=20^\circ$, (c) $\alpha=30^\circ$, (d) $\alpha=40^\circ$	54
Figure 4.16. la variation du rapport (qu/Cu) en fonction du rapport de diamètre (d/D).....	56
Figure 4.17. Les mécanismes du rupture d'un talus pour les différentes rapport du diamètre (d/D) en fonction du rapport $s/D=0.5$: (a) $d/D=0$, (b) $d/D=0.2$, (c) $d/D=0.4$, (d) $d/D=0.6$, (e) $d/D=0.8$	56
Figure 4.18. Les mécanismes du rupture d'un talus pour les différentes rapport du diamètre (d/D) en fonction du rapport $s/D=1$: (a) $d/D=0$, (b) $d/D=0.2$, (c) $d/D=0.4$, (d) $d/D=0.6$, (e) $d/D=0.8$	57
Figure 4.19. Les mécanismes de la rupture d'un talus pour les différentes rapport du diamètre (d/D) en fonction du rapport $s/D=1.5$: (a) $d/D=0$, (b) $d/D=0.2$, (c) $d/D=0.4$, (d) $d/D=0.6$, (e) $d/D=0.8$	58

Liste des tableaux

Chapitre 3 : Modélisation numérique

Tableau 3.1. Paramètres du sol utilisés dans les simulations numériques [26]	40
---	----

Chapitre 4 : Analyse paramétrique et discussions des résultats

Tableau 4.1. Les paramètre de la présente étude	43
--	----

Liste des symboles

D	diamètre extérieur de la fondation annulaire [m]
d	diamètre intérieur de la fondation annulaire [m]
Cu	Cohésion non drainée [kPa]
qu	La capacité portante ultime [kPa]
α	Angle d'inclinaison du talus [°]
Eu	La rigidité [kPa]
K_0	Le coefficient des terres au repos
s	La distance de la fondation au bord d'un talus [m]
φ	Angle de frottement [°]
N_γ	Factor de portance de terme de surface
N_c	Factor de portance de terme de cohésion
N_q	Factor de portance de terme de surcharge
ν	Coefficient de poisson
Q	La charge vertical maximale
Ri	Rayon intérieur [m]
R0	Rayon extérieur [m]
τ	Contrainte de cisaillement [kPa]
σ_1	Contrainte vertical [kPa]
σ_3	Contrainte de confinement [kPa]

Introduction générale

Les fondations superficielles jouent un rôle essentiel dans la stabilité et la durabilité des structures construites. Leur conception et leur comportement sont des éléments cruciaux à considérer afin d'assurer une résistance appropriée aux charges verticales et latérales qui agissent sur les ouvrages. Dans ce contexte, ce plan de travail se propose pour explorer différents aspects des fondations annulaire et circulaire, en mettant l'accent sur les fondations en anneau posées sur un talus.

Le Première chapitre abordera tout d'abord les généralités sur les fondations superficielles, en présentant une vue d'ensemble de leur importance, de leur capacité portante et de leurs tassements. Cette section fournira les bases nécessaires pour comprendre les défis et les enjeux liés à la conception et au comportement de ces fondations.

Le Deuxième chapitre se concentrera sur une analyse bibliographique approfondie, débutant par une introduction contextualisant le sujet. Nous procéderons ensuite à une revue de la littérature, mettant en lumière les études antérieures portant sur la capacité portante et les tassements des fondations en anneau. Cette analyse permettra de dresser un état des lieux des connaissances existantes, en identifiant les avancées récentes, les lacunes et les défis à relever dans ce domaine.

Le Troisième chapitre traitera de la modélisation numérique des fondations en anneau, le logiciel Optum G3 a été adopté pour la modélisation numérique. En présentant le code de calcul utilisé, les modèles numériques adoptés et leur validation. Cette section permettra de comprendre les méthodes et les outils utilisés pour simuler le comportement des fondations en anneau dans un environnement virtuel.

Enfin, le quatrième se concentrera sur une analyse et les discussions des résultats, En se basant sur une étude paramétrique approfondi. Après une introduction situant le contexte de l'étude, nous examinerons les différents paramètres étudiés ainsi que leurs impacts sur la capacité portante et les tassements des fondations en anneau. Cette analyse permettra de tirer des conclusions sur les performances de ces fondations et d'identifier les opportunités et les défis pour leur application dans des projets réels.

En résumé, ce plan de travail vise à fournir une compréhension approfondie des fondations en anneau au bord d'un talus, en explorant les généralités, la littérature existante, la modélisation

numérique et l'analyse paramétrique. Ces travaux contribueront à l'avancement des connaissances dans ce domaine et fourniront des informations utiles pour les praticiens et les chercheurs œuvrant à l'amélioration des performances des fondations superficielles

Chapitre 1 : Généralité sur les fondations superficielles

1.1. Introduction

La fondation superficielle est une structure géotechnique utilisée pour soutenir les charges d'une construction en les transmettant aux couches de sols situées à proximité de la surface, elle se distingue par sa faible encastrement par rapport à ses dimensions. Elles sont utilisées lorsque le sol situé près de la surface est suffisamment résistant pour supporter les charges de la structure sans nécessiter une excavation profonde.

Les fondations superficielles peuvent prendre différentes formes, ces formes dépendent principalement de la capacité portante du sol et de son type, ce qui leur permet de modifier les dimensions de la fondation en fonction de sa capacité portante, et le tassement de cette couche.

1.2. Les types de fondation superficielle

La fondation superficielle est, par définition, une fondation qui repose sur le sol ou qui n'y est que faiblement encastree. Les charges qu'elle transmet ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes [1].

On considère habituellement que la fondation est superficielle quand la profondeur D du niveau de fondation par rapport à la surface du sol est inférieure à 3 m ou 06 fois largeur B de la fondation ($D/B < 6$) selon de DTU 13.12 [2].

Comme l'a expliqué R. Frank (1998) [3], on distingue 3 types de fondations superficielles :

1.2.1. Les semelles filantes

Les semelles filantes ou continues sont des fondations superficielles selon la définition du DTU 13.11. Elles sont établies soit des murs ou voies porteurs en maçonnerie d'éléments ou de béton banché armé ou non. Elles correspondent à des charges réparties généralement de manière uniforme dans la hauteur des superstructures ou dans celle des sous-sols [4].

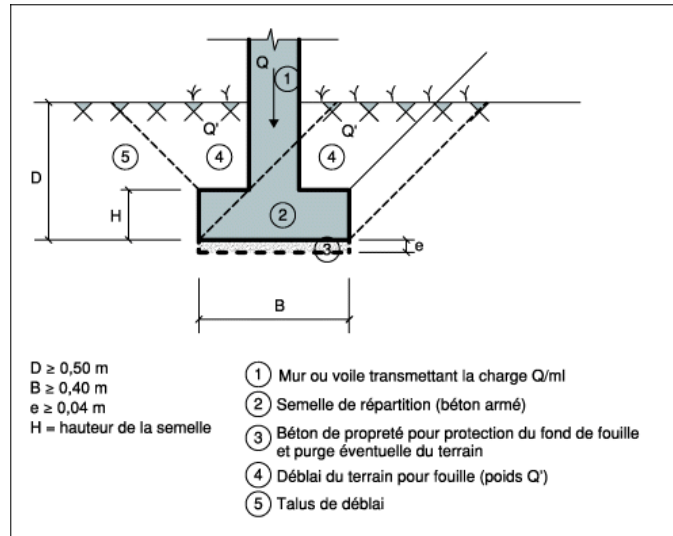


Figure 1.1. Semelle filante sous mur ou voile [4].

Il doit être protégé contre le retrait, la dessiccation et l’action de la pluie par un béton de propreté (épaisseur ≥ 0.04 m) ou un film de polyéthylène armé. Cette protection doit être réalisée à l’avancement des fouilles [4].

1.2.2. Les semelles isolées

Les semelles isolées présentant une géométrie proche du carré (ou du rond), les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; Ce type de fondation est mis en œuvre dans le cadre d'un bâtiment présentant des descentes de charges concentrées (poteaux, longrines sous murs) [5]. Le rapport L/B de la semelle isolée est inférieur à 5 [6].

Selon les dires de G. Philipponnat (1987) [6], on peut distinguer trois types :

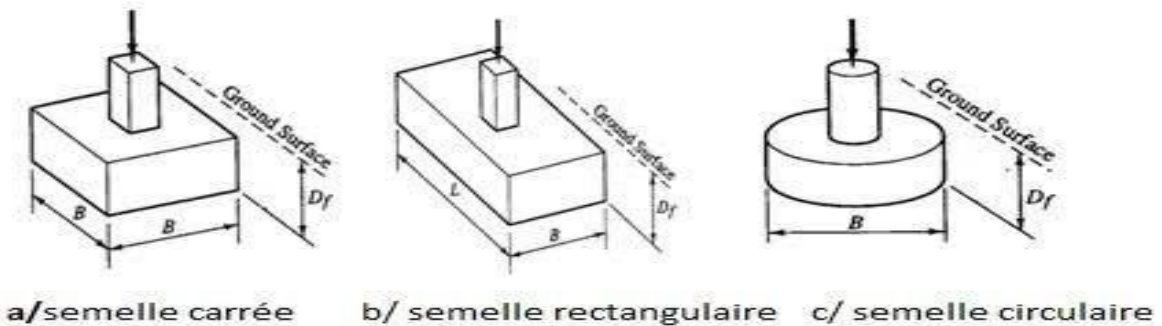


Figure 1.2. Les types des semelles isolées [7]

- a) Semelle carrée : $L=B$
- b) Semelle rectangulaire $B<L<5B$
- c) Semelle circulaire : $B=2R$

1.2.3. Les radiers

Un radier est une forme de fondation qui se présente sous la forme d'une dalle plane, souvent renforcée, qui constitue une seule grande surface de support pour tout le bâtiment. Son rôle principal est de transmettre de manière uniforme la charge totale du bâtiment au sol sur lequel il est construit. En reliant les poteaux ou les colonnes aux murs de fondation, les radiers contribuent à minimiser le phénomène de tassement différentiel. Cela signifie que les variations de tassement entre différentes parties du bâtiment sont réduites, assurant ainsi une répartition homogène des charges et maintenant la stabilité de la structure dans son ensemble [8].

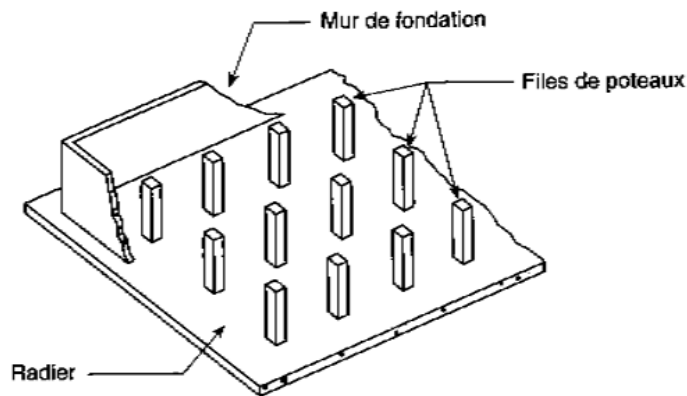


Figure 1.3. Radier [8]

1.3. Capacité portante des fondations superficielles

1.3.1. La définition de la capacité portante

La capacité portante est une caractéristique géotechnique d'un sol qui mesure sa capacité à supporter une charge sans subir de rupture par cisaillement, il est soutenu les charges appliquées par une structure de manière sécuritaire et stable.

Si on applique une charge Q croissante à une fondation, au début du chargement le comportement est sensiblement linéaire (Les déplacements verticaux évoluent proportionnellement à la charge) [9].

A partir d'une certaine valeur Q_d les déplacements ne sont plus proportionnels à la charge. Enfin, pour une charge Q_l les déplacements deviennent incontrôlables, le sol n'est plus capable de supporter la charge appliquée (figure 1.4). Cette charge est la charge limite ou ultime, ou encore la capacité portante de la fondation. Cette charge est la charge limite ou ultime, ou encore la capacité portante de la fondation [9].

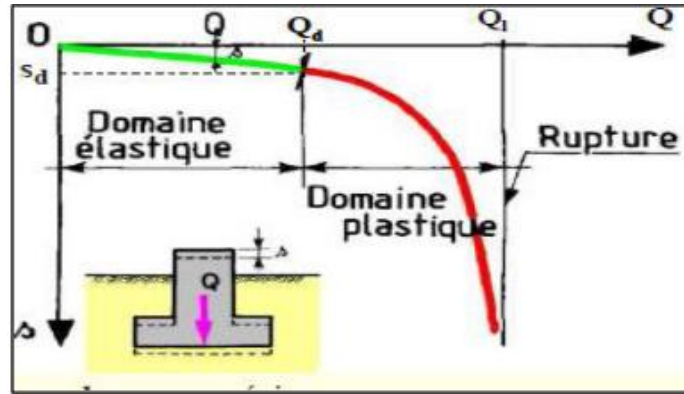


Figure 1.4. Schématisation de l'évolution des déplacements verticaux sous une fondation superficielle en fonction de l'augmentation de la charge (d'après R.Frank) [9].

Terzaghi (1943) était le premier qui a proposé une méthode pour prendre en considération le poids du sol par le principe de superposition. Terzaghi a développé la théorie de Prandtl (1920). L'expression de Terzaghi (1943), est basée sur le principe de superposition qui combine trois termes, le premier terme représente la charge limite pour un massif pesant et purement frottant, le deuxième terme représente la charge limite pour un massif frottant et cohérent, mais non pesant, le troisième terme représente la charge limite pour un massif purement frottant, non pesant, et soumis à une surcharge uniforme à côté de la fondation l'expression de Terzaghi s'écrit sous la forme [10] :

$$q_u = \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + CN_c + qN_q \dots \dots \dots (1.1)$$

Avec :

- q_u = contrainte de rupture (capacité portante),
- B = la largeur de la semelle,
- γ = poids volumique du sol,
- q = surcharge verticale latérale à la semelle,
- c = cohésion du sol sous la base de la semelle,

- N_γ , N_c et N_q = facteurs de portance.

De nombreuses études ont été effectuées après Terzaghi (1943) en utilisant différentes méthodes pour calculer la capacité portante des fondations superficielles, en supposant des hypothèses différentes sur les caractéristiques mécaniques et géométriques de la semelle et la forme de la zone en équilibre limite [10].

Terzaghi a présenté la théorie générale de la capacité portante, avec la capacité du sol à accepter cette charge dépendante de [11] :

- Les propriétés du sol - cohésion (c), angle de frottement (ϕ) et poids unitaire (γ).
- La géométrie de la semelle - l'enfouissement (D_f) et la largeur (B).
- Surcharge (q) résistant au mouvement = γD_f .

1.3.2. Les facteurs de la capacité portante

Les facteurs de la capacité portante des fondations superficielles sont nombreux et variés. On distingue [12] :

- La forme des fondations (carrées, rectangulaires ou circulaires).
- L'inclinaison du sol (sol horizontal, sol incliné, bord de talus).
- Les propriétés mécaniques du sol (sol homogène, sol stratifié, sol cohérent, sol cohérent et frottant).
- Interaction sol-structure (contact rugueux, contact lisse).
- Les caractéristiques de la charge appliquée (charge verticale centrée, excentrée, inclinée).
- L'influence de l'eau (présence d'une nappe à différentes profondeurs).

1.4. Tassement des fondations superficielles

1.4.1. Définition du tassement des fondations

Le tassement est le déplacement vertical descendant d'un ouvrage. Il s'agit d'un phénomène d'interaction sol/fondation qui se manifeste soit à cause de l'action de la fondation sur le sol, par le biais des surcharges qui lui sont transmises, soit à cause de l'action du sol sur la fondation, comme c'est le cas de l'effet de la proximité d'un nouvel ouvrage [13].

Le tassement d'une fondation superficielle peut être divisé en deux catégories majeures [14] :

- (a) Le tassement élastique, ou immédiat,
- (b) Le tassement de consolidation.

Le tassement élastique ou immédiat d'une fondation se manifeste pendant ou juste après la construction de la structure. En revanche, le tassement de consolidation se développe progressivement au fil du temps. Au cours de ce processus, l'eau de porosité est extraite des espaces vides des sols argileux saturés immergés dans l'eau. Le tassement total d'une fondation est le résultat de la combinaison du tassement élastique et du tassement de consolidation, ce dernier étant caractérisé par deux phases distinctes : primaire et secondaire [14].

Lorsqu'une couche d'argile saturée est soumise à une contrainte accrue sur le terrain, par exemple lors de la construction d'une fondation, la pression de l'eau de pores dans l'argile augmente également. En raison de la très faible conductivité hydraulique des argiles, il faudra un certain temps pour que l'excès de pression de l'eau de pores se dissipe et que l'augmentation de la contrainte soit transférée au squelette du sol. Selon la Figure 1.5, si $\Delta\sigma$ représente une surcharge à la surface du sol sur une vaste zone, l'augmentation de la contrainte totale à une profondeur donnée de la couche d'argile sera égale à $\Delta\sigma$ [14].

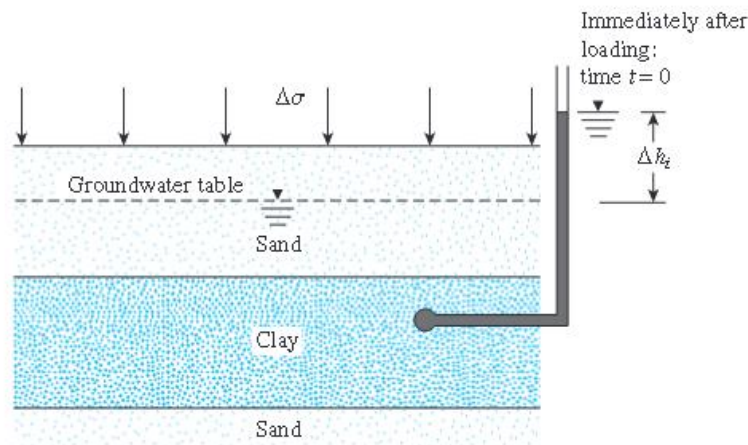


Figure 1.5. Le principe de consolidation [14]

Le tassement de consolidation secondaire se produit après l'achèvement de la consolidation primaire, provoquée par le glissement et la réorientation des particules du sol sous une charge soutenue. Dans les argiles inorganiques et les sols limoneux, le tassement de consolidation primaire est généralement plus significatif que le tassement secondaire. Cependant, dans les

sols organiques, le tassement de consolidation secondaire prend souvent une importance accrue [14].

1.4.2. Méthodes de calcul du tassement

La littérature propose une variété d'approches pour calculer le tassement du sol sous une semelle superficielle, subdivisées en fonction de la nature du sol, de l'essai utilisé pour définir les paramètres de calcul, ou de la méthode utilisée [13].

Certaines méthodes sont limitées à un type de sol spécifique. Par exemple, la méthode pénétrométrique de Schmertmann ou de Burland-Burbridge est adaptée au calcul du tassement des sols pulvérulents, tandis que la méthode oedométrique des tranches est applicable aux sols fins saturés. En revanche, la méthode pressiométrique est assez générale, couvrant à la fois les sols pulvérulents et les sols fins, bien qu'elle soit limitée aux cas de fondations de faibles dimensions par rapport à l'épaisseur du sol [13].

Les méthodes basées sur les essais in-situ se proposent en général soit d'estimer le module de déformation du sol par corrélation à un paramètre géotechnique mesuré in-situ et calculer ensuite le tassement par application de la théorie d'élasticité, comme c'est le cas de la méthode pressiométrique, soit calculer directement le tassement par corrélation avec l'essai in-situ, comme c'est le cas de la méthode du SPT de Burland-Burbridge. Du point de vue fondement, on peut subdiviser les méthodes de calcul du tassement en trois grandes catégories [13] :

- Les méthodes rationnelles, basées sur la théorie de l'élasticité, considèrent le sol comme un matériau élastique composé d'une monocouche ou d'un multicouche, caractérisé par un module de déformation élastique E et un coefficient de Poisson ν . Le tassement s d'une semelle rectangulaire ou circulaire de largeur B (ou de diamètre B) sous une pression verticale.
- Les méthodes semi-empiriques, développées à partir de l'analyse expérimentale du comportement en déformation des fondations en taille réelle ou en modèle réduit.
- Les méthodes numériques, telles que la méthode des éléments finis, sont devenues un outil de calcul puissant, notamment pour les systèmes sol/fondations à configuration complexe. Outre l'analyse traditionnelle des problèmes plans décrivant les déformations planes ou la symétrie axiale, certains logiciels d'éléments finis permettent une analyse tridimensionnelle sophistiquée avec prise en compte des lois de comportement non linéaires du sol.

1.5. Définition de la fondation en anneau

Une fondation en anneau se caractérise par la construction d'une dalle circulaire comportant un espace annulaire au centre. Cette méthode de fondation s'avère pratique et économique pour les structures à symétrie axiale telles que les silos, les tours de refroidissement, les cheminées, les pylônes de transmission, les châteaux d'eau et les réservoirs de stockage de liquides. En réduisant l'utilisation de matériaux de construction, les fondations en anneau offrent une solution rentable comparée aux semelles circulaires [15].

Les fondations en anneau sont adaptées aux structures dont le plan est circulaire et toutes les forces externes ou internes sont transférées à travers leurs parois dans la fondation avant d'être transférées dans le sol. Il est recommandé d'établir les grandes tours de transmission, les cheminées, les silos et les réservoirs de stockage d'huile sur des fondations en anneau. Les fondations en anneau sont plus adaptées à ce type de structures, qui sont censées être plus hautes que les structures existantes autour d'elles, et ces structures sont plus susceptibles de subir des charges ou des forces horizontales telles que les charges dues au vent. La fondation en anneau doit supporter non seulement les charges verticales, mais aussi les charges horizontales. La combinaison de charges horizontales et verticales agissant sur la structure donnera lieu à une charge inclinée. De plus, l'emplacement de la charge horizontale (le centre de gravité) à n'importe quel endroit le long de la hauteur de la structure peut entraîner une excentricité du point de charge résultant. Par conséquent, les fondations en anneau peuvent être soumises à des charges excentriques et/ou inclinées [16].

1.6. La géométrie de la fondation en anneau

La géométrie de la fondation en anneau est généralement cylindrique ou toroïdale. Comme la figure 1.6 une fondation en anneau est caractérisée par un diamètre extérieur (D), un diamètre intérieur (d), et une hauteur (T).

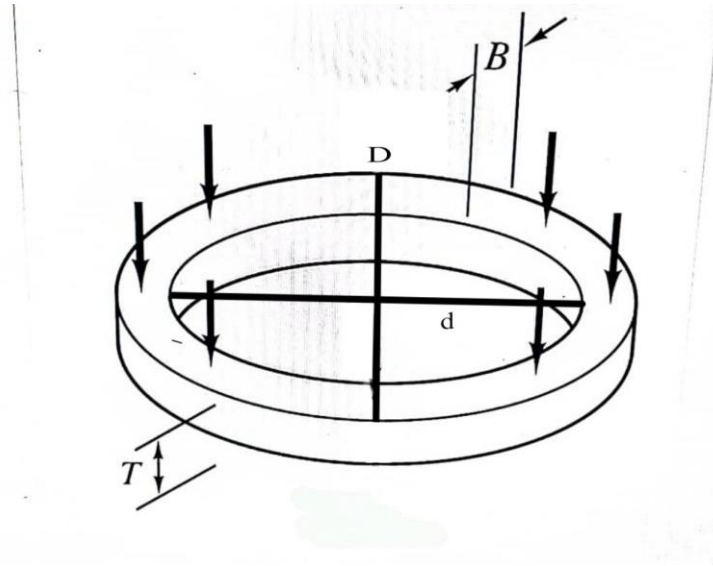


Figure 1.6. Schéma pour une fondation anneau

1.7. Fondation au bord d'un talus

Une fondation au bord d'un talus est une structure de soutien conçue pour être utilisée là où un bâtiment ou une structure est construit sur une pente raide ou un talus. Les bâtiments situés sur des pentes ou des talus peuvent poser des défis de conception uniques en raison des contraintes de terrain et de sol. Dans de telles situations, la fondation doit être conçue pour maintenir la stabilité de la structure et pour résister aux forces qui pourraient être exercées par les mouvements du sol ou les variations de la pente.

Une fondation au bord d'un talus peut prendre différentes formes selon les exigences spécifiques du site. Par exemple, elle peut être une fondation superficielle telle qu'une semelle isolée ou une fondation continue, ou elle peut être une fondation profonde ou une fondation sur pieux, en fonction des caractéristiques du sol et de la charge de la structure.

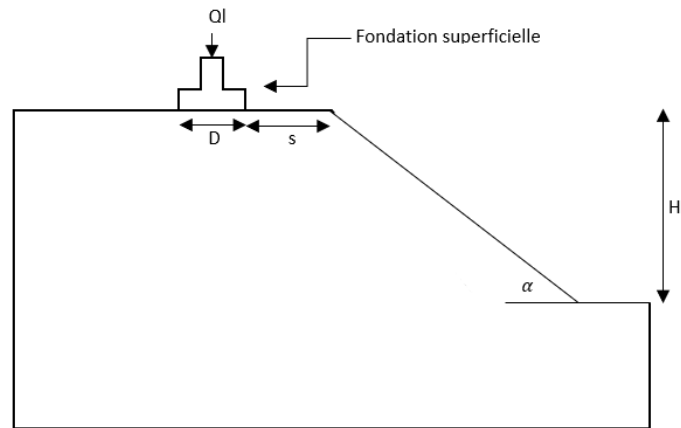


Figure 1.7. Schéma d'une fondation superficielle au bord d'un talus

1.8. Conclusion

Les fondations superficielles jouent un rôle crucial dans la stabilité des structures. Leur capacité portante et leur résistance aux tassements sont des aspects essentiels à prendre en compte lors de leur conception et de leur construction. La connaissance des caractéristiques du sol, de sa nature et de ses propriétés, est primordiale pour garantir des fondations superficielles adéquates et durables. Une étude géotechnique rigoureuse et une analyse précise sont nécessaires pour évaluer les charges qui seront appliquées et pour déterminer la meilleure solution de fondation.

Chapitre 2 : Analyse bibliographique

2.1. Introduction

La construction moderne privilégie de plus en plus les fondations en anneau, qui sont couramment utilisées pour soutenir des structures telles que des silos, des réservoirs de stockage, des cheminées, et des piles de pont. Ce choix s'explique en grande partie par les avantages de ce type de fondation, notamment sa capacité à économiser les matériaux, ce qui la rend plus rentable. La répartition circulaire du poids de la structure réduit la pression exercée sur le sol, ce qui diminue la quantité de matériau nécessaire à la construction. En outre, les fondations en anneau offrent généralement une meilleure résistance aux charges liées au vent et au poids de la structure. En limitant le besoin d'utiliser des matériaux plus robustes et onéreux, cette caractéristique contribue également à réduire les coûts de construction.

Toutefois, concevoir des fondations en anneau sûres et économiques nécessite une bonne compréhension de la façon dont la structure influencera le tassement du sol lors de sa construction. Ce terme désigne la déformation du sol, qui peut être causée par la compression ou le déplacement du sol sous l'effet du poids de la structure. Il est essentiel de maîtriser ces phénomènes pour s'assurer que la fondation est conçue de manière à minimiser les tassements, qui pourraient endommager la structure.

De même, il est impératif de connaître la capacité de charge d'une fondation en anneau pour garantir qu'elle supportera la structure sans risque de rupture. Cette capacité désigne la quantité de poids que la fondation peut soutenir avant de s'effondrer. Pour conclure, la popularité des fondations en anneau est justifiée par leur efficacité en termes d'économie de matériaux et leur résistance aux charges. Cependant, leur conception adéquate nécessite une compréhension approfondie du tassement du sol et de la capacité de charge.

2.2. La capacité portante des fondations superficielles

2.2.1. Capacité portante d'une fondation anneau reposant sur un sol à deux couches

Une étude a été lancée pour analyser la capacité portante d'une fondation annulaire reposant sur une couche de sable par SD Prasad et M Chakraborty (2021) [17], Une semelle annulaire rigide, comme illustrée dans la Figure 2.1, avec un rayon externe, r_0 , et un rayon interne, r_i , est placée sur une couche de sable drainée qui repose sur des strates argileuses complètement saturées et non drainées ($\phi_u = 0^\circ$) avec une force augmentant linéairement comme suit :

$$c_u = c_{u0} + mc_{u0}(z - h)/r_0 \dots \dots \dots (2.1)$$

- C_u et C_{u0} sont la valeur de cohésion à une profondeur z et h ,
- m est un facteur d'incrément non-dimensionnel. Les deux couches de sol sont considérées comme ayant le même poids unitaire (γ) et sont dictées par la condition parfaitement plastique et la règle de flux associée. La surface du sol est considérée comme horizontale et est soumise à une pression de surcharge, q

La capacité portante ultime p_u de la semelle annulaire peut être prédite à partir de la formule suivante :

$$p_u = \frac{Q_u}{\pi(r_0^2 - r_i^2)} = cN_c + qN_q + \gamma(r_0 - r_i)N_\gamma \dots \dots \dots (2.2)$$

- Q_u Représente l'amplitude de la charge de collapse verticale.
- N_c , N_q et N_γ représentent les facteurs de capacité portante conventionnels.

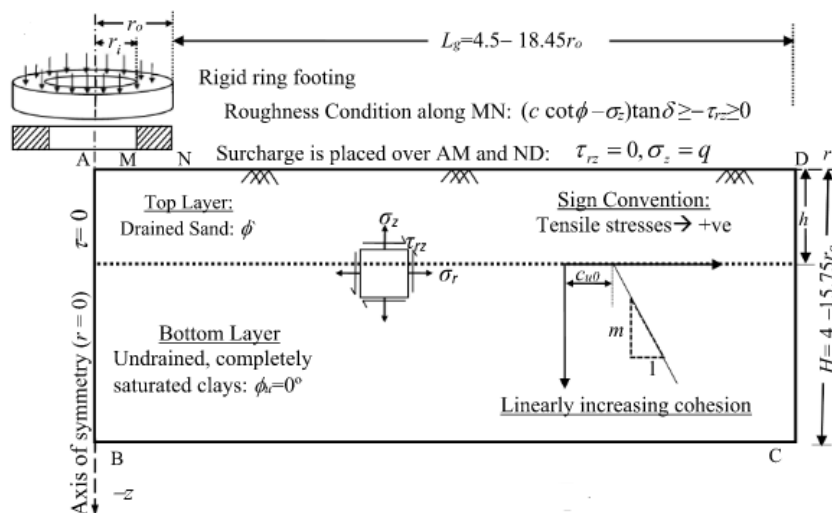


Figure 2.1. Diagramme schématique du problème choisi ainsi que de la condition de limite de contrainte [17].

En raison de la nature axisymétrique du problème, seule la moitié du domaine total dans un plan r-z est utilisée dans l'analyse. Sur l'axe de symétrie et la surface du sol, la contrainte de cisaillement est maintenue à zéro ($\tau = 0$) et sous la base de la fondation, une condition d'interface linéaire est imposée comme suit : $|\tau_{rz}| \leq (c \cot \phi - \sigma_z) \tan \delta$; où δ , l'angle de friction de l'interface, varie entre 0 (parfaitement lisse) et ϕ (parfaitement rugueux). Il est à noter qu'avec l'augmentation de l'angle de frottement du sable, le volume de la zone de collapse augmente et donc, la taille du domaine est également étendue en conséquence.

Après la construction d'un champ de discontinuité de contrainte statiquement admissible sur l'ensemble du domaine, une étude approfondie est menée sur la base du théorème LB-LA, couvrant différents paramètres tels que δ , q , r_i/r_o , ϕ , c_u , m et h . En prenant en compte l'influence de la contrainte hydrostatique sur la taille de la surface de rendement, les couches de sable et d'argile sont modélisées respectivement avec les critères de Mohr-Coulomb et de Tresca, dépendant et indépendant de la contrainte de confinement. Les discontinuités dans ces critères sont éliminées selon des travaux antérieurs.

L'étude examine rigoureusement les avantages de placer du sable sur de l'argile pour améliorer la capacité portante ultime d'une fondation annulaire en utilisant le théorème FELA non linéaire. Les effets de l'inclusion de la couche de sable sont analysés pour différentes combinaisons de surcharge, de résistance des couches, de géométrie de la fondation annulaire et de conditions d'interface sol-fondation. Le facteur d'efficacité augmente avec la pression de surcharge, la rugosité de la fondation, la résistance et l'épaisseur des couches de sable. L'ampleur de l'épaisseur optimale augmente avec l'augmentation de ϕ et $q/(\gamma r_o)$ mais diminue avec

l'augmentation de la valeur de r_i/r_0 et $c_u/(\gamma r_0)$ Un schéma de défaillance est également établi pour illustrer la zone plastique dans le sol. Les résultats sont comparés à ceux de la littérature et jugés satisfaisants.

2.2.2. Capacité portante de la fondation annulaire due à diverses positions de chargement par analyse limite d'éléments finis

La forme circulaire de la fondation annulaire la soumet à des forces verticales importantes qui se concentrent sur la surface externe du périmètre de la fondation. Par conséquent, il est essentiel de prendre en compte les différentes positions de chargement sur la fondation, R Vali et al. (2019) [18] a étudié l'effet des différentes positions de chargement sur la capacité portante des fondations annulaires rugueuses et lisses,

La capacité portante d'une fondation annulaire peut être calculée selon l'équation (2.3) Dans des conditions non drainées ($\phi = 0^\circ$), la capacité portante sans surcharge peut être calculée selon l'équation (2.4). De plus, dans le cas où $c = 0$ kPa et sans surcharge, on peut utiliser l'équation (2.5).

$$q_u = cN_c + qN_q + \gamma(r_0 - r_i)(1 - 0,5r_i/r_0) N_\gamma \dots \dots \dots (2.3)$$

$$q_u = cN_c \dots \dots \dots (2.4)$$

$$q_u = \gamma(r_0 - r_i)(1 - 0,5r_i/r_0) N_\gamma \dots \dots \dots (2.5)$$

Il est noté que les valeurs de N_c et N_γ peuvent être déduites des équations (2.6) et (2.7), respectivement, en se basant sur les équations (2.4) et (2.5) :

$$N_c = q_u/c \dots \dots \dots (2.6)$$

$$N_\gamma = q_u/\gamma (r_0 - r_i)(1 - 0,5r_i/r_0) \dots \dots \dots (2.7)$$

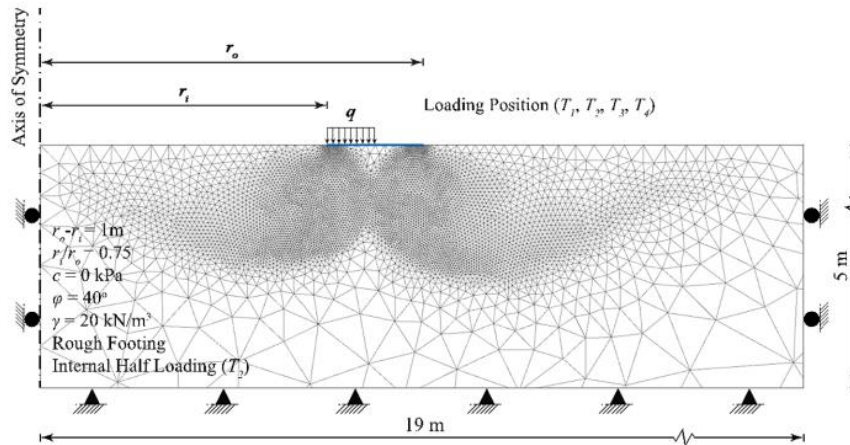


Figure 2.2. Géométrie du modèle des analyses numériques [18].

R Vali et al. (2019) [18] ont réalisé une analyse limite d'éléments finis (FELA) en utilisant Optum G2. La figure 2.2 montre une vue schématique du modèle numérique. Les dimensions du modèle ont été considérées comme étant de 19 m pour la longueur et 5 m pour la hauteur. La limite inférieure du modèle a été entièrement fixée contre les déplacements verticaux et horizontaux, tandis que les limites latérales ont été fixées horizontalement. Quatre positions de chargement différentes ont été considérées pour étudier l'effet de la position de chargement sur la capacité portante de la fondation annulaire (un chargement complet, un chargement interne à moitié, un chargement à moitié au milieu et un chargement à moitié externe) (voire la figure 2.3). R Vali et al (2019) [18] a calculé la capacité portante de la fondation annulaire pour différentes valeurs du rapport r_i/r_o égal à 0,00, 0,09, 0,17, 0,23, 0,29, 0,33, 0,38, 0,44, 0,50, 0,67, 0,75, 0,80 et 0,90. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb a été utilisé, avec des conditions rugueuses et lisses de fondation simulées par des facteurs de réduction (Les facteurs de réduction pour les fondations annulaires rugueuses et lisses ont été fixés à 1 et 0). La modélisation a été effectuée avec des éléments de plaque et des conditions axisymétriques, avec une adaptabilité de maillage basée sur la dissipation du cisaillement (les valeurs pour les maillages initial et final ont été fixées à 1000 et 20000). Les limites inférieure et supérieure de la capacité portante ont été calculées, et les valeurs moyennes ont été présentées dans l'étude.

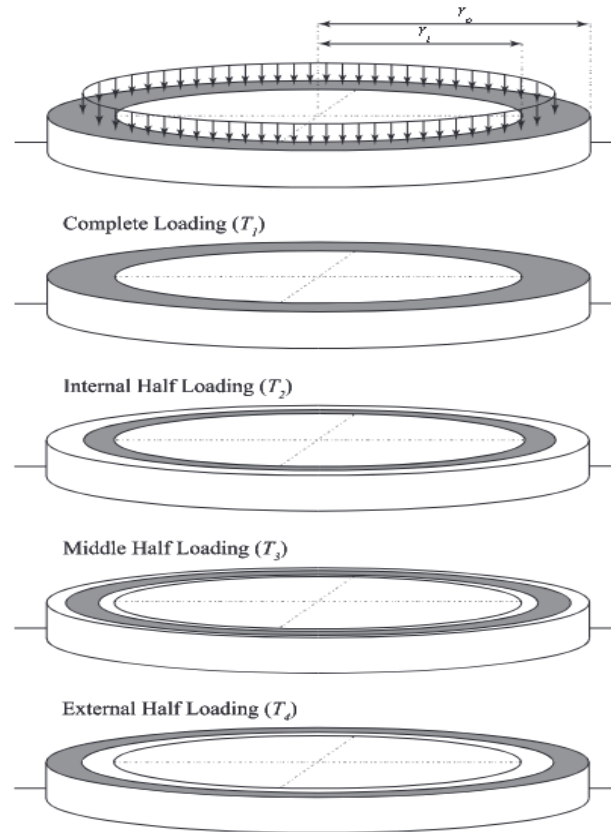


Figure 2.3. Les différentes positions de chargement sur la fondation annulaire [18]

Les effets de divers paramètres tels que la cohésion (c), l'angle interne de frottement (φ), le rapport r_i/r_o , et différentes positions de chargement, sur la formation des zones de rupture sous les fondations annulaires rugueuses et lisses ont été examinés. Les facteurs de capacité portante N_c et N_γ ont été présentés pour différentes valeurs de c , φ et r_i/r_o . Sur la base de l'analyse, les conclusions suivantes peuvent être tirées:

- Lors du calcul du facteur de capacité portante N_c , différentes positions de chargement ont été étudiées. La position T4 a montré une tendance croissante avec l'augmentation du rapport r_i/r_o , tandis que les positions T1, T2 et T3 ont entraîné une diminution de N_c . En particulier, la position T2 a entraîné la plus forte réduction de N_c . Ainsi, la position T4 a été identifiée comme optimale pour une fondation annulaire sur un sol cohésif.
- Le facteur de capacité portante N_γ calculé a montré que la position de chargement T2 avait une influence significative sur le facteur de capacité portante par rapport à tous les autres cas de position de chargement. Par conséquent, la position de chargement optimale pour une fondation annulaire placée sur un sol frictionnel a été déterminée comme étant T2.

- L'investigation de la formation de la zone de rupture sous la fondation annulaire a révélé que la profondeur de la zone de rupture dans la fondation annulaire rugueuse était plus étendue que celle de la fondation lisse dans un sol frictionnel. Une telle formation a également été observée dans les sols cohésifs. En changeant la position de chargement à des valeurs plus basses de l'angle de frottement interne ($\varphi = 10^\circ$), le coin non plastique ne s'est pas formé sous les fondations annulaires rugueuses ou lisses; cependant, il s'est formé sous la fondation annulaire rugueuse à une valeur plus élevée de frottement α ($\varphi = 40^\circ$).
- Un modèle analytique a été proposé pour calculer le $q_u/[\gamma (r_o - r_i)]$ en raison des changements de positions de chargement pour les sols frictionnels et cohésifs. On a observé une correspondance relativement bonne entre les valeurs prédites et mesurées; cependant, l'équation proposée a mieux fonctionné avec une précision accrue lors de l'estimation de la capacité portante normalisée dans les sols cohésifs que dans les sols frictionnels

2.2.3. Investigation par éléments finis de la capacité portante des fondations carrées reposant sur un pont :

La capacité portante ultime d'une fondation placée sur une pente est significativement affectée par sa proximité avec le front de la pente, qui offre une résistance passive nettement moindre par rapport à une fondation reposant sur un milieu semi-infini. Les théories conventionnelles de capacité portante échouent à aborder le comportement de telles fondations [19]. Charyya, R., Dey, A (2017) [19] a utilisé une analyse tridimensionnelle par éléments finis pour étudier le comportement d'une semelle carrée peu profonde reposant sur un sol sec sans cohésion en pente. Avec l'aide de la modélisation par éléments finis 3D, en utilisant une analyse couplée contrainte-déformation, cette étude aborde le mécanisme de rupture et la capacité portante (q_u) de la semelle carrée dans cette configuration. L'effet de divers paramètres, tels que l'angle de frottement interne du sol, la distance de recul, l'inclinaison de la pente, la largeur de la semelle et la profondeur d'enfouissement, ont été étudiés pour mieux comprendre leur impact sur le comportement de la semelle dans un environnement sans cohésion.

La géométrie du modèle a été développée pour une semelle située sur la crête ou le flanc du talus (figure 2.4), avec une analyse selon la théorie des contraintes élastiques de Boussinesq. Les dimensions du modèle ont été choisies pour éviter l'intersection des isobares significatives avec les limites du modèle (voire la figure 2.5). Dans le modèle numérique, une condition de "fixité standard" a été appliquée, avec une fixité horizontale sur les bords latéraux et une res-

triction du mouvement vertical et horizontal sur le bord inférieur. La face inclinée du talus n'a pas de fixation, permettant une déformation libre due à la position et à la charge de la semelle. Pour le calcul par éléments finis, le modèle a été discrétisé en éléments tétraédriques à 10 nœuds, avec un maillage généré automatiquement. Une étude de convergence devrait être effectuée pour déterminer la configuration de maillage optimale.

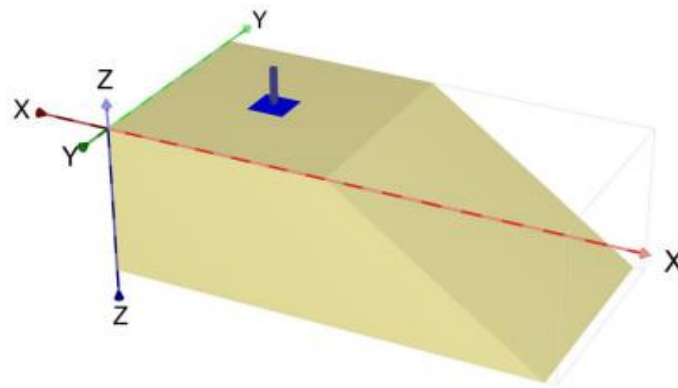


Figure 2.4. Représentation typique en 3D PLAXIS d'une semelle reposant sur la crête d'une pente [19].

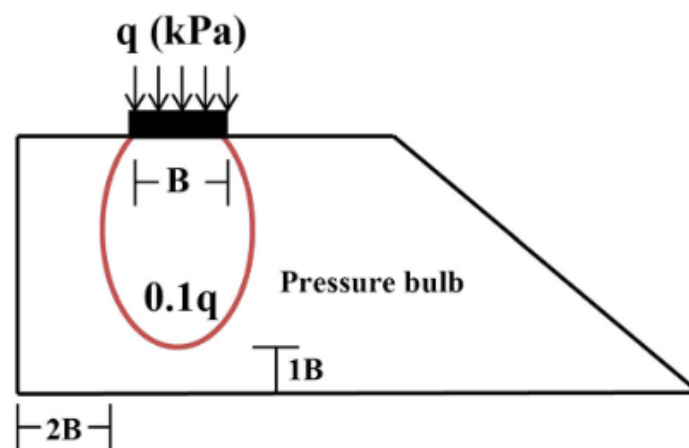


Figure 2.5. Représentation schématique de la géométrie d'un modèle pour une semelle reposant sur une pente [19].

Différents emplacements de semelles carrées (voire la figure 2.6), tant en surface qu'encastées, ont été choisis pour estimer la capacité portante dans un cadre numérique sur la crête ou le visage d'un sol incliné

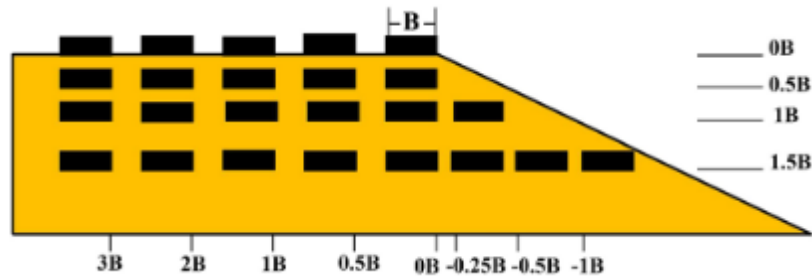


Figure 2.6. Emplacements de semelles en surface et encastrées sur un sol incliné [19]

Selon l'étude actuelle, les conclusions significatives suivantes sont tirées :

- L'étude de convergence du maillage a permis de définir une taille de maillage optimale non-dimensionnelle pour les modèles PLAXIS 3D afin d'obtenir des solutions précises à partir de la simulation numérique.
- La capacité portante augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement interne pour une semelle reposant sur un sol incliné.
- La capacité portante augmente avec l'augmentation de la profondeur d'enfouissement de la semelle en raison de l'augmentation du degré de confinement restreignant le mouvement du sol vers la face inclinée.
- La capacité portante augmente considérablement avec l'augmentation de la largeur de la semelle.
- La capacité portante diminue avec l'augmentation de l'angle de pente, ce qui est associé à un mouvement accru du sol vers la pente.
- La capacité portante augmente avec l'augmentation de la distance de recul. Au-delà d'un rapport de recul critique $b/B = 3$, la semelle se comporte de manière similaire à celle sur un sol horizontal.
- La variation du poids unitaire et du module d'élasticité du sol a un effet marginal sur la capacité portante

2.2.4. L'évaluation de la capacité portante d'une fondation superficielle rectangulaire située près d'une pente

Évaluer la capacité portante des fondations superficielles en bande sur une masse de sol horizontale, soumise à une charge verticale centrée, est un problème classique de la mécanique des sols bien connu, pour lequel des solutions entièrement satisfaisantes ont été trouvées depuis longtemps, P. De Buhan et D. Garnier (1998) [20] décrivent un problème impliquant une pente de hauteur H et d'angle θ , soumise à une charge verticale Q appliquée sur sa surface supérieure par le biais d'une fondation rectangulaire rigide de longueur L et de largeur B , placée à une distance D du bord de la pente (Figure 2.7). La masse de sol est supposée homogène et suit une condition de résistance de Mohr-Coulomb avec une cohésion c et un angle de frottement φ . Son poids spécifique est γ . Les effets de l'eau interstitielle ne sont pas pris en compte dans cette analyse.

Selon le raisonnement de conception de rendement, la stabilité de la structure sous une valeur de charge donnée Q est assurée tant qu'on peut exhiber dans toute la masse de sol un champ de contrainte σ en équilibre avec la gravité caractérisée par γ , tout en satisfaisant aux conditions aux limites, qui stipulent que la surface de la frontière à l'extérieur de la fondation reste exempte de contrainte. De plus, tout champ de contrainte de ce type doit respecter en tout point x la condition de résistance du sol, qui peut s'exprimer comme suit :

$$f(\sigma, \varphi) = \sigma_1(1 + \sin(\varphi)) - \sigma_3(1 - \sin(\varphi)) - 2c \cos(\varphi) \leq 0 \dots \dots \dots (2.8)$$

Où σ_1 et σ_3 sont les contraintes principales extrêmes (comptées positives en tension). En notant Q^+ la valeur ultime de Q définie comme la charge maximale sous laquelle la structure reste stable dans le sens spécifié ci-dessus, des arguments simples d'analyse dimensionnelle montrent que Q^+ s'écrit nécessairement comme suit :

$$Q^+ = cBLn + \frac{\theta}{\pi} - \frac{2cH}{\gamma} \dots \dots \dots (2.9)$$

Où n^+ est un facteur sans dimension fonction des paramètres sans dimension relatifs aux caractéristiques géométriques du problème (θ , B/L , D/B , H/B) ainsi que des paramètres de résistance et du niveau de gravité ($\gamma H/c$, φ).

En raison de la longueur limitée de la fondation, et malgré la symétrie évidente de la structure par rapport au plan Ox_1x_2 , un tel problème semble être véritablement tridimensionnel. Il sera

traité au moyen de l'approche cinématique de conception de rendement supérieur, dont les fondements sont brièvement passés en revue ici.

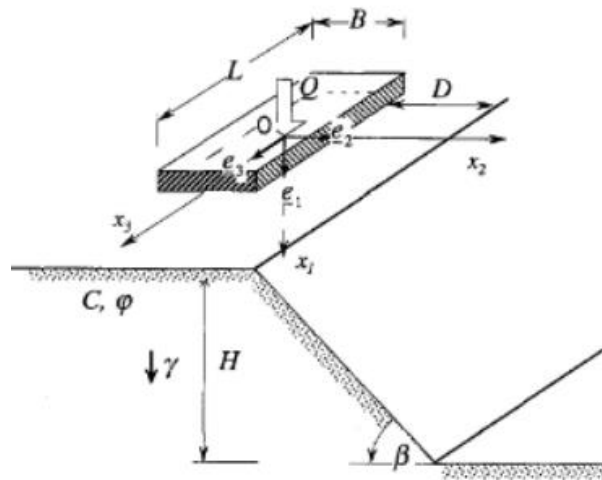


Figure 2.7. Le problème de capacité portante d'une semelle rectangulaire agissant au sommet d'une pente [20].

En tant que première application illustrative de cette approche, quelques résultats significatifs ont déjà été présentés [20] :

- La situation spécifique d'une semelle rectangulaire reposant sur une masse de sol semi-infinie et soumise à une charge verticale centrée a été étudiée en utilisant un mécanisme de "perforation" dérivé du mécanisme bien connu de Prandtl. Des bornes supérieures pertinentes pour la capacité portante d'une telle fondation ont été obtenues, conduisant à des améliorations significatives des estimations précédentes déduites des analyses menées sur des semelles circulaires.
- Un deuxième type d'application concernait l'évaluation quantitative de la réduction de la capacité portante d'une semelle carrée placée le long du bord d'une excavation verticale. Le point principal d'intérêt ici est que la réduction de la capacité portante de la fondation est importante même pour une excavation peu profonde (petit H/B).

2.3. Tassement des fondations superficielles

2.3.1. Le tassement élastique des fondations annulaires

M Naseri et E S Hosseininia (2015) [21] utilisent la méthode des différences finies pour effectuer des calculs numériques afin d'étudier le tassement des fondations annulaires reposant sur un demi-espace élastique. L'objectif principal de ce travail est d'introduire une solution analytique pour le calcul du tassement élastique des fondations annulaires. Le calcul du tassement d'une semelle annulaire est réalisable par la définition des facteurs d'influence des déplacements, qui est couramment utilisée dans le domaine de la théorie de l'élasticité. Les facteurs d'influence obtenus dans cette étude prennent en compte la géométrie de l'anneau, la rigidité de la semelle, l'enfouissement de la semelle et la non-homogénéité du sol.

Le calcul du tassement élastique utilisant les facteurs d'influence des déplacements a une forme générale :

$$\rho = \frac{qB}{E_s} I \dots \dots \dots (2.10)$$

Où ρ représente le tassement de la fondation ; q est la contrainte appliquée ; B désigne la largeur de la fondation ; E_s représenté le module élastique équivalent du sol ; et I est le facteur d'influence des déplacements.

Le tassement élastique au point central d'une semelle circulaire uniformément chargée avec un diamètre D est donné comme suit :

$$\rho_{\text{centre}}^{\text{circle}} = \frac{qD(1-\nu^2)}{E_s} I \dots \dots \dots (2.11)$$

Lorsque $I=1$ et $\pi/4$ pour des semelles souples et rigides, respectivement. ν est le coefficient de Poisson du sol.

Dans le présent travail, une expression générale pour le tassement maximal d'une semelle annulaire (ρ_{ring}^{max}) est proposée sous la forme suivante :

$$\rho_{ring}^{max} = \rho_0 I_R I_E I_F I_G \dots \dots \dots (2.12)$$

$\rho_0 = 2r_0q(1 - \nu^2)/E_0$ Représente le tassement au centre d'une semelle circulaire souple de rayon r_0 (une reformulation de l'équation (2.11)). E_0 est le module élastique du sol juste en

dessous du lit de la semelle. q est la pression verticale équivalente appliquée sur la base de la semelle circulaire, c'est-à-dire $q = P/(\pi r_0^2)$ où P est la charge verticale appliquée sur la semelle annulaire.

$$I_R = \frac{\rho_{ring}^{max}}{\rho_{circle}^{center}} \dots \dots \dots (2.13)$$

$$I_E = \frac{\rho_{ring}^{max}(z=D_f)}{\rho_{circle}^{center}(z=0)} \dots \dots \dots (2.14)$$

$$I_F = \frac{\rho_{ring}^{max} semi-flexible}{\rho_{circle}^{center} flexible} \dots \dots \dots (2.15)$$

$$I_F = \frac{\rho_{ring}^{max} non-homogeneous}{\rho_{circle}^{center} homogeneous} \dots \dots \dots (2.16)$$

En utilisant la méthode des différences finies, quatre séries de modèles numériques ont été adaptées, à travers lesquelles le profil de tassement d'une semelle annulaire sur un milieu semi-infini a été obtenu. Toutes les analyses ont été réalisées dans le domaine de l'élasticité. Dans chaque série de modèles, l'effet de la rigidité de la semelle, de la non-homogénéité du sol et de l'enfouissement a été considéré individuellement et les facteurs d'influence correspondants ont été déterminés en se concentrant sur le tassement maximal de la semelle. De plus, la relation entre les tassements des semelles aux bords intérieur et extérieur a été étudiée. Pour chaque facteur d'influence, une expression mathématique générale a été suggérée dans laquelle l'effet de la géométrie de la semelle annulaire en termes de rapport de rayons a été pris en compte. En conséquence, les formules proposées dans cette étude peuvent prédire le tassement élastique de semelles annulaires arbitraires allant de souple à rigide, drainées (pour des sols sans cohésion) à non drainées (sols cohésifs) en fonction du coefficient de Poisson, ainsi que des cas de sols homogènes et non homogènes. Les résultats ont été comparés avec les solutions analytiques et numériques publiées pour le cas des semelles circulaires [21].

2.3.2. Tassement immédiat des semelles annulaires reposant sur un stratum fini inhomogène

J. Kyu Lee et S. Jeong (2018) [22] ont étudié le tassement immédiat des semelles annulaires rugueuses soumises à une charge uniforme, avec une rigidité quelconque, sur une couche finie et inhomogène recouvrant une base rigide et rugueuse, comme illustré dans la figure 2.8. Leur étude a examiné cinq rapports de rayon intérieur-extérieur ($R_i/R_0 = 0, 0.2, 0.4, 0.6$ et 0.8). Les paramètres de la semelle, tels que les rayons intérieur et extérieur, ainsi que la rugosité, ont été spécifiés. Le sol a été modélisé comme un continuum isotrope non homogène, avec des paramètres tels que le module d'élasticité et le coefficient de Poisson variant avec la profondeur. Leur analyse a permis de quantifier la raideur relative entre le sol et la semelle et de caractériser la non-homogénéité du sol sous la semelle. Les résultats ont défini des catégories de raideur pour les semelles et ont examiné différentes configurations de couches stratifiées.

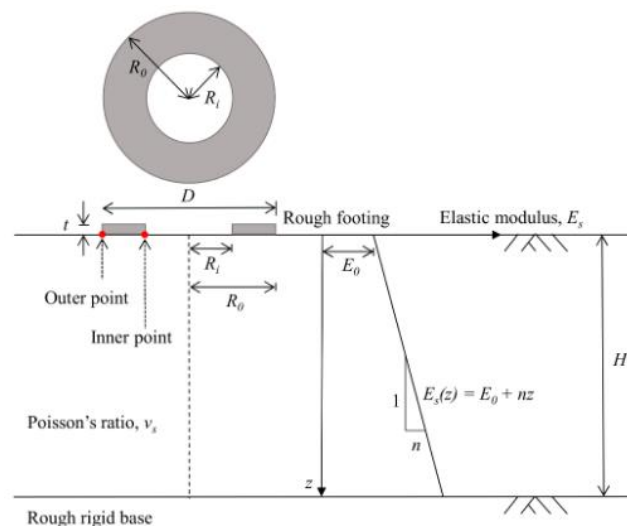


Figure 2.8. La définition du problème [22].

Cette étude utilise des analyses par éléments finis à petits déplacements avec le logiciel PLAXIS 2D version 2012. Le modèle se compose d'une semelle et d'un sol, représentés par des éléments triangulaires à six et quinze nœuds respectivement. En raison de la distribution axisymétrique des contraintes, seule la moitié du domaine est utilisée (figure 2.9a). Le sol est modélisé avec un diamètre de $10D$ et une profondeur de $15D$, avec un maillage fin pour des calculs précis. La semelle est simulée comme un matériau élastique linéaire non poreux, avec un rayon extérieur constant de 5 mètres. Une contrainte uniforme est appliquée pour différentes configurations de semelles afin de déterminer les tassements correspondants. Les résul-

tats fournissent le tassement élastique des semelles, calculé à l'aide d'équations spécifiques, bien que d'autres paramètres comme la pression de contact et la distribution des contraintes soient également disponibles à partir de l'analyse (figure 2.9b).

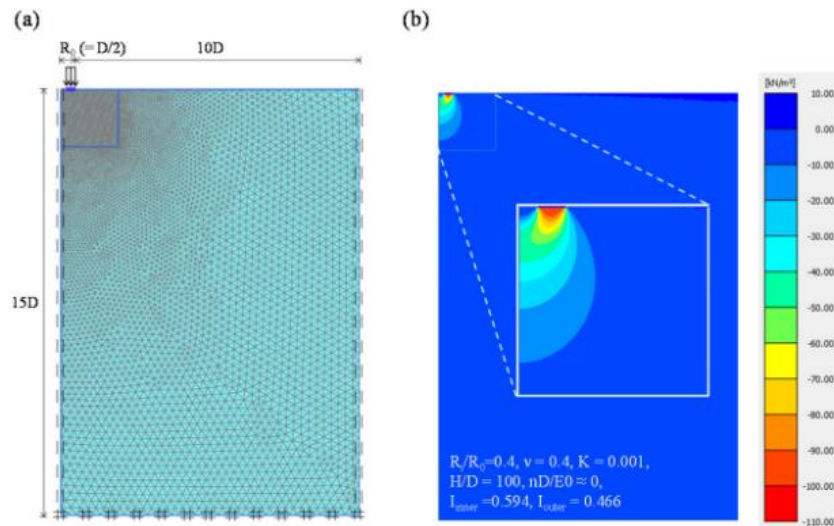


Figure 2.9. Illustration de (a) maillage par éléments finis utilisé dans cette étude, et (b) distribution de la contrainte verticale dans la masse de sol [22].

Sur la base des résultats numériques, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- Pour les semelles circulaires, les facteurs d'influence sur le tassement obtenus à partir des analyses par éléments finis sont comparables à ceux rapportés dans la littérature.
- Une augmentation du coefficient de Poisson ν entraîne une diminution du facteur d'influence sur le tassement I des semelles annulaires, et le taux de diminution de I avec ν est insensible au rapport du rayon intérieur au rayon extérieur de la semelle R_i/R_0 .
- Pour le point intérieur de la semelle annulaire, le facteur d'influence sur le tassement IK diminue avec l'augmentation des valeurs de la raideur de la semelle K . En revanche, pour le point extérieur de la semelle annulaire, les valeurs de IK augmentent avec l'augmentation des valeurs de K . La variation de IK avec K est plus prononcée pour des valeurs plus petites de R_i/R_0 .
- L'augmentation du rapport d'épaisseur de la couche finie H/D à des valeurs supérieures à une valeur critique n'affecte pas le tassement des semelles annulaires. Cela est attribué au fait que la contribution de la base rigide sous-jacente diminue à mesure que la couche finie s'épaissit. La valeur critique de H/D est indépendante de R_i/R_0 .

- Le facteur d'influence sur le tassement diminue avec une augmentation de la non-homogénéité du sol $nD/E0$, et la tendance à la baisse est plus significative pour des valeurs plus petites de $Ri/R0$.
- Une procédure systématique est proposée pour estimer le tassement de la semelle pour une large gamme de cas pratiques et pour aider à choisir l'ouverture interne et la raideur optimales des semelles annulaires qui limitent le tassement de la semelle à des niveaux tolérables.

2.3.3. Tassement des fondations superficielles près des pentes renforcées

De nos jours, il existe de nombreuses situations où les fondations sont construites près des pentes. Pour concevoir de telles fondations, on s'attend à un important tassement vers la pente. Pour réduire ce tassement ainsi que pour augmenter le rapport de portance, l'utilisation de renforcements géosynthétiques est courante. Dans certains cas, la pente est renforcée, et ce renforcement pourrait avoir un impact significatif sur la réduction du tassement des fondations superficielles [23]. Dans cet article, M. Raftari et al. (2013) [23] ont sélectionné cinq pentes différentes de la province du Lorestan, située en Iran, et les ont renforcées avec le renforcement approprié. Pour analyser les modèles en utilisant la méthode des éléments finis (FEM), ils ont utilisé Plaxis 8.2. Tout d'abord, les tassements des fondations superficielles sur les pentes renforcées et non renforcées ont été comparés. Ensuite, d'autres paramètres importants tels que le nombre de couches, l'espacement vertical entre les couches et la distance entre la fondation et le sommet de la pente lors de la conception des structures renforcées ont été testés. En conséquence, le placement plus proche de la semelle au sommet de la pente augmente le tassement. Cependant, l'utilisation du renforcement peut réduire de manière significative ce tassement mentionné.

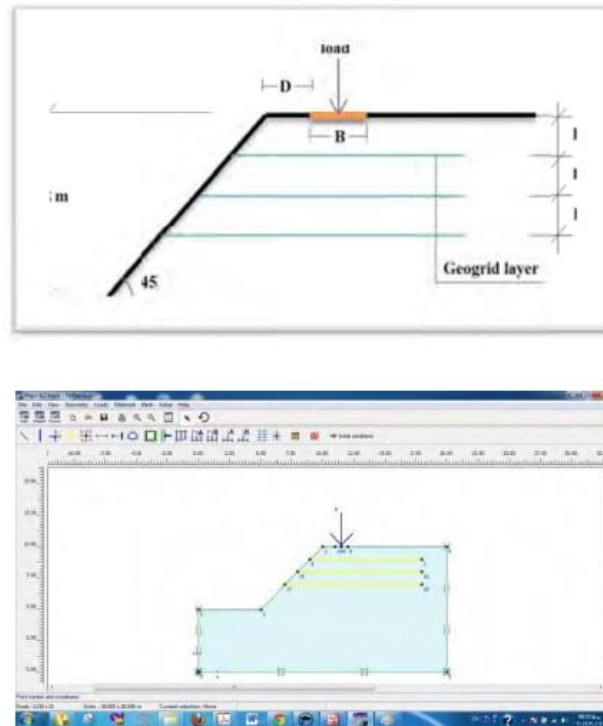


Figure 2.10. La vue schématique de la section de la pente [23].

Sur la base de l'analyse mentionnée, les conclusions suivantes sont tirées :

- Le tassement des fondations sur une pente non renforcée est plus sévère que sur une pente renforcée.
- Le nombre de couches renforcées affecte la diminution du tassement
- Pour obtenir le moindre tassement, l'espacement vertical optimal entre les géogrilles (h) devrait être équivalent à la largeur de la fondation (B). Ainsi, l'intervalle vertical optimal entre les couches est de 1 mètre.
- En augmentant la distance entre la fondation et le sommet de la pente de deux fois sa largeur, le tassement diminue significativement et ensuite, la réduction suit une tendance stable. L'augmentation de la pression passive du lit conduit à cette réduction. Cette pression passive du lit conduit à une zone de cisaillement plus profonde et plus large.

2.4. Conclusion :

L'étude de la capacité portante et du tassement des semelles en anneau joue un rôle crucial dans la préservation de la stabilité et de la longévité des structures qui reposent sur ces fondations.

En tirant parti des conclusions de ces études, il est possible de formuler des recommandations concrètes pour guider la conception, la construction et la surveillance des semelles en anneau, dans le but d'améliorer leur performance et de réduire les risques de défaillance. Ces recommandations pourraient inclure des indications sur les dimensions optimales des semelles en fonction des charges anticipées, ainsi que des protocoles de contrôle du tassement afin d'assurer une répartition uniforme des charges sur le sol. En fin de compte, une approche globale de l'évaluation de la capacité portante et du tassement des semelles en anneau s'avère indispensable pour garantir la fiabilité et la durabilité des fondations dans les projets de construction.

Chapitre 3 : Modélisation numérique

3.1. Introduction

OptumG3 représente une avancée révolutionnaire dans le domaine des logiciels de calcul par éléments finis dédiés aux ouvrages géotechniques. Conçu par OptumG3, ce logiciel offre une plateforme complète et puissante pour la modélisation, l'analyse et la conception des structures géotechniques en trois dimensions. Grâce à ses fonctionnalités avancées et son interface utilisateur conviviale, OptumG3 permet aux ingénieurs géotechniciens et aux professionnels du génie civil de relever efficacement les défis les plus complexes de l'ingénierie géotechnique. Que ce soit pour évaluer la stabilité des pentes, concevoir des fondations ou analyser des ouvrages de soutènement, OptumG3 offre les outils nécessaires pour prendre des décisions éclairées et produire des résultats précis et fiables. Découvrez comment OptumG3 peut transformer votre approche de la conception et de l'analyse géotechnique, en offrant des solutions innovantes et des performances inégalées.

3.2. Présentation du code de calcul

3.2.1. Définition du logiciel Optum G3

Optum G3 est un logiciel spécialisé en géotechnique, conçu pour la modélisation numérique avancée et l'analyse des problèmes géotechniques complexes. Il offre une gamme étendue de fonctionnalités pour la simulation et la résolution des défis rencontrés dans les domaines de l'ingénierie géotechnique, de la géologie et de la mécanique des sols.

Ce logiciel permet aux ingénieurs et aux chercheurs d'étudier divers aspects de la géotechnique, tels que la stabilité des pentes, la consolidation des sols, les fondations, les excavations, les tunnels, les remblais, les barrages, et bien plus encore. Optum G3 utilise des méthodes numériques avancées, telles que la méthode des éléments finis, pour modéliser de manière précise et réaliste le comportement des sols et des structures géotechniques soumises à des chargements statiques ou dynamiques.

Grâce à son interface conviviale et à ses outils de prétraitement, de résolution et de post-traitement, Optum G3 permet aux utilisateurs de créer, de manipuler et d'analyser des modèles géotechniques de manière efficace et intuitive. Il offre également la possibilité de visualiser les résultats de manière détaillée, ce qui facilite l'interprétation des données et la prise de déci-

sions éclairées en matière de conception, de construction et de gestion des infrastructures géotechniques.

3.2.2. Présentation générale d'un code de calcul pour Optum G3

Une présentation générale d'un code de calcul pour Optum G3 pourrait être structurée comme suit :

3.2.2.1. Prétraitement

- **Définition du modèle géométrique :** Cette étape revêt une importance capitale, car elle implique la création de la géométrie du problème à analyser. Les utilisateurs définissent les différentes couches de sol, les structures, les interfaces, etc. Les outils de modélisation graphique intégrés dans Optum G3 sont utilisés pour cette tâche, permettant une représentation précise et détaillée du modèle.
- **Définition des matériaux :** Les propriétés géotechniques des matériaux constitutifs du modèle sont spécifiées dans cette phase. Cela comprend des paramètres tels que la résistivité pour une modélisation précise du comportement des sols et des structures.
- **Conditions aux limites et chargements :** Les conditions aux limites représentent les contraintes externes appliquées au modèle, telles que les déplacements imposés ou les charges appliquées. Elles sont définies pour reproduire les conditions réelles du site et peuvent inclure des charges statiques ou dynamiques ainsi que des conditions de contact entre les différentes parties du modèle.

3.2.2.2. Modélisation numérique :

- **Discretisation du domaine :** Le domaine est discrétisé en éléments finis ou d'autres formes géométriques appropriées pour l'analyse numérique. Cette étape est cruciale pour convertir le modèle géométrique en un ensemble d'équations mathématiques à résoudre.
- **Choix du type d'analyse :** Les utilisateurs sélectionnent le type d'analyse à effectuer en fonction des besoins du projet, tels que l'analyse statique, dynamique ou de stabilité. Cette étape détermine l'approche analytique utilisée pour étudier le comportement du modèle.
- **Définition des paramètres numériques :** Les paramètres numériques tels que la tolérance de convergence, le pas de temps, la finesse de maillage, etc. sont définis pour con-

trôler la précision et l'efficacité du calcul. Ces paramètres influencent la qualité des résultats obtenus lors de l'analyse numérique.

3.2.2.3.Solveur

- **Résolution du système d'équations** : Des algorithmes de résolution sont utilisés pour résoudre le système d'équations résultant de la discrétisation du problème. Ces équations représentent le comportement des sols et des structures sous différentes conditions de chargement.
- **Gestion des non-linéarités** : Les comportements non linéaires tels que le comportement plastique du sol, la rupture, etc. sont pris en compte et traités pendant la résolution du problème. Cette étape assure une représentation réaliste du comportement du modèle sous des charges variables.
- **Calcul des déformations et des contraintes** : Les déformations et les contraintes à travers le modèle sont calculées pour évaluer le comportement du sol et des structures sous différentes conditions de chargement. Ces résultats sont essentiels pour comprendre la réponse du modèle aux contraintes externes.

3.2.2.4.Post-traitement

- **Visualisation des résultats** : Les résultats de l'analyse tels que les déformations, les contraintes, les chemins de contrainte, etc. sont visualisés sous forme de graphiques ou de représentations visuelles pour une interprétation facile. Cette étape permet aux utilisateurs d'analyser visuellement les résultats de l'analyse numérique.
- **Analyse des résultats** : Les résultats sont analysés pour tirer des conclusions sur le comportement du sol, la stabilité des structures, etc. Cette étape permet d'interpréter les résultats de l'analyse numérique et de prendre des décisions informées en matière de conception ou de prise de décision.
- **Rapports** : Des rapports détaillés sur les résultats de l'analyse sont générés pour documenter les conclusions et les recommandations. Ces rapports fournissent une documentation essentielle sur le processus d'analyse et les résultats obtenus.

3.2.2.5. Validation et vérification

- **Comparaison avec des données expérimentales :** Les résultats numériques sont comparés avec des données expérimentales ou des solutions analytiques pour valider la précision du modèle. Cette étape permet de vérifier si le modèle est capable de reproduire fidèlement le comportement observé dans la réalité.
- **Tests de sensibilité :** L'impact des variations des paramètres d'entrée sur les résultats est évalué pour comprendre la fiabilité du modèle. Cette étape permet d'identifier les paramètres critiques qui influencent le comportement du modèle et d'optimiser leur valeur pour obtenir des résultats précis.

3.3. Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une approche numérique largement utilisée pour résoudre des problèmes d'ingénierie et de physique. Elle consiste à discrétiser un domaine continu en un ensemble de sous-domaines plus petits appelés "éléments finis". Ces éléments sont reliés les uns aux autres par des nœuds, formant ainsi un maillage qui représente le domaine d'étude.

Une fois le maillage créé, les équations mathématiques qui décrivent le comportement du système physique sont approximées sur chaque élément fini à l'aide de fonctions d'interpolation. Ces approximations sont ensuite assemblées pour former un système d'équations globales, qui est résolu numériquement pour obtenir les solutions approchées du problème.

La méthode des éléments finis est utilisée dans de nombreux domaines de l'ingénierie, tels que la mécanique des structures, la thermique, la dynamique des fluides, l'électromagnétisme, et d'autres, pour modéliser et analyser une grande variété de systèmes physiques. Elle permet une étude détaillée du comportement des structures, des fluides, des champs électromagnétiques, etc., et est largement utilisée dans la conception et l'optimisation des produits et des processus industriels.

3.4. Analyse limite

La méthode de l'analyse limite est une approche utilisée en ingénierie pour évaluer la stabilité et la capacité de charge des structures. Elle consiste à déterminer la charge maximale qu'une structure peut supporter avant de subir une défaillance ou un effondrement. Cette méthode repose sur l'établissement d'une frontière, appelée "surface de charge limite", qui sépare l'état

de stabilité de l'état de défaillance. L'analyse limite est largement utilisée dans des domaines tels que la mécanique des structures, le génie civil et d'autres disciplines de l'ingénierie pour concevoir des structures capables de résister à des conditions extrêmes et pour garantir leur sécurité et leur fiabilité.

3.5. Limites supérieures et inférieure

Dans le contexte de l'analyse limite, les termes "limites supérieure et inférieure" font référence aux valeurs extrêmes des charges ou des contraintes qu'une structure peut supporter avant de subir une défaillance. La limite supérieure représente la charge maximale que la structure peut supporter sans défaillance, tandis que la limite inférieure représente la charge minimale avant que la défaillance ne se produise. Ces limites sont essentielles pour évaluer la sécurité et la fiabilité des structures et sont déterminées à l'aide de méthodes d'analyse telles que l'analyse limite. En identifiant ces limites, les ingénieurs peuvent concevoir des structures capables de fonctionner de manière sûre et fiable dans une variété de conditions de charge.

3.6. Critères de plasticité

3.6.1. Critère de Mohr-Coulomb

Le critère de Mohr-Coulomb est largement utilisé pour décrire la défaillance par cisaillement du sol en supposant un modèle élastique parfaitement plastique. En abordant cela, les sols à la fois frictionnels (sableux) et cohésifs (argileux et limoneux) sont considérés à court et à long termes. La fonction de rendement développée est donnée en termes de cohésion c (kPa) et d'angle de frottement φ ($^{\circ}$), et elle est exprimée par l'équation suivante [24] :

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi \dots \dots \dots (3.1)$$

Où τ et σ_n sont respectivement les contraintes de cisaillement et normales. Trois types d'élasticité sont pris en compte : isotropie linéaire, anisotropie linéaire et isotropie non linéaire. La fonction de charge (fonction de rendement) de Mohr-Coulomb est exprimée en termes des contraintes principales, majeure σ_1 et mineure σ_3 , comme suit [24] :

$$F = |\sigma_1 - \sigma_2| + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi - 2c \cos \phi \dots \dots \dots (3.2)$$

3.6.2. Critère de Tresca

Le critère de Tresca est un cas particulier du critère Mohr-Coulomb où $\varphi=0$. Il est utilisé pour étudier les sols fins (argile, limon) saturés et non drainés, soumis à des contraintes totales à court terme, où la variation de volume est nulle.

En supposant les conditions de déformation plane, il est démontré que la somme des contraintes effectives reste constante, ce qui peut être identifié comme la somme des contraintes effectives majeures et mineures. La fonction de charge de Mohr Coulomb est alors écrite comme suit [25] :

$$|\sigma_1 - \sigma_3| = 2c \cos\phi - (\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\phi = 2c \cos\phi - (\sigma'_x + \sigma'_y) \sin\phi = 2Su$$

... .. (3.3)

Où $\sigma'_{v,0} = -\sigma'_{y,0}$ est la contrainte effective initiale verticale (positive en compression) et $K_0 = \sigma_{x,0}/\sigma_{y,0}$ est le coefficient de pression initiale du sol. Dans les conditions non drainées, le critère de rupture de Mohr Coulomb se réduit alors à Tresca avec une cohésion égale à la résistance au cisaillement non drainée S_u [25].

Le modèle Tresca utilise les paramètres élastiques non drainés : E_u (ensemble A) ou G (ensemble B). En ce qui concerne la résistance, deux options sont disponibles [25] :

- Standard, qui nécessite l'entrée de la résistance au cisaillement non drainé, s_u (kPa).
- Généralisé, qui nécessite l'entrée de la résistance au cisaillement non drainé en compression triaxiale et en extension triaxiale, s_{uc} et s_{ue} (kPa), respectivement.

3.7. Présentation des modèles numériques adoptés

3.7.1. Présentation du model étudié

Comme illustré dans la figure 3.2. Cette étude se focalise sur l'analyse numérique de la capacité portante des semelles annulaires rigides positionnées au bord d'un talus cohésif. Le talus présente des dimensions de 14 mètres de long, 14 mètres de large et 7 mètres de haut, avec un angle d'inclinaison de 45 degrés. Les fondations annulaires étudiées ont un diamètre extérieur de 1 mètre et un diamètre intérieur de 0.4 mètre, avec une distance (s) de 0.25 mètre entre la fondation et le talus. L'analyse s'est appuyée sur la méthode des éléments finis, avec un maillage composé de 8000 éléments. Le critère de rupture de Tresca a été adopté pour le talus co-

hésif. Diverses valeurs de distance au bord du talus ont été examinées dans l'étude. De plus, la méthode d'analyse limite supérieure et inférieure a été employée pour évaluer la stabilité du système sous diverses conditions.

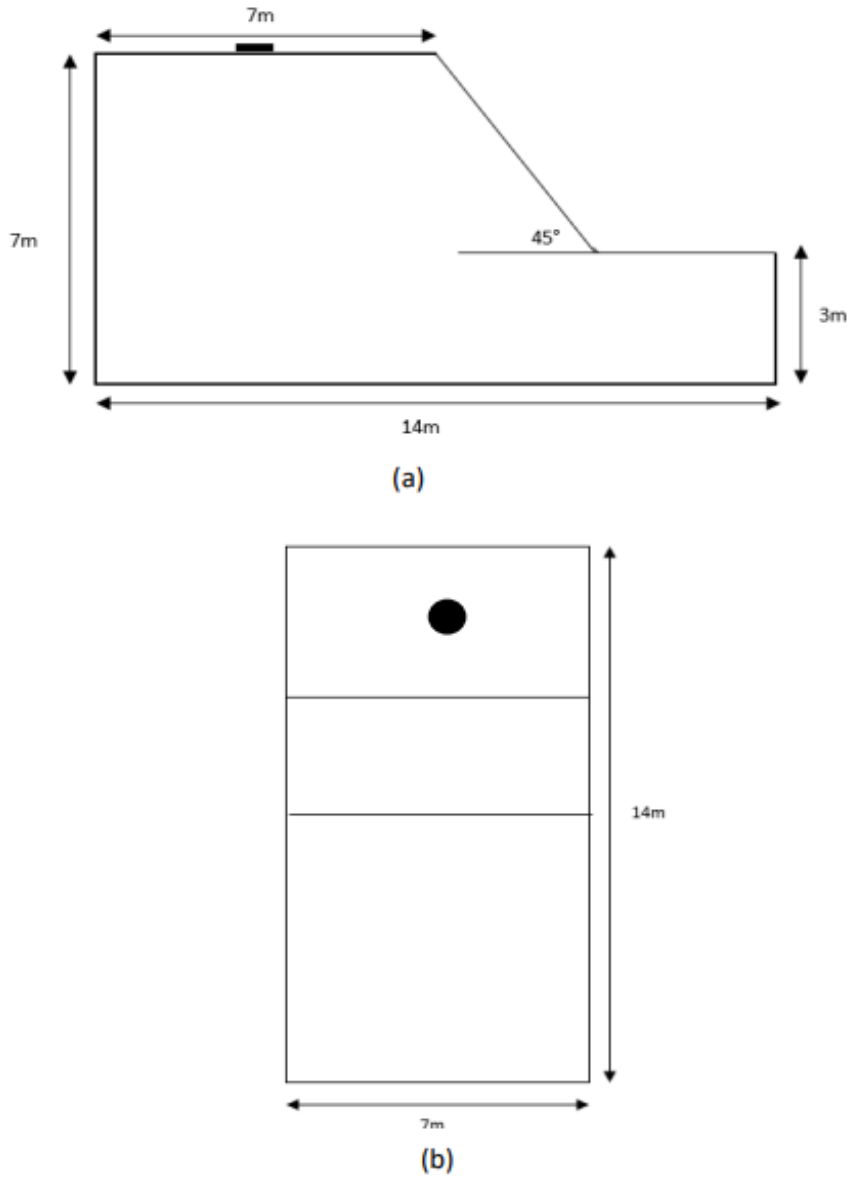
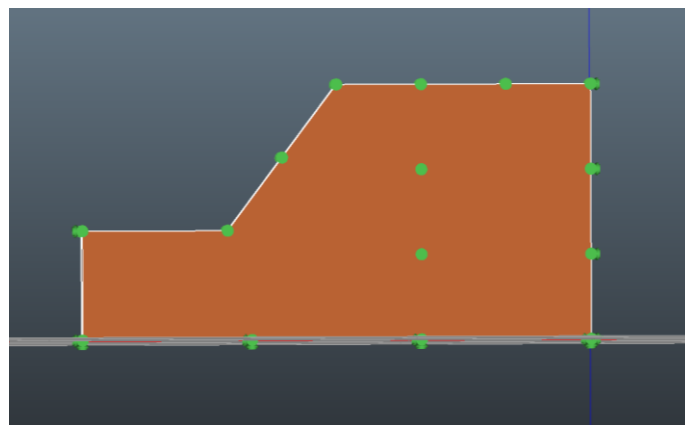


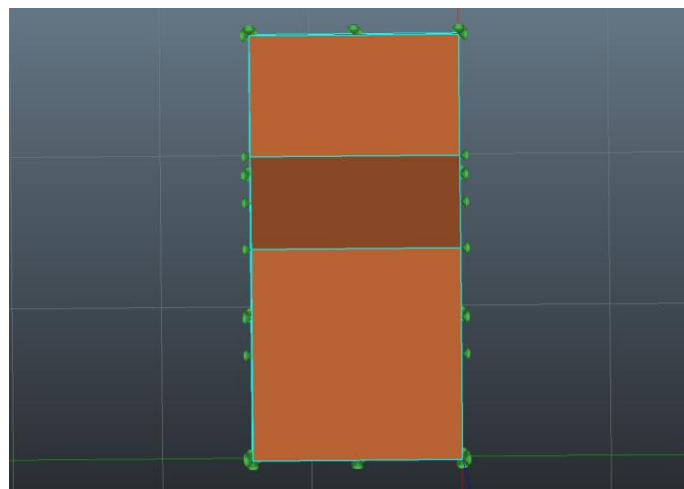
Figure 3.1. Schéma 2D de la modèle numérique adopté pour la présente étude: (a) Section transversale du modèle, (b) Section longitudinal du modèle

3.7.2. Optum G3 simulation

Dans les simulations Optum G3, la géométrie axismétrique offre une approche précise en restreignant la discrétisation du domaine du problème à seulement une moitié. Cette configuration permet de modéliser avec efficacité les systèmes et les processus qui présentent une symétrie autour d'un axe central. En concentrant l'analyse sur une seule partie de la géométrie, les calculs deviennent plus rapides et plus économiques, tout en maintenant une précision élevée dans les résultats.



(a)



(b)

Figure 3.2. Different section d'un modèle numérique : (a) Section transversale du modèle, (b) Section longitudinal du modèle

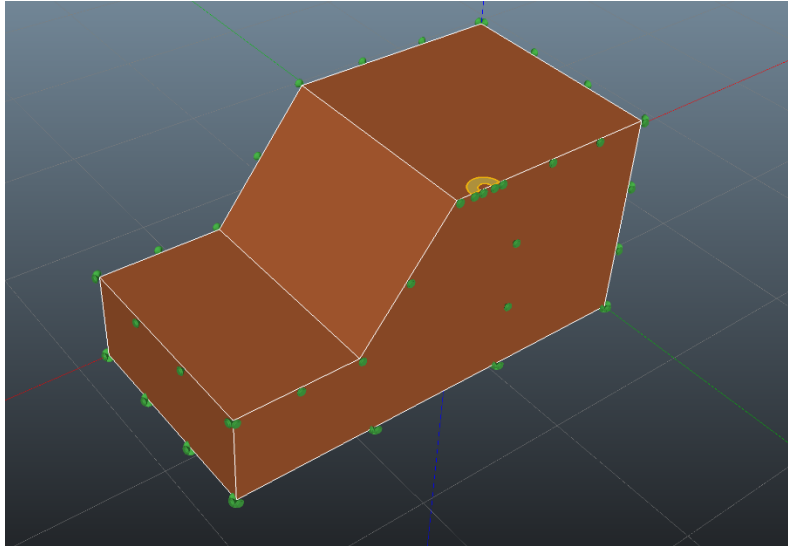


Figure 3.3. Modèle numérique adopté pour la présente étude

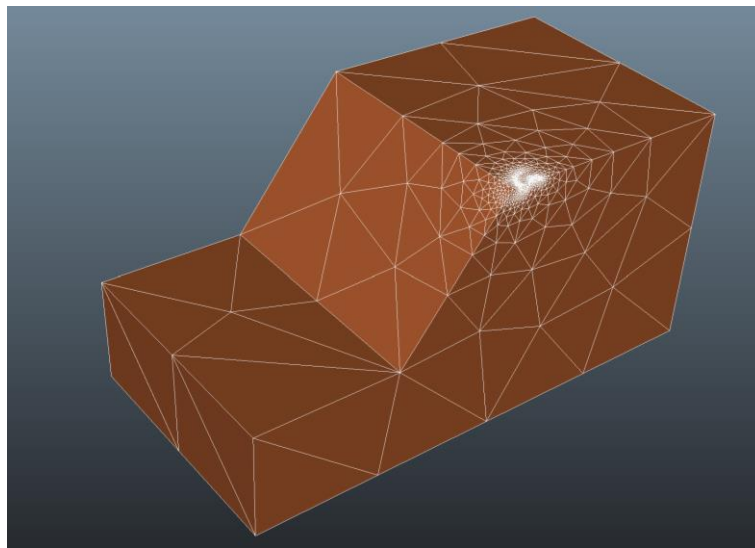


Figure 3.4. Maillage par éléments finis utilisé dans la présente étude

3.8. Validation du modèle de calcul

Pour étudier l'effet de la profondeur du renforcement, de la taille, du nombre de couches et de la distance horizontale entre le renforcement et la surface du talus sur la capacité portante ultime de la fondation, des tests ont été réalisés par N. Hataf et A. Fatolahzadeh (2019) [25] sur des fondations modèles circulaires et annulaires en polymère de Téflon rigide à petite échelle.

Lors de tous les essais, le modèle de fondation circulaire avait un diamètre de 15 cm, tandis que la fondation annulaire présentait des diamètres extérieur (D_{out}) et intérieur (D_{in}) de 15 cm et 6 cm respectivement. La distance entre la fondation et la crête du talus (s) était maintenue à 5 cm, et l'angle du talus (β) restait constant à 34° pour tous les tests en laboratoire. Les essais modèles ont été réalisés dans une boîte rigide mesurant $185 \times 80 \times 80$ cm, composée de plaques de verre et d'acier, renforcée par des profilés en acier. Un cadre rigide en acier a été utilisé pour maintenir l'appareil de chargement en place au-dessus de la boîte. Le talus de sable a été construit en remplissant la boîte par couches de 10 cm, avec une plaque d'acier de $40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} \times 5 \text{ mm}$ pesant 6.5 kg laissée tomber d'une hauteur de 20 cm pour compacter les couches. Cette opération a été répétée 10 fois pour garantir une compactation uniforme. Une fois la hauteur désirée atteinte (80 cm), le talus a été découpé avec précision conformément aux marqueurs sur la boîte pour minimiser les perturbations. Avant chaque test, la fondation et les jauges de déplacement ont été installées, et une charge initiale a été appliquée pour assurer un ajustement ferme sur la surface du sol.

γ	19.8 kN/m³
E	8000 kN/m ²
φ	38°
C	3 kN/m ²

Tableau 3.1. Paramètres du sol utilisés dans les simulations numériques [26]

Le logiciel Plaxis 3D, basé sur la méthode des éléments finis (FEM), a été utilisé pour réaliser des analyses de sensibilité préliminaires et pour étudier les effets des paramètres restants. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb a été choisi pour le talus de sable en raison des paramètres disponibles issus de l'essai de cisaillement direct. Le comportement du géogrille a été supposé élastoplastique en tenant compte des propriétés précédemment introduites.

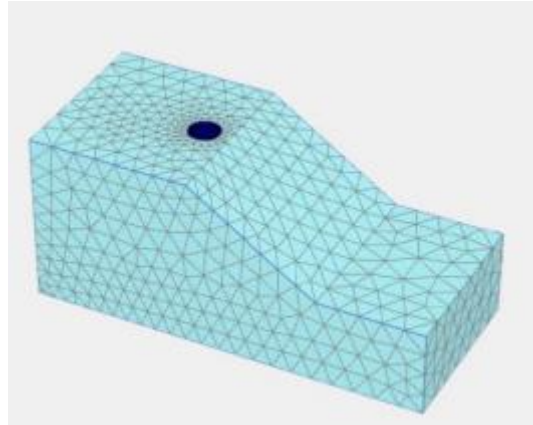


Figure 3.5. The optimized mesh used in simulations [26].

L'effet de la distance de la semelle par rapport au bord du talus a été examiné pour les fondations circulaires en appliquant une analyse numérique. Huit modèles non armés, avec un angle de pente de $\beta=34^\circ$ et un rapport de distance au diamètre de l'assise (s/D) variant entre 0.3 et 4.0.

Différentes configurations géométriques liées à l'emplacement de la fondation et aux distances de recul ont été examinées pour valider le modèle numérique. Les dimensions du modèle et les propriétés des matériaux ont été maintenues identiques à celles du modèle expérimental étudié par N. Hataf et A. Fatolahzadeh (2019) [26]. La comparaison des résultats est présentée dans la figure 3.6.

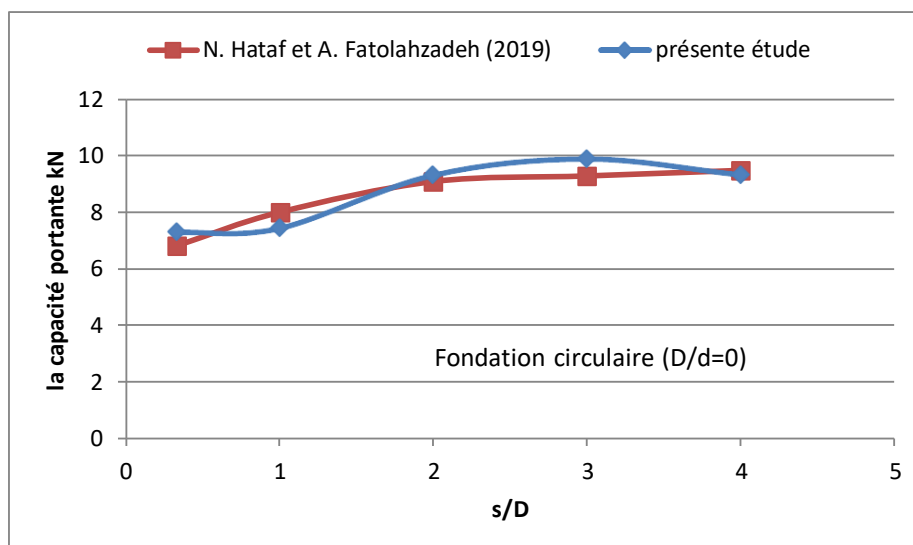


Figure 3.6. La comparaison des résultats de l'effet de la distance de la semelle circulaire par rapport au bord du talus.

Les résultats ont montré un bon accord entre les données de la présente étude et les données numériques de N. Hataf et A. Fatolahzadeh (2019) [26], validant ainsi l'efficacité du modèle proposé.

3.9. Conclusion

En conclusion, l'utilisation du logiciel Optum G3 pour la modélisation et l'analyse des problèmes géotechniques complexes s'est avérée être une approche efficace et fiable. Grâce à ses fonctionnalités avancées et à son interface conviviale, Optum G3 offre aux ingénieurs et aux chercheurs un outil puissant pour étudier divers aspects de la géotechnique, notamment la stabilité des pentes, la consolidation des sols, les fondations, les excavations et bien plus encore.

En outre, la présentation générale du processus de modélisation dans Optum G3, du prétraitement à la résolution et au post-traitement, a souligné la robustesse et la polyvalence de ce logiciel. Son utilisation permet aux utilisateurs de créer, de manipuler et d'analyser des modèles géotechniques de manière efficace et intuitive, tout en offrant des fonctionnalités avancées pour la visualisation des résultats et l'analyse des données.

En somme, Optum G3 représente un outil essentiel pour les professionnels de la géotechnique, leur permettant d'aborder avec confiance les défis complexes de l'ingénierie géotechnique et de prendre des décisions éclairées en matière de conception, de construction et de gestion des infrastructures.

Chapitre 4 : Analyse paramétrique et discussions des résultats

4.1. Introduction

Ce chapitre constitue une étape cruciale dans notre étude portant sur l'analyse numérique du comportement d'une fondation en anneau au bord d'un talus. Après avoir établi le cadre théorique et méthodologique, nous nous engageons maintenant dans une analyse approfondie des résultats obtenus à partir de simulations numériques. Notre objectif principal est de comprendre comment différents paramètres influent sur le comportement de la fondation et d'évaluer leur impact sur sa performance globale. La présente analyse s'articule autour de deux volets majeurs : d'une part, une exploration paramétrique visant à examiner l'effet de divers facteurs sur la réponse de la fondation en anneau, et d'autre part, une discussion approfondie des résultats obtenus. Nous allons ainsi investiguer les variations de paramètres clés tels que les caractéristiques géotechniques du sol, les dimensions de la fondation, l'inclinaison du talus, ainsi que d'autres variables pertinentes. Cette démarche analytique nous permettra de mieux appréhender les mécanismes sous-jacents régissant le comportement de la fondation en anneau dans des conditions variées. De plus, les discussions des résultats nous fourniront des insights précieux quant à la performance de la fondation et des recommandations éclairées pour son dimensionnement et sa conception dans différentes situations géotechniques.

4.2. Paramètres et propriétés des matériaux

4.2.1. Paramètres physique et mécanique du sol

Le tableau 4.1 présente les paramètres physique et mécanique d'un talus cohésif

Paramètre	Argile
La rigidité E_u (MPa)	4
Cohésion non drainée C_u (kPa)	20
Angle de frottement ϕ (°)	0
Poids volumique γ (kN/m ³)	16
Le coefficient de contrainte latérale K_0	0.4

Tableau 4.1. Les paramètres de la présente étude.

4.2.2. Paramètres géométriques du model numérique

4.2.2.1. Variation de la cohésion non drainée (C_u)

Huit valeurs de cohésion non drainée en considéré dans cette étude entre 15 à 50 Cette plage de valeurs représente une diversité de situations possibles en ce qui concerne la cohésion non drainée des matériaux.

4.2.2.2. Variation du rapport de la distance (s/D)

Dans la présente analyse paramétrique, nous examinons les valeurs du rapport de la distance s/D allant de 0 à 1.2, avec des incréments de 0.2. Cette gamme de valeurs nous permet d'explorer un éventail de distances potentielles entre des points, objets ou concepts dans un espace donné. Cette approche paramétrique nous offre un cadre robuste pour explorer et interpréter les structures et les modèles sous-jacents dans nos données.

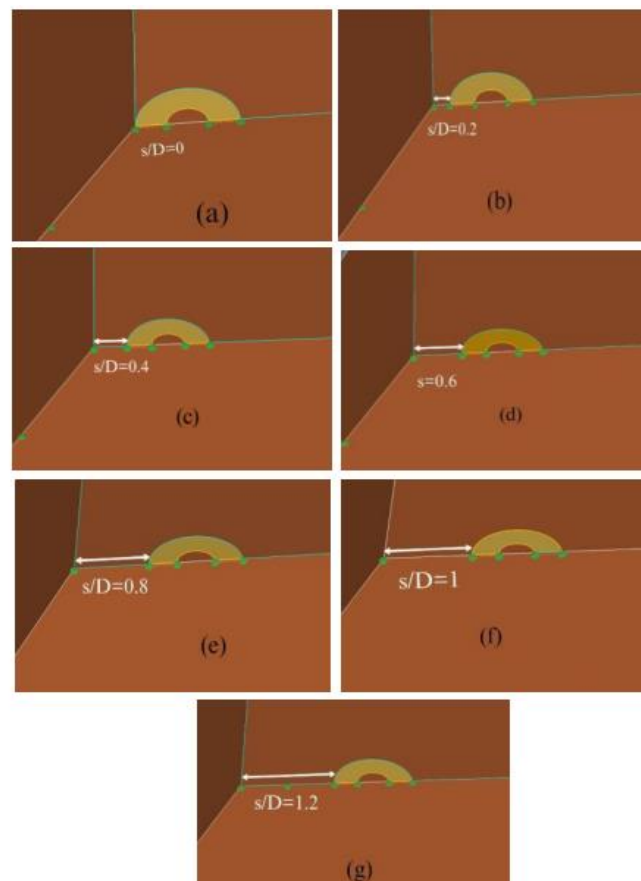


Figure 4.1. Les différentes positions de fondation anneau ($d/D=0.4$) : (a) $s/D=0$, (b) $s/D=0.2$, (c) $s/D=0.4$, (d) $s/D=0.6$, (e) $s/D=0.8$, (f) $s/D=1$, (g) $s/D=1.2$

4.2.2.3. Variation de l'inclinaison de talus (α)

Dans notre étude sur l'inclinaison de talus, nous analysons les valeurs à des intervalles spécifiques, notamment 0, 10, 20, 30, 40 et 50 degrés. L'exploration de ces points précis nous permet de saisir pleinement l'impact de différentes pentes sur la stabilité du talus et leur influence sur les opérations d'ingénierie. En examinant de près chacune de ces valeurs, nous sommes en mesure de définir avec précision les limites sécuritaires de la pente, assurant ainsi une stabilité optimale. Ceci est essentiel pour la planification et l'exécution efficaces et sûres des projets d'ingénierie.

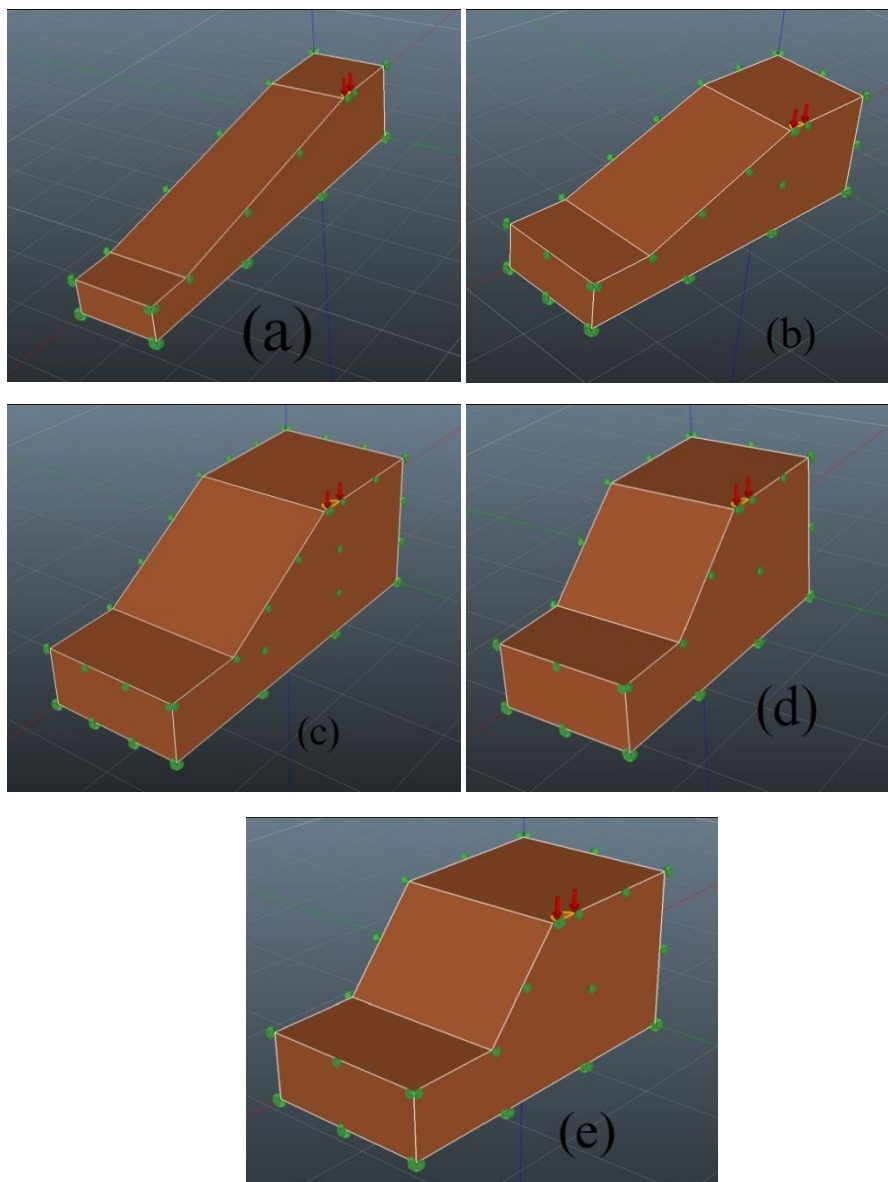


Figure 4.2. Les différentes inclinaisons du talus qui sont étudiées : (a) 10°, (b) 20°, (c) 30°, (d) 40°, (e) 50°

4.2.2.4. Variation de diamètre (d/D)

Avec un diamètre extérieur fixé à 1m, nous modifierons le diamètre intérieur dans la présente analyse paramétrique en cinq rapports de rayon intérieur-extérieur (d/D) :

- Le premier rapport à une semelle du d/D=0
- Le deuxième rapport à une semelle du d/D=0.2
- Le troisième rapport à une semelle du d/D=0.4
- Le quatrième rapport à une semelle du d/D=0.6
- Le cinquième rapport à une semelle du d/D=0.8

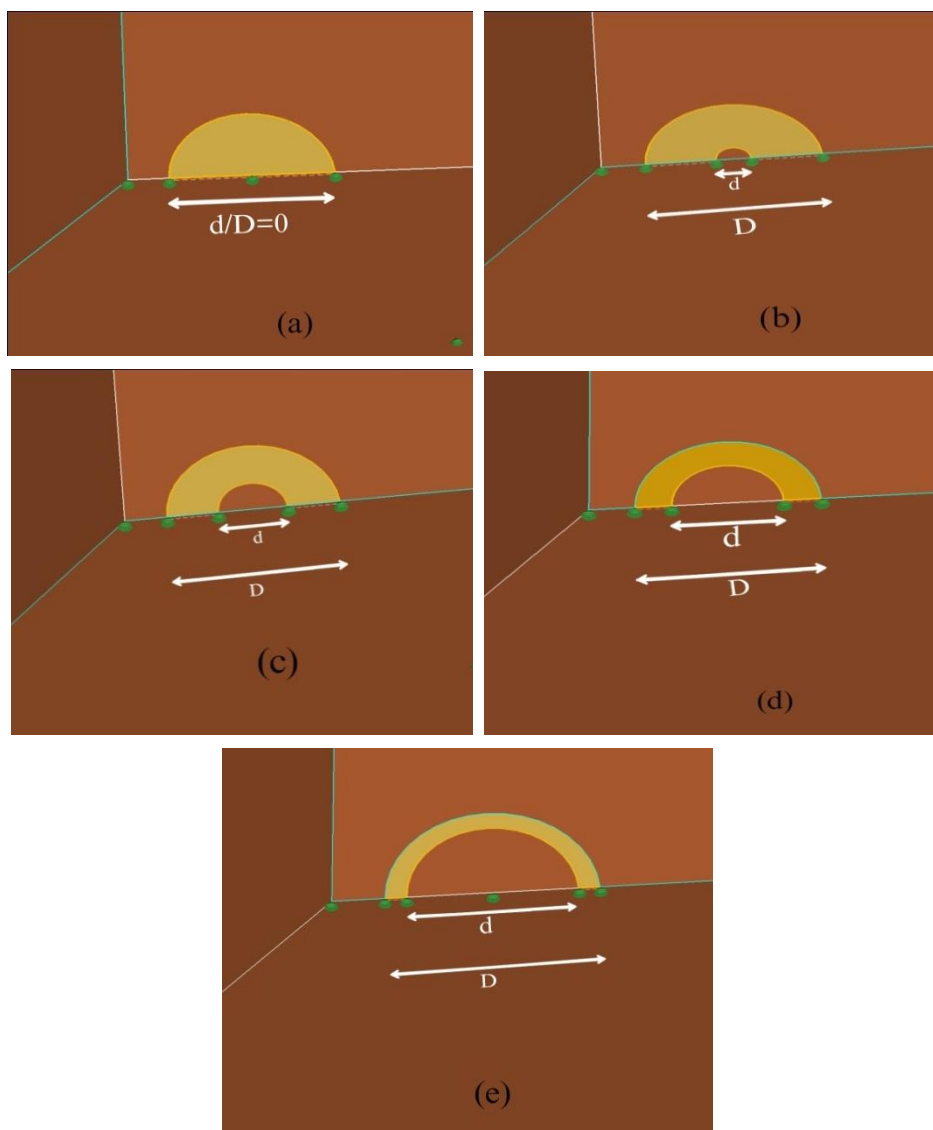


Figure 4.3. Les différentes rapport du diamètre de fondation : (a) $d/D=0$,(b) $d/D=0.2$, (c) $d/D=0.4$, (d) $d/D=0.6$, (e) $d/D=0.8$

4.3. Analyse paramétrique

La capacité portante ultime considérée dans cette étude est calculée en prenant la moyenne entre la limite inférieure (q_{LB}) et la limite supérieure (q_{UB}). Cette méthode assure une évaluation plus représentative et robuste en prenant en compte les deux extrêmes possibles de la capacité portante ultime. En utilisant la formule :

$$q_u = \frac{q_{LB} + q_{UB}}{2} \dots \dots \dots (4.1)$$

Où (q_u) représente la capacité portante ultime moyenne, cette approche offre une vision plus équilibrée de la capacité de charge de la fondation. Cette méthode garantit une analyse complète et précise de la capacité portante ultime, fournissant ainsi des informations essentielles pour la conception et l'exécution des fondations avec une meilleure fiabilité et une sécurité accrue.

4.4. Influence des différents paramètres sur la capacité portante ultime de la fondation étudiée

4.4.1. L'effet du rapport de distance (s/D) sur la capacité portante ultime

Ces analyses ont été menées en considérant différentes valeurs du rapport de distance (s/D), qui représente la distance de la fondation par rapport au sommet du talus divisée par le diamètre externe de la fondation. Plus précisément, sept valeurs ont été explorées pour ce rapport : 0, 0,2, 0,4, 0,6, 0,8, 1 et 1,2. Cette variété de valeurs permet d'examiner les effets de différentes configurations géométriques sur la capacité portante ultime des fondations dans des conditions variées. La figure 4.4 illustre la variation du rapport (q_u/C_u) en fonction du rapport distance (s/D).

Pour la fondation circulaire $d/D=0$, on observe une augmentation progressive du rapport (q_u/C_u) à mesure que le rapport (s/D) diminue. Plus précisément, le rapport (q_u/C_u) atteint la valeur de 4,45 à une distance $s/D=0$. En poursuivant l'analyse, on remarque une augmentation significative du rapport (q_u/C_u) à une distance $s/D=0,6$, où il atteint la valeur de 5,79. Cette augmentation peut être attribuée à une meilleure interaction entre la fondation et le sol à cette distance spécifique. Au-delà de $s/D=0,6$, le rapport (q_u/C_u) se stabilise dans la plage de valeurs entre 0,6 et 1,2, indiquant un équilibre relatif de la capacité portante ultime dans cette gamme de distances.

Dans la fondation annulaire avec un rapport $d/D=0,4$, le rapport (q_u/C_u) atteint 4,82 à un rapport $s/D=0$, puis augmente à 5,72 à un rapport de $s/D=0,4$, pour ensuite se stabiliser entre 0,4 et 1,2.

Pour une fondation annulaire présentant un rapport $d/D=0,6$, le rapport (q_u/C_u) débute à 4,87 pour une distance $s/D=0$. Ensuite, il connaît une augmentation graduelle, passant de 4,87 à 5,85, avant de se stabiliser entre les rapports (s/D) 0,4 et 1,2.

Les résultats variables des rapports (q_u/C_u) pour les fondations circulaires et annulaires avec des rapports $d/D=0,4$ et $d/D=0,6$ mettent en lumière les effets des changements dans la position relative de la fondation sur sa capacité portante ultime. L'analyse progressive des valeurs montre que la capacité portante ultime augmente lorsque la fondation s'éloigne du sommet du talus, dépassant des valeurs spécifiques à ces distances. De plus, on observe une stabilisation des rapports (q_u/C_u) dans des plages spécifiques de rapports (s/D) , suggérant un équilibre dans la capacité portante ultime de la fondation à ces emplacements. Ces résultats soulignent l'importance capitale de déterminer l'emplacement optimal de la fondation en termes de sa capacité portante, car les différences d'emplacement peuvent contribuer à améliorer sa performance et son efficacité dans le soutien des structures d'ingénierie.

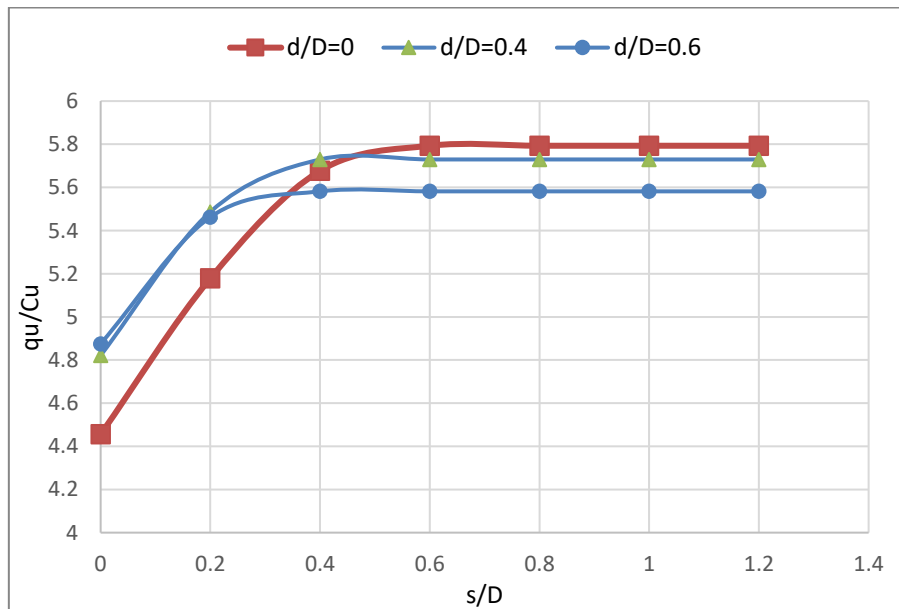


Figure 4.4. Variation du rapport (q_u/C_u) en fonction du rapporte s/D pour trois rapport de rayons $d/D=0$, $d/D=0.4$, $d/D=0.6$

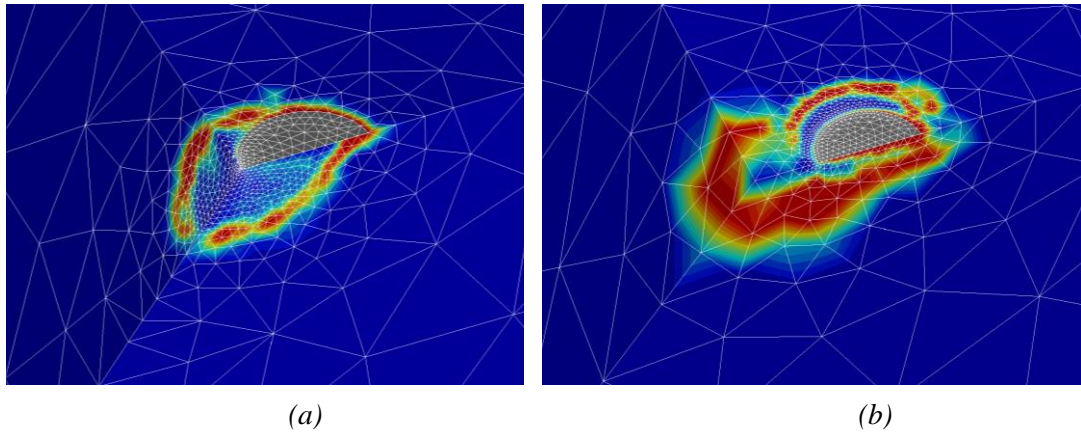


Figure 4.5. Mécanisme de rupture du talus pour un fondation avec le rapport $d/D=0$: (a) $s/D=0$, (b) $s/D=0.6$

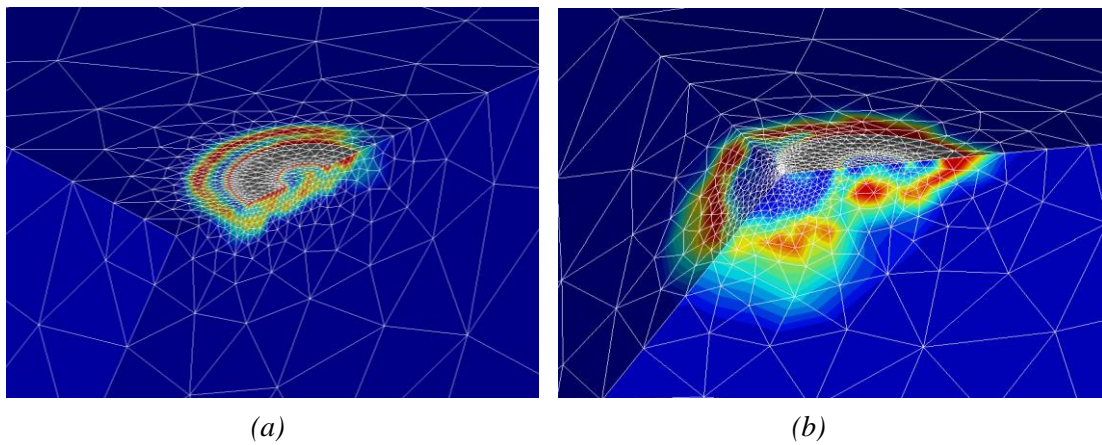


Figure 4.6. Mécanisme de rupture du talus pour un fondation avec le rapport $d/D=0.4$: (a) $s/D=0.6$, (b) $s/D=0$

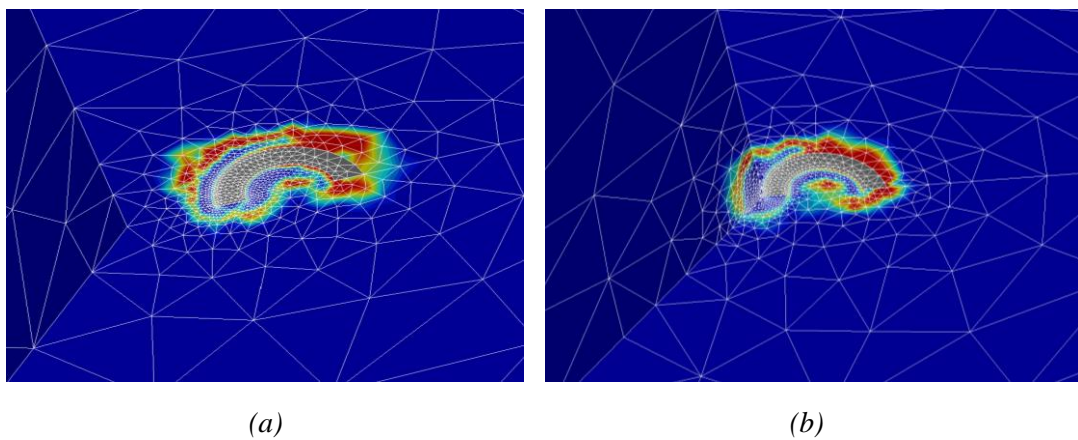


Figure 4.7. Mécanisme de rupture du talus pour un fondation avec le rapport $d/D=0.6$: (a) $s/D=0.6$, (b) $s/D=0$

4.4.2. L'effet de la cohésion non drainée (C_u) sur la capacité portante ultime

La figure 4.8 présente la variation du rapport (q_u/C_u) en fonction de la cohésion non drainée C_u . Cette étude a été réalisée avec un rapport de distance $s/D=0.25$ entre le bord du talus et la fondation. Trois rapports de diamètre ont été considérés : $d/D=0$ pour une fondation circulaire, $d/D=0.4$ et $d/D=0.6$ pour deux fondations annulaires. L'objectif de cette étude est de découvrir l'effet de la cohésion non drainée C_u sur la capacité portante ultime des fondations situées au bord du talus.

Pour une fondation circulaire ($d/D=0$), le rapport (q_u/C_u) est de 5.26 pour $C_u=15$. Avec l'augmentation de C_u , nous observons une légère augmentation du rapport (q_u/C_u), passant de 5.26 à 5,38 dans $C_u=45$, ce qui peut être considéré comme une valeur constante qui ne change pas avec la variation de C_u .

Pour une fondation annulaire avec un rapport $d/D=0.4$, le rapport (q_u/C_u) est de 5.75 pour $C_u=15$. En augmentant C_u , le rapport (q_u/C_u) reste presque constant, atteignant 5.59 pour $C_u=45$.

Pour une fondation annulaire avec un rapport $d/D=0.6$, le rapport (q_u/C_u) est égal à 5.63 lorsque $C_u=15$. Avec l'augmentation de la valeur de C_u , On observe une stabilité de la valeur du rapport (q_u/C_u), qui atteint la valeur de 5.65 lorsque $C_u=45$.

En conclusion, les résultats de cette étude soulignent l'importance de la cohésion non drainée C_u dans la détermination du rapport (q_u/C_u) pour les fondations annulaires. Que ce soit pour les rapports $d/D = 0$, $d/D=0.4$, ou 0.6 , il a été constaté que les valeurs de (q_u/C_u) restent relativement stables avec l'augmentation de C_u . Cette stabilité indique que la cohésion du sol joue un rôle crucial dans la capacité portante des fondations annulaires. Les similitudes observées pour les rapports $d/D = 0.4$ et $d/D=0.6$ suggèrent que des ajustements mineurs dans la conception des fondations peuvent être faits sans affecter de manière significative leur performance. Ces résultats mettent en évidence la nécessité de prendre en compte les caractéristiques spécifiques du sol lors de la conception des fondations pour garantir leur efficacité et leur durabilité.

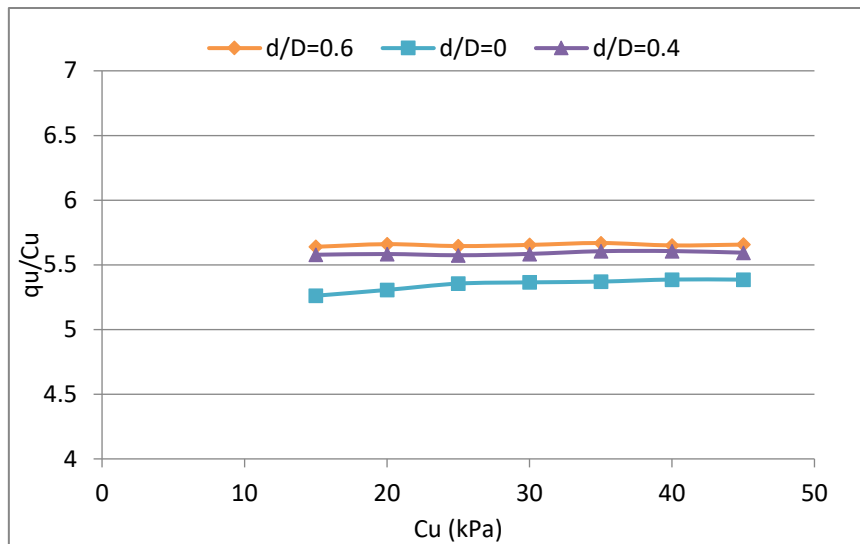


Figure 4.8. La variation du rapport (q_u/C_u) en fonction de la cohésion non drainée C_u .

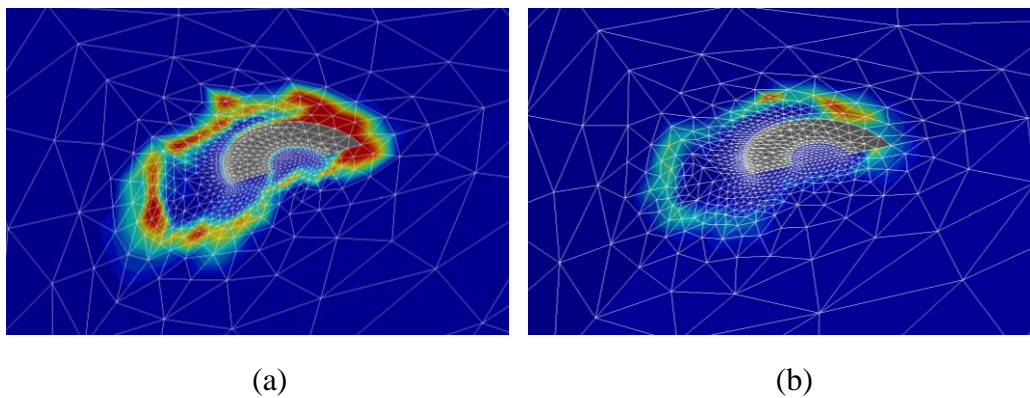


Figure 4.9. Mécanisme de rupture d'un talus pour une fondation annulaire $d/D=0.4$: (a) $C_u=15$, (b) $C_u=45$

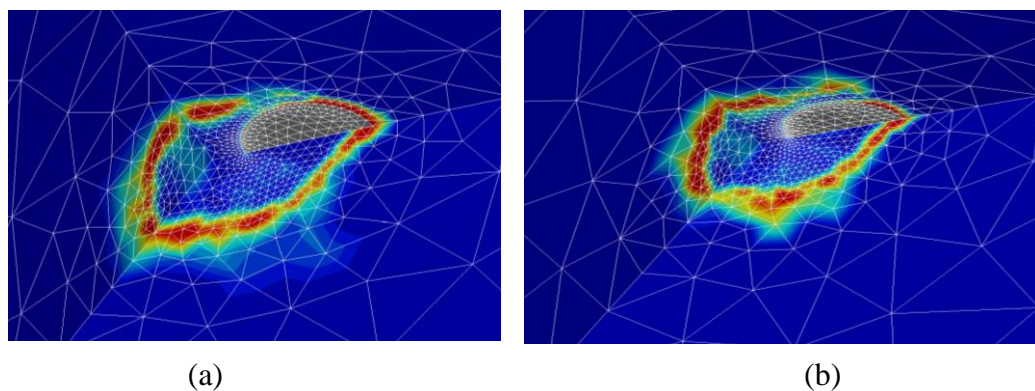


Figure 4.10. Mécanisme de rupture d'un talus pour une fondation circulaire $d/D=0$: (a) $C_u=15$ (b), $C_u=45$

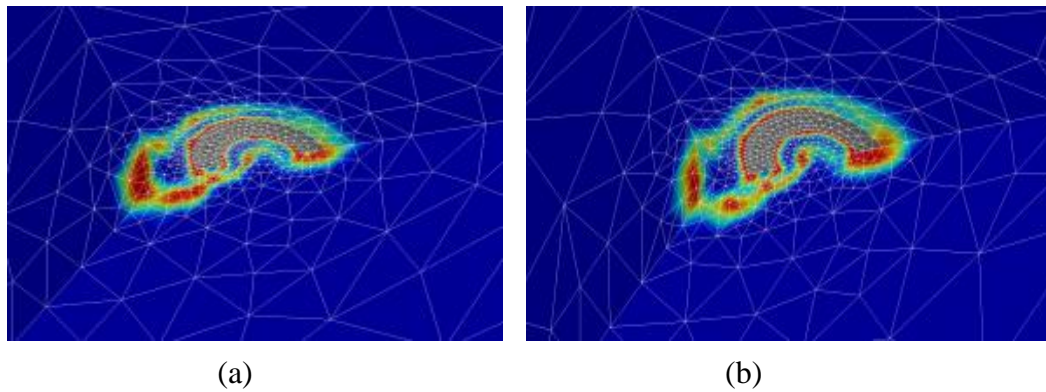


Figure 4.11. Mécanisme de rupture d'un talus pour une fondation annulaire $d/D=0.6$: (a) $Cu=15$
(b), $Cu=45$

4.4.3. L'effet de l'inclinaison du talus sur la capacité portante ultime

La figure 4.12 illustre la variation rapport (q_u/C_u) d'une fondation en fonction de l'angle d'inclinaison de la pente. Trois types de fondations ont été étudiés : une fondation circulaire et deux fondations annulaire avec des rapports (d/D) de 0,4 et 0,6 respectivement. L'étude a été réalisée pour différentes inclinaisons de pente, allant de 10 à 50 degrés, afin de déterminer l'effet de l'influence de l'inclinaison du talus sur la capacité portante ultime des fondations.

Pour la fondation circulaire avec $d/D=0$, il a été observé que le rapport (q_u/C_u) est resté constante à la valeur de 5.87 de l'angle 0 à l'angle 20, où aucun effet sur le rapport (q_u/C_u) n'a été constaté. Ensuite, elle a commencé à diminuer de la valeur de 5.87 de l'angle 20 jusqu'à atteindre 5.43 de l'angle 50.

Pour la fondation annulaire avec $d/D=0.4$, le rapport (q_u/C_u) reste constant à la valeur de 5.87 de l'angle 0 jusqu'à l'angle 30, où aucun effet n'a été observé. Ensuite, le rapport (q_u/C_u) commence à diminuer jusqu'à la valeur de 5.65 de l'angle 50, où l'impact commence à être perceptible à partir de l'angle 30.

Pour la fondation annulaire avec $d/D=0.6$, le rapport (q_u/C_u), Le rapport (q_u/C_u) reste constant à la valeur de 5,59 de l'angle 0 à l'angle 30, ce qui indique l'absence d'effet sur le rapport (q_u/C_u). Par la suite, on observe une légère diminution où la valeur passe de 5,59 à 5,57, ce qui suggère qu'il n'y a pas d'effet significatif sur le rapport (q_u/C_u) aux différents angles.

Les résultats de l'étude indiquent que le rapport (q_u/C_u) des fondations dépend plusieurs des facteurs tels que le type (circulaire ou annulaire) et le rapport (d/D). Pour une fondation circu-

laire ($d/D = 0$), on remarque que le rapport (q_u/C_u) reste constant jusqu'à un angle d'inclinaison de 20 degrés, puis commence à diminuer. En revanche, pour une fondation annulaire ($d/D = 0,4$), on observe une stabilité du rapport (q_u/C_u) jusqu'à un angle d'inclinaison de 30 degrés, puis une diminution. Pour une fondation annulaire ($d/D=0,6$), on observe une stabilité pouvant être considérée comme totale à tous les angles étudiés, ou le rapport (q_u/C_u) est restée constante sans changement notable à différentes inclinaisons. Il est également important de noter que la figure 4.13 représente l'évolution du mécanisme de rupture d'une fondation circulaire, tandis que les figures 4.14 et 4.15 représentent l'évolution du mécanisme de rupture des fondations annulaires avec des rapports ($d/D=0,4$) et ($d/D=0,6$) respectivement.

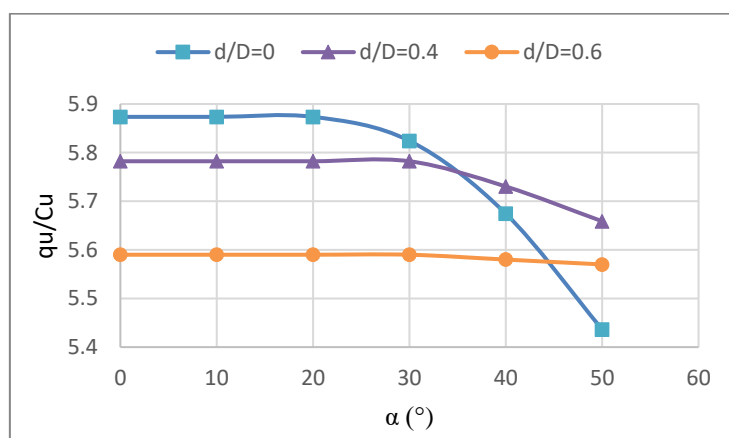


Figure 4.12. La variation du rapport (q_u/C_u) en fonction de l'angle d'inclinaison du talus

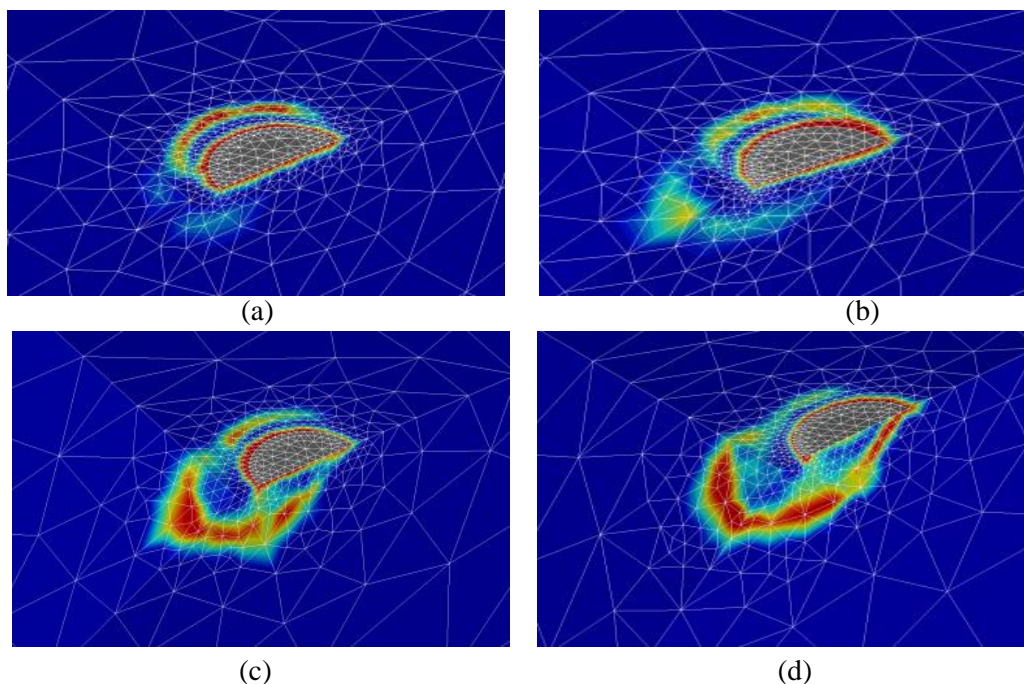


Figure 4.13. L'évolution du mécanisme de rupture du talus pour une fondation du rapport $d/D=0$: (a) $\alpha=10^\circ$, (b) $\alpha=20^\circ$, (c) $\alpha=30^\circ$, (d) $\alpha=40^\circ$

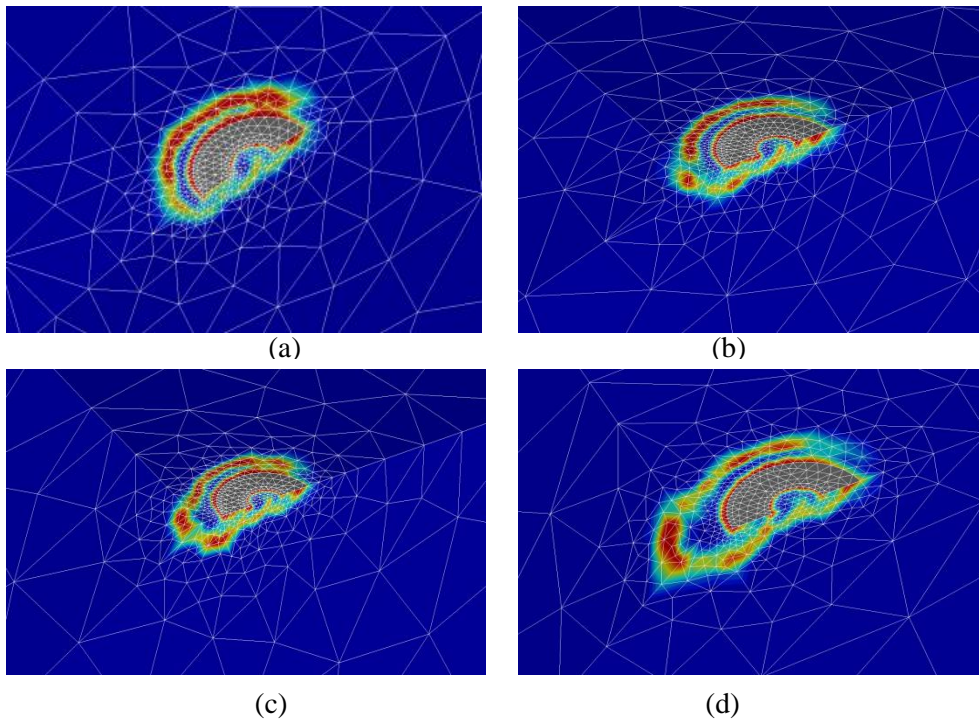


Figure 4.14. L'évolution du mécanisme de rupture du talus pour une fondation du rapport $d/D=0.4$: (a) $\alpha=10^\circ$, (b) $\alpha=20^\circ$, (c) $\alpha=30^\circ$, (d) $\alpha=40^\circ$

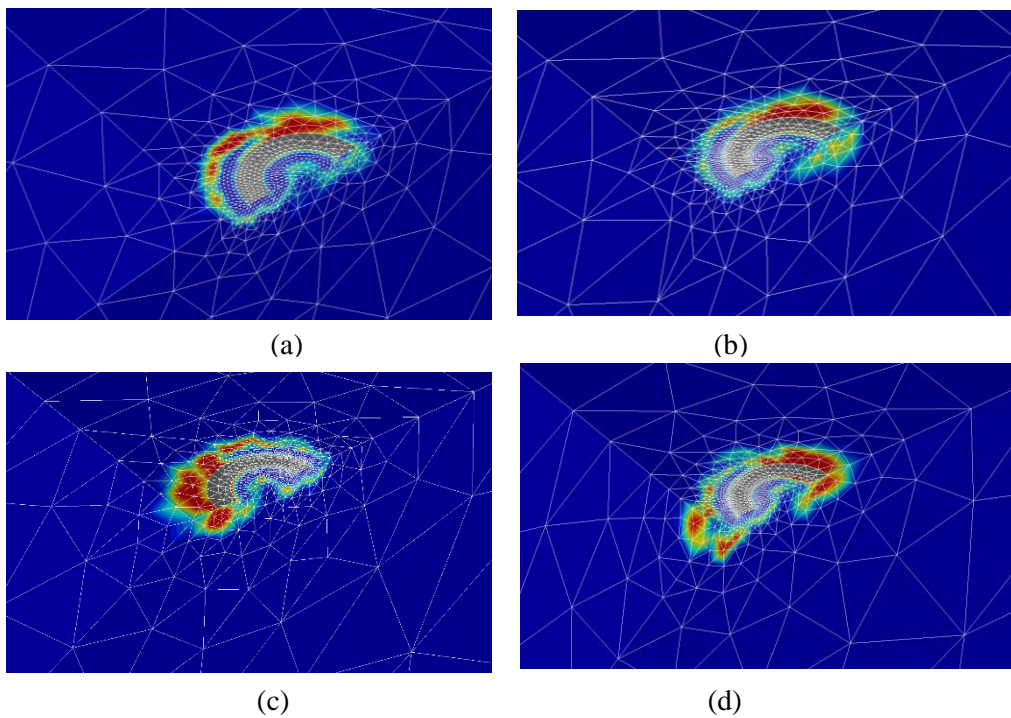


Figure 4.15. L'évolution du mécanisme de rupture du talus pour une fondation du rapport $d/D=0.6$: (a) $\alpha=10^\circ$, (b) $\alpha=20^\circ$, (c) $\alpha=30^\circ$, (d) $\alpha=40^\circ$

4.4.4. L'effet de la rapport (d/D) de la fondation sur la capacité portante ultime

La figure 4.16 illustre la variation du rapport (q_u/C_u) en fonction du rapport de diamètre (d/D). Nous avons étudié l'effet du rapport de variation des diamètres suivants : 0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8. Cette analyse a été réalisée pour trois rapport de distances $s/D = 0.5, 1, 1.5$.

Pour le rapport de distance $s/D = 0.5$, nous pouvons observer une diminution progressive du rapport (q_u/C_u). Initialement, pour un rapport $d/D = 0$, le rapport (q_u/C_u) est de 5.81. À mesure que le rapport (d/D) augmente, le rapport (q_u/C_u) diminue. Lorsque $d/D = 0.2$, le rapport (q_u/C_u) est légèrement réduit, et cette tendance se poursuit de manière régulière. En atteignant un rapport $d/D = 0.4$, (q_u/C_u) diminue davantage, indiquant une perte progressive de la capacité portante relative de la fondation. Finalement, pour un rapport $d/D = 0.8$, le rapport (q_u/C_u) atteint une valeur de 5.51.

Pour un rapport de distance $s/D = 1$, il est possible d'observer une diminution progressive du rapport (q_u/C_u). Initialement, avec un rapport (d/D) de 0, le rapport (q_u/C_u) est de 5.78. À mesure que le rapport (d/D) augmente, cette valeur diminue progressivement pour atteindre 5.52 lorsque le rapport (d/D) atteint 0.8.

Pour le rapport de distance $s/D = 1.5$, nous constatons une diminution progressive du rapport (q_u/C_u). Initialement, pour un rapport $d/D = 0$, le rapport (q_u/C_u) est de 5.79. Au fur et à mesure que le rapport (d/D) augmente, le rapport (q_u/C_u) diminue régulièrement, atteignant 5.58 pour un rapport (d/D) de 0.8.

En conclusion, l'analyse des rapports (q_u/C_u) pour différentes distances relatives (s/D) révèle une tendance générale de diminution progressive avec l'augmentation du rapport (d/D). Pour un rapport de distance $s/D = 0.5$, le rapport (q_u/C_u) passe de 5.81 à 5.51 à mesure que (d/D) augmente de 0 à 0.8. De même, pour un rapport de distance $s/D = 1$, la valeur diminue de 5.78 à 5.52 dans la même gamme de (d/D). Enfin, pour un rapport de distance $s/D = 1.5$, nous observons une baisse de 5.79 à 5.58. Ces résultats indiquent une diminution constante de la capacité portante relative des fondations avec l'augmentation du diamètre relatif, quel que soit le ratio de distance étudié.

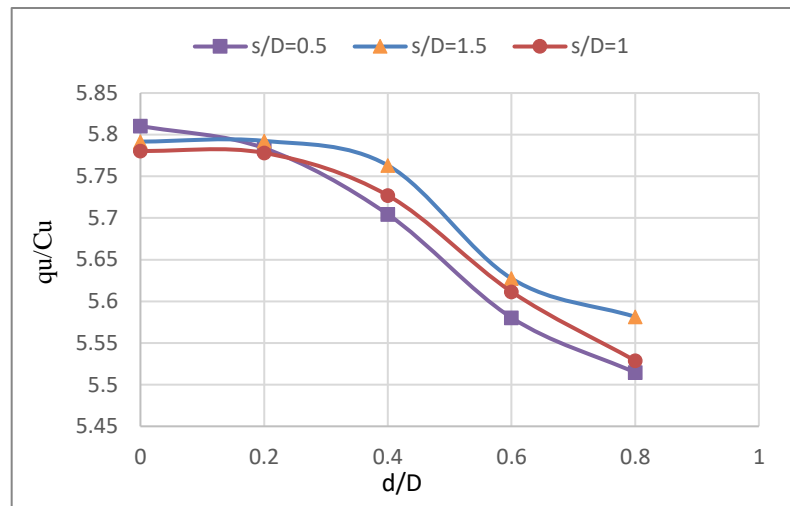


Figure 4.16. la variation du rapport (q_u/C_u) en fonction du rapport de diamètre (d/D)

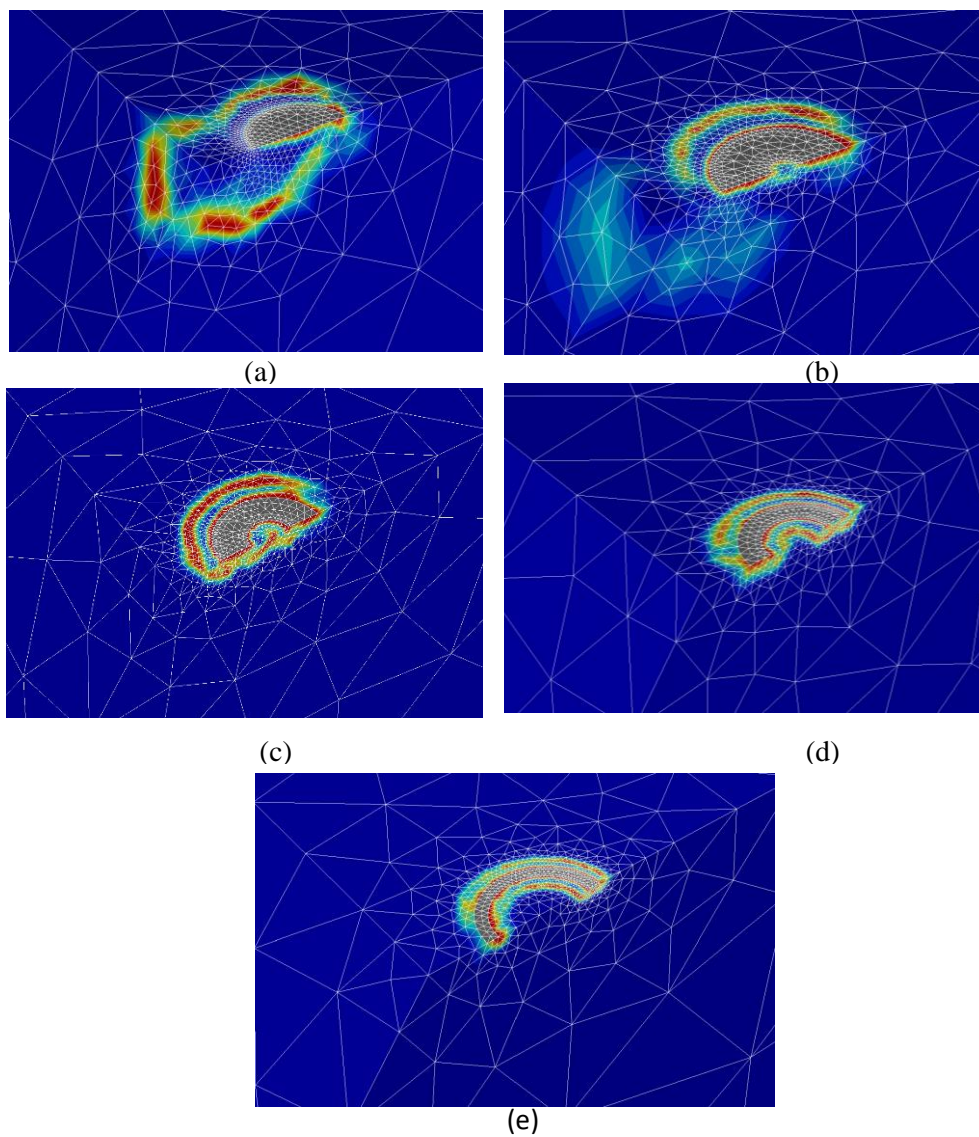


Figure 4.17. Les mécanismes de la rupture d'un talus pour les différentes rapport du diamètre (d/D) en fonction du rapport $s/D=0.5$: (a) $d/D=0$, (b) $d/D=0.2$, (c) $d/D=0.4$, (d) $d/D=0.6$, (e)

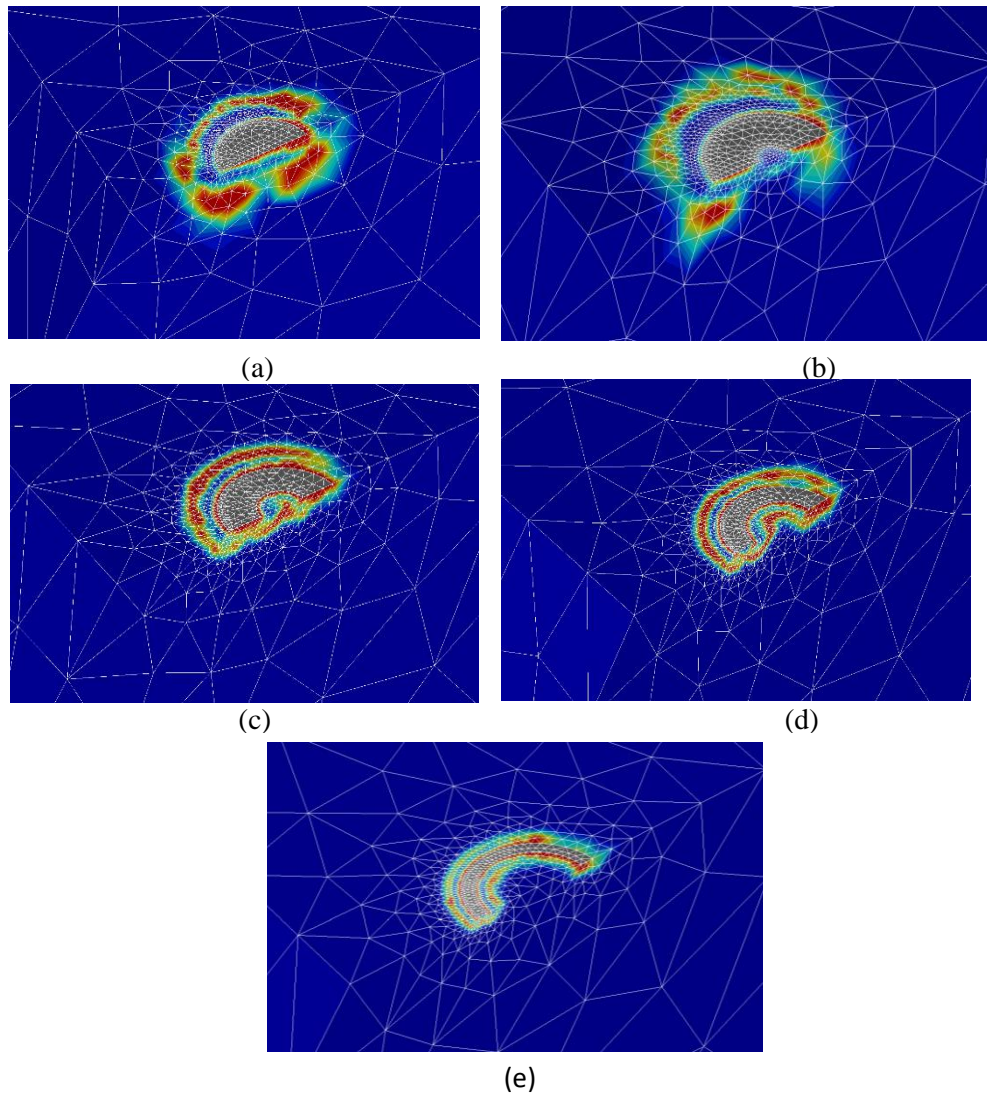


Figure 4.18. Les mécanismes de rupture d'un talus pour les différents rapports du diamètre (d/D) en fonction du rapport $s/D=1$: (a) $d/D=0$, (b) $d/D=0.2$, (c) $d/D=0.4$, (d) $d/D=0.6$, (e) $d/D=0.8$

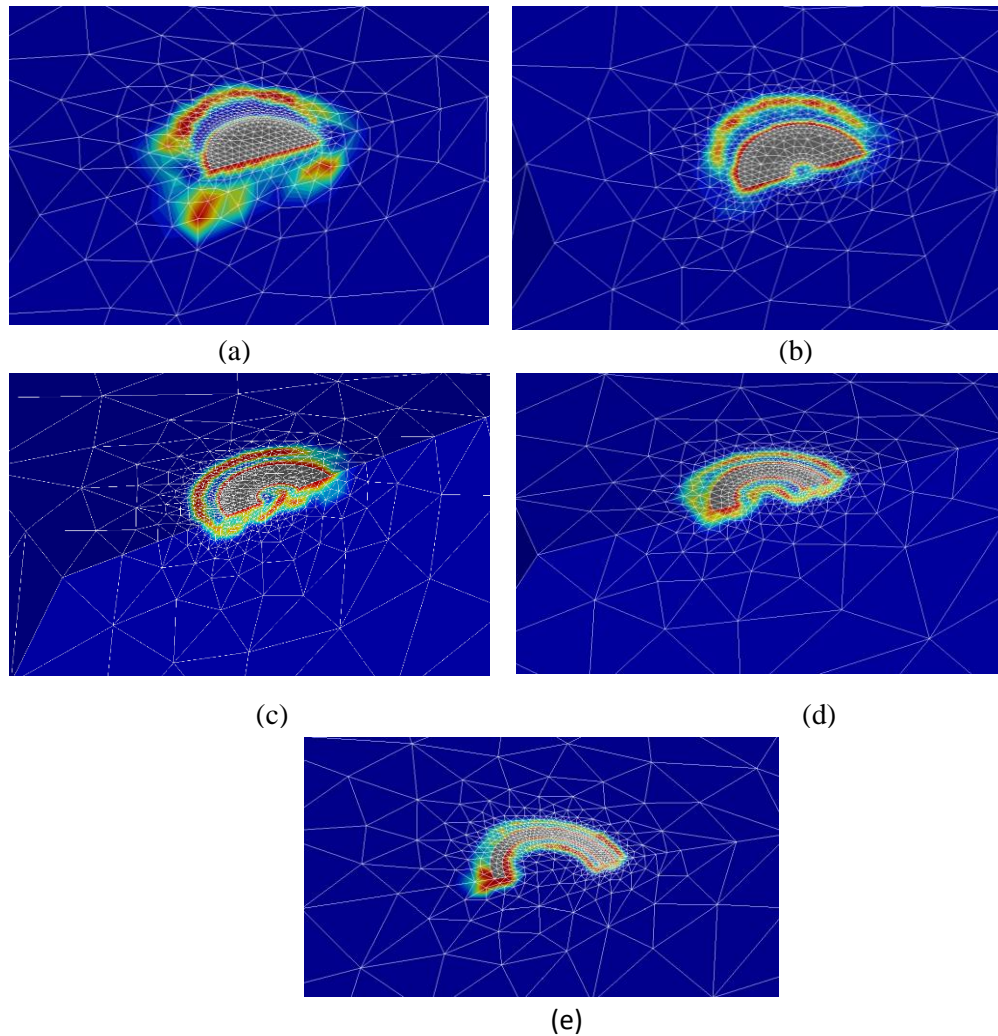


Figure 4.19. Les mécanismes de la rupture d'un talus pour les différents rapports du diamètre (d/D) en fonction du rapport $s/D=1.5$: (a) $d/D=0$, (b) $d/D=0.2$, (c) $d/D=0.4$, (d) $d/D=0.6$, (e)

4.5. Conclusion

L'étude s'est clôturée avec une analyse approfondie de la capacité portante ultime des fondations circulaires et annulaires rugueuses situées au bord d'un talus cohésif. Cette évaluation a été réalisée en utilisant le logiciel Optum G3. Les résultats obtenus ont fourni des éclairages significatifs sur le comportement de ces types de fondations dans une gamme variée de configurations.

Les principales conclusions de cette analyse sont les suivantes :

- à mesure que la fondation s'éloigne du sommet du talus, sa rapport (q_u/C_u) qui représente la capacité portante ultime normalisée augmente, surpassant les valeurs typiques

associées à ces distances. Parallèlement, les rapports (q_u/C_u) se stabilisent dans des plages spécifiques de rapports (s/D), soulignant ainsi l'importance de cette relation dans la détermination de la performance de la fondation.

- Une stabilisation du rapport (q_u/C_u) est observée avec l'augmentation de la cohésion non drainée C_u . Cette constance suggère que la capacité portante des fondations annulaires reste relativement stable malgré les variations de la cohésion du sol. Cela indique une relation directe et positive entre la cohésion du sol et sa capacité à supporter les charges.
- Les fondations circulaires maintiennent une stabilité relative jusqu'à un angle d'inclinaison de 20 degrés, tandis que les fondations annulaires maintiennent cette stabilité jusqu'à un angle de 30 degrés. À un rapport (d/D) de 0,6, une stabilité totale du rapport (q_u/C_u) est observée, indépendamment de l'angle. Ces résultats soulignent l'importance de comprendre les mécanismes de rupture pour optimiser la conception des fondations dans diverses conditions.
- Il existe une tendance claire à la diminution du rapport (q_u/C_u) avec l'augmentation du rapport (d/D) pour différentes distances relatives s/D . Cette baisse est cohérente et observée dans toutes les valeurs de (s/D) étudiées. Ces résultats mettent en évidence l'importance de prendre en compte à la fois le diamètre relatif de la fondation et sa position relative par rapport au talus dans la conception des fondations, afin de garantir une capacité portante optimale.

Conclusion générale

Dans le cadre de cette étude, une analyse approfondie a été menée sur le comportement des fondations circulaires au bord d'un talus. L'objectif principal était d'évaluer l'efficacité de ces fondations dans différents paramètres physique et mécanique. Pour cela, une modélisation précise du sol et de la fondation a été réalisée en utilisant le logiciel Optum G3, qui permet une analyse par éléments finis en trois dimensions. Cette approche a permis d'examiner de manière détaillée les interactions complexes entre la fondation et le sol.

Les résultats obtenus ont mis en évidence l'impact significatif de divers facteurs sur la performance des fondations circulaires et annulaires. Une attention particulière a été portée à l'évaluation de la capacité portante des fondations, essentielle pour garantir la stabilité et la durabilité des structures. Ces résultats ont permis de mieux comprendre les mécanismes de charge et de déformation des fondations en bordure de talus.

Cette étude a apporté des informations précieuses pour les ingénieurs et les concepteurs travaillant dans le domaine du génie civil. En utilisant ces connaissances, ils peuvent améliorer la conception des fondations et optimiser les performances globales des structures. Il est essentiel de prendre en compte à la fois le diamètre relatif de la fondation et sa position par rapport au talus lors de la conception, afin d'assurer une capacité portante optimale et une stabilité structurelle adéquate.

Liste des références bibliographiques

- [1] Benkaci,S Oubraham,L (2016), calcul des fondations et étude de la stabilité du site d'implantation de la station d'épuration de sidi aïch, wilaya bejaia. mémoire de magister Université Abderrahmane MIRA de Bejaïa)
- [2] Mokrani,S Khanfouf,R (2021).problème des fondation superficielles. Mémoire de Master. Université Larbi Ben M'hidi -Oum El Bouaghi-
- [3] R.Frank (1998).Fondations superficielles. Techniques de l'ingénieur, nC246
- [4] Construction et travaux publique.(2012).les fondations par semelles filantes. Techniques de l'ingénieur.TBA1262
- [5] R.Doubbakh (2020). Contribution à l'étude des fondations Superficielles par une approche Probabiliste. Mémoire de Master. Université Mohamed khider -Biskra-
- [6] G.Philipponat (1987). Fondation et ouvrages en terre ,Deuxième édition; EDITIONS EY-ROLLES : 61, boulevard Saint-Germain, 75005 Paris
- [7] https://butec.univ-saida.dz/admin/opac_css/doc_num.php?explnum_id=1905
- [8] ROBITAILLE.V, et D.TREMBLAY.(1997).mécanique des sols-théorie et pratique, bibliothèque nationale de canada, ISBN 2-89113-658-6
- [9] Boudehous H (2019).Etude et Modélisation de la capacité portante des fondations superficielles (traitant différents cas). Mémoire de Master. Université Mohamed Seddik Benyahia – Jijel-
- [10] Bahamma S (2018). Etude numérique de la capacité portante d'une fondation superficielle sous charge inclinée. Mémoire de Master. Université Mohamed khider - Biskra-
- [11] Burt G. Look (2007). Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables. Taylor & Francis/Balkema P.O. Box 447, 2300 AK Leiden, The Netherlands
- [12] AMIROUCHE MED EL-ARBI et BOUGEMOUN OUSSAMA (2017).calcul de la capacité portante dynamique des fondations superficielles. Mémoire de Master. Université 08 Mai 1945 –Guelma-

- [13] BOUAFIA.A (2009). Conception et calcul des Ouvrages géotechniques « Cours et problèmes résolus ». Eurl Pages Bleues International. Raffour 10102 Bouira Algérie. ISBN : 978-9947-850-53-4
- [14] Braja M. Das (2015). Principles of Foundation Engineering. Eighth Edition. Global Engineering: Timothy L. Anderson
- [15] Birid, K., & Choudhury, D. (2021). Undrained bearing capacity factor N_c for ring foundations in cohesive soil. *International Journal of Geomechanics*, 21(2)
- [16] Sharma, V., & Kumar, A. (2018). Behavior of ring footing resting on reinforced sands subjected to eccentric-inclined loading. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 10 (2), 347-357
- [17] SD Prasad et M Chakraborty .(2021). Bearing capacity of ring footing resting on two layered soil. *Computers and Geotechnics*.134 (2021) 104088
- [18] R Vali et al.(2019). Bearing capacity of ring foundation due to various loading positions by finite element limit analysis. *Computers and Geotechnics*. 110 94-113
- [19] Charyya, R., Dey, A (2017). Finite Element Investigation of the Bearing Capacity of Square Footings Resting on Sloping Ground. *INAE Lett* 2, 97–105
- [20] P De Buhan, D Garnier (1998). Three Dimensional Bearing Capacity Analysis of a Foundation Near a Slope - *Soils and Foundations*- Vol. 38, No. 3, 153-163
- [21] M Naseri, E S Hosseininia (2015). Elastic settlement of ring foundations. *Soils and Foundations*. 55(2) : 284-295
- [22] J Kyu Lee, S Jeong (2018). Immediate Settlement of Ring Footings Resting on Inhomogeneous Finite Stratum. *Applied sciences*. 8(2) 255
- [23] M Raftari et all (2013). Settlement of Shallow Foundations near Reinforced Slopes. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*. Vol.18 Bund.D
- [24] B Imene (2022) Analyse numérique de la stabilité des pentes renforcées par pieux. Doctoral thesis, Université Mohamed Khider – Biskra.
- [25] N Brahmi (2020) Analyse probabiliste et numérique de la capacité portante des fondations superficielles. Doctoral thesis, Université Mohamed Khider – Biskra.

[26] N. Hataf et A. Fatolahzadeh (2019). An Experimental and Numerical Study on the Bearing Capacity of Circular and Ring Footings on Rehabilitated Sand Slopes with Geogrid. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*. 7-1 174-185